



HAL
open science

Evaluation des dommages induits par des mouvements de terrain sur des structures en maçonnerie à l'aide de la modélisation physique

Huu-Luyen Nghiem

► **To cite this version:**

Huu-Luyen Nghiem. Evaluation des dommages induits par des mouvements de terrain sur des structures en maçonnerie à l'aide de la modélisation physique. Génie civil. Université Grenoble Alpes, 2015. Français. NNT : 2015GREAI012 . tel-01179110

HAL Id: tel-01179110

<https://theses.hal.science/tel-01179110>

Submitted on 21 Jul 2015

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

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

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

**préparée dans le cadre d'une cotutelle entre
*l'Université de Grenoble et l'Institut national de
l'environnement industriel et des risques***

Spécialité : **Matériaux, Mécanique, Génie civil, Electrochimie**
Arrêté ministériel : le 6 janvier 2005 -7 août 2006

Présentée par

Huu-Luyen NGHIEM

Thèse dirigée par **Fabrice EMERIAULT**
codirigée par **Marwan AL HEIB**

préparée au sein de la **Direction DRS/INERIS** et du **Laboratoire
3S-R** dans l'**École Doctorale IMEP 2**

**Évaluation des dommages induits par des
mouvements de terrain sur des structures en
maçonnerie à l'aide de la modélisation physique**

Thèse soutenue publiquement le **24 mars 2015**, devant le jury composé de :

M. Luc THOREL

Directeur de recherche, IFSTTAR, Nantes, Rapporteur-Président

M. Hussein MROUEH

Professeur, Université Lille 1, Rapporteur

M. Olivier DECK

HDR-Maître de Conférence, Ecole de Mines de Nancy, Examineur

M. Didier SUBRIN

Ingénieur, CETU, Lyon, Invité

M. Seddik SAKJI

Ingénieur, CSTB, Paris, Invité

M. Fabrice EMERIAULT

Professeur, Grenoble INP, Directeur de Thèse

M. Marwan AL HEIB

HDR, Ecole des Mines de Nancy, Co-Directeur de Thèse



Remerciements

Je tiens à remercier tout particulièrement mes deux directeurs de thèse : HDR. Marwan AL HEIB et Prof. Fabrice EMERIAULT, qui ont dirigé ce travail avec beaucoup de persévérance et d'enthousiasme. Merci à vous pour votre disponibilité, pour les discussions scientifiques très enrichissantes pendant trois années de thèse. Sans vos conseils précieux et votre aide, ce travail n'aurait pu être mené jusqu'à son terme.

Merci également au Dr. Jean-Bernard KAZMIERCZAK, responsable d'unité RNOS/DRS, d'avoir apporté son soutien et ses conseils pour les travaux du modèle physique, et d'avoir accepté de m'aider à parfaire ce mémoire.

Toute ma gratitude au Dr. Medhi GHOREYCHI, Directeur de la DRS, pour m'avoir accueilli au sein de sa direction et m'avoir fourni les moyens matériels et financiers pour réaliser ma thèse.

J'adresse mes sincères remerciements aux membres du Jury. Je remercie très chaleureusement le Prof. Hussein MROUEH et le Prof. Luc THOREL (Président du Jury) qui ont accepté d'être rapporteurs de ce travail, et qui ont pris le temps d'examiner mon travail en apportant des critiques profondes et constructives.

Je tiens à remercier le HDR. Olivier DECK en tant qu'examinateur, ainsi que le Dr. Didier SUBRIN et le Dr. Seddik SAKJI pour avoir accepté de faire partie de ce jury de thèse.

Un grand merci à l'ensemble de l'équipe DRS pour l'accueil et la sympathie exprimée tout au long de ma thèse. Grâce à vous, ma connaissance de la langue française a sans doute progressé.

Un sincère merci à tous les amis que j'ai eu la chance de rencontrer à l'INERIS pendant mes trois années de thèse : Christophe DUVAL, Jean RILLARD, Tatiana OKHULKOVA, David Ricardo RHENALS GARRIDO, etc., pour leur partages culturels. Des remerciements particuliers à Van-Hung RAYANE qui m'a beaucoup aidé pour avancer dans la vie.

Je tiens à remercier tous mes amis vietnamiens que je ne peux pas citer ici pour leur soutien au long de mes études.

Enfin, mes plus profonds remerciements vont à mes parents pour leurs encouragements, leur compréhension, et leur soutien dans la poursuite de mes études, à mon amour Tam NGUYEN qui est ma motivation et qui toujours me fais confiance.

Résumé

Les structures en maçonnerie représentent une proportion importante des maisons individuelles et sont plus vulnérables notamment lorsqu'elles sont soumises à des mouvements de terrain. Pour faire face aux conséquences de ce problème, une plateforme d'essais a été développée pour simuler des mouvements de terrain et leur effet sur des modèles de structure en surface. Ce travail de thèse s'appuie sur un modèle physique réduit et développe des méthodes d'évaluation des dommages des structures maçonnées à l'aide de l'expérimentation physique.

Dans un premier temps, un modèle physique à échelle réduite sous gravité terrestre ($1g$) a été conçu pour reproduire ce phénomène. Ce modèle d'interaction sol-fondation-maçonnerie est à l'échelle de $1/40$. Le sol analogique est constitué d'un sable de Fontainebleau. La fondation de la structure est fabriquée à partir de silicone liquide, et les murs en maçonnerie sont constitués de petits blocs en bois. Pour mesurer les champs de déplacement du sol et de la structure, une technique de corrélation d'images numériques (DIC) est utilisée. Des discussions à propos de l'usage de cette technique lors de la réalisation d'un essai, notamment la prise en compte des erreurs de mesures, ont été également abordées.

Dans un deuxième temps, on évalue les dommages par les méthodes conventionnelles basées sur des indicateurs de dommages et des abaques. Ensuite, des nouveaux outils basés sur la technique DIC sont proposés pour réaliser une évaluation de dommages plus efficace, et plus aisée. Le premier outil se basant sur le modèle d'interaction sol-structure de Winkler permet d'identifier les modes de rupture dans la structure. Pour cela, le problème inverse de l'interaction sol-structure a été résolu et les modes de rupture du mur, basés sur les efforts internes, ont été identifiés. Ensuite, un modèle DIC-M est proposé pour reproduire les fissures dans la maçonnerie. Le point clé de ce modèle concerne les mouvements des blocs qui sont simulés par un système d'éléments distincts. Par ce moyen, la reproduction des fissures, puis l'identification et la quantification des fissures deviennent aisées. Plus précisément, un nouvel indicateur de dommages lié à la longueur des fissures permet de mieux quantifier les dommages et de cartographier les fissures. L'incertitude de mesure est déterminée par une simulation de Monte-Carlo des erreurs de déplacements.

Dans un troisième temps, la performance des outils développés est évaluée au travers d'un exemple d'évaluation des dommages potentiels. Une maison individuelle en maçonnerie soumise aux mouvements de terrain a été étudiée à l'aide de l'expérimentation physique. Une campagne d'essais considérant les positions les plus sensibles par rapport à la cuvette d'affaissement est réalisée. L'évaluation du niveau de dommage a été réalisée à l'aide des mesures de déformations et des caractéristiques de fissures observées. La comparaison entre les méthodes conventionnelles et la méthode développée montre la pertinence de l'indicateur longueur des fissures, et cet indicateur peut être considéré comme un nouvel outil lors d'évaluation des dommages dans la pratique. Pour conclure, des recommandations opérationnelles ont été suggérées afin d'obtenir une meilleure estimation du niveau de dommages de la structure.

Mots clés : *maçonnerie, évaluation des dommages, mouvements de terrain, modèle physique réduit, interaction sol-structure, identification des fissures, simulation de Monte-Carlo, corrélation d'images numériques.*

Abstract

Title : Damage assessment of masonry structures subjected to ground movements by physical modelling.

Masonry structures present a significant proportion of individual houses and are especially more vulnerable when subjected to ground movements. To deal with consequences of this problem, a test-platform has been developed in order to simulate ground movements and their effect on structure models on the surface. This thesis is based on a reduced physical model and develops damage assessment methods for masonry structures using physical modelling.

Firstly, a small-scaled physical model under Earth's gravity ($1g$) has been developed to reproduce this phenomenon. This model of soil-foundation-masonry interaction has a scale factor of $1/40$. The analogue soil consists of the Fontainebleau sand. The foundation part of the structure is made of liquid silicon and masonry walls are made from small wooden blocks. To measure displacements fields of the soil and the structure, a digital image correlation (DIC) technique is used. Discussions about the use of this technique when performing a test, especially the consideration of measurement errors, are also addressed.

Secondly, we first assess the damage through conventional methods based on damage indicators and graphs. Then, new easy to use tools based on the DIC technique are proposed to carry out a more effective damage assessment. The first tool helps identify failure modes in the structure, based on the Winkler soil-structure interaction model. To do this, the inverse problem of soil-structure interaction is resolved, and the failure modes, based on internal forces, are identified. Then, a DIC-M model is proposed to reproduce the crack propagation in the masonry wall. The key point of this model consists in the simulation of the block movements in a discrete element system (DES). Consequently, cracks can appear easily, and then the crack identification and quantification become easier. More precisely, a new damage indicator related to the cumulated length of cracks allows to better quantify the damage and the cartography the cracks. The measurement uncertainty is determined by Monte-Carlo simulation.

Thirdly, the performance of proposed tools is discussed through an example of assessing potential damages. An individual house in masonry subjected to ground movements was studied using physical experimentation. A test campaign related to the most sensitive positions of the structure with respect to the subsidence centre is performed. Damage assessment is conducted using deformation measurement and crack characteristics. The comparison between conventional and developed methods shows the relevance of the damage indicator related to the cumulated length of cracks, and this indicator can be considered as a new tool for damage assessment in practice. Finally, operational recommendations are suggested in order to obtain a better estimation of the damage level of the structure.

Keywords: *masonry structures, damage assessment, ground movements, reduced physical model, soil-structure interaction, crack identification, Monte-Carlo simulation, digital image correlation technique.*

Table des matières

Remerciements.....	i
1. Introduction.....	1
1.1. Contexte.....	1
1.2. Objectifs.....	2
1.3. Organisation de la thèse.....	3
2. Etat de l'art.....	5
2.1. Introduction.....	5
2.2. Vulnérabilité des ouvrages soumis à des mouvements de terrain.....	5
2.2.1. Classification de la vulnérabilité.....	5
2.2.2. Evaluation de dommages.....	7
2.2.3. Relation entre l'interaction sol-structure et les dommages.....	9
2.2.4. Modes de rupture dans une structure en maçonnerie.....	10
2.2.4.1. Point de vue global.....	10
2.2.4.2. Point de vue local.....	11
2.2.4.3. Cas de chargement de cisaillement.....	13
2.3. Modélisation physique réduite d'un système sol-structure.....	13
2.3.1. Introduction.....	13
2.3.2. Lois de similitude.....	14
2.3.2.1. Conditions de similitude générales.....	14
2.3.2.2. Mise en pratique des conditions de similitude.....	17
2.3.3. Modèles existants.....	20
2.3.3.1. Modèle de l'Université d'Illinois.....	20
2.3.3.2. Modèle de Giardina et <i>al.</i>	22
2.4. Identification de la fissuration par corrélation d'images numériques.....	25
2.4.1. Introduction.....	25
2.4.2. Principe de la corrélation d'images numériques (DIC).....	25
2.4.3. Modèles DIC étendus.....	26
2.4.3.1. Modèle X-DIC.....	27
2.4.3.2. Modèle I-DIC.....	28
2.4.4. Identification des fissures de la maçonnerie par DIC.....	28
2.5. Conclusion.....	29
3. Modèle réduit de l'interaction sol-fondation-maçonnerie.....	31
3.1. Introduction.....	31
3.2. Travaux précédents.....	31
3.2.1. Type d'aléa.....	31
3.2.2. Plate-forme d'essais.....	32
3.2.3. Conditions de similitude.....	33
3.2.4. Sol analogique.....	33
3.2.5. Evolution des modèles de la structure.....	34
3.3. Conception d'un modèle réduit de l'interaction sol-fondation-maçonnerie.....	37

3.3.1.	Choix des matériaux	37
3.3.2.	Caractéristiques mécaniques	38
3.3.2.1.	Interface bloc-bloc	38
3.3.2.2.	Interface bloc-mortier	38
3.3.2.3.	Interface sol-fondation	41
3.3.3.	Vérification de la similitude	42
3.4.	Procédure d'essai	43
3.4.1.	Conditions initiales	43
3.4.2.	Mise en place du sable	44
3.4.3.	Construction de la maquette de la structure	44
3.4.4.	Mise en place de la maquette	45
3.4.5.	Mise en place des 4 caméras	46
3.4.6.	Déroulement d'un essai	47
3.4.7.	Calibrage	47
3.4.8.	Temps de réalisation d'un essai	48
3.5.	Programme d'essais	48
3.5.1.	Etude paramétrique	48
3.5.2.	Nomenclature	50
3.6.	Technique de mesure du champ de déplacement par DIC	50
3.6.1.	Choix des paramètres dans les logiciels utilisés	50
3.6.1.1.	Paramètres pour VIC-SNAP	51
3.6.1.2.	Paramètres pour VIC-3D	52
3.6.2.	Mise en pratique du calcul de l'incertitude	53
3.6.2.1.	Sources d'erreurs de mesure	53
3.6.2.2.	Analyse des images statiques	54
3.6.2.3.	Erreurs du déplacement hors plan	57
3.7.	Conclusion	59
4.	Méthodologie d'évaluation des dommages basée sur la corrélation	
	d'images numériques	60
4.1.	Introduction	60
4.2.	Problème inverse de l'interaction sol-structure	61
4.2.1.	Motivation	61
4.2.2.	Modèle de Winkler modifié	62
4.2.2.1.	Modèle du sol	62
4.2.2.2.	Profil du sol	64
4.2.2.3.	Modèle de la structure	65
4.2.2.4.	Décomposition du déplacement	69
4.2.2.5.	Equation du comportement	70
4.2.3.	Résolution par méthode de discrétisation	71
4.2.3.1.	Principe	71
4.2.3.2.	Résumé de l'algorithme	72
4.2.3.3.	Exemple de calcul	73
4.2.4.	Adaptation pour les structures étudiées	76
4.2.4.1.	Estimation des paramètres	77
4.2.4.2.	Solution 1 : moyenne des courbes du déplacement	79
4.2.4.3.	Solution 2 : superposition des déplacements	86
4.3.	Méthodes conventionnelles pour l'évaluation des dommages	88
4.3.1.	Quelques indicateurs typiques	88
4.3.2.	Abaque de Burland	89

4.4.	Une méthode d'analyse des dommages pour la maçonnerie	91
4.4.1.	Motivation	91
4.4.2.	Reconstruction de la maçonnerie.....	92
4.4.2.1.	Reconstruction de la géométrie	92
4.4.2.2.	Reconstruction des mouvements	93
4.4.3.	Implémentation numérique	95
4.4.3.1.	Discrétisation spatiale.....	95
4.4.3.2.	Fonction de coût.....	96
4.4.4.	Indicateur de dommages lié à la longueur des fissures.....	98
4.4.4.1.	Conception	98
4.4.4.2.	Incertitude de mesures.....	99
4.4.4.3.	Intervalle de confiance.....	101
4.4.5.	Résumé de l'algorithme	103
4.4.5.1.	Calculs des rotations et des translations des blocs.....	103
4.4.5.2.	Calcul de la longueur cumulée des fissures.....	105
4.4.6.	Exemples.....	105
4.5.	Conclusion.....	107
5.	Evaluation des dommages d'une maison individuelle en maçonnerie soumise à des mouvements de terrain à l'aide de l'expérimentation physique.....	109
5.1.	Introduction.....	109
5.2.	Réponse de la maçonnerie de joints vifs.....	110
5.2.1.	Premières observations	110
5.2.2.	Réponse de la façade observée.....	115
5.2.2.1.	Déplacements de la fondation.....	116
5.2.2.2.	Pente moyenne de la fondation.....	117
5.2.2.3.	Déflexion maximale de la fondation	118
5.2.2.4.	Déformation du mur	119
5.3.	Evaluation des dommages selon les méthodes conventionnelles	120
5.3.1.	Indicateur de la pente	120
5.3.2.	Indicateur de la déformation.....	120
5.3.3.	Abaque déflexion-déformation	121
5.4.	Evaluation des dommages selon la méthode proposée.....	122
5.4.1.	Indicateur multi-échelle	122
5.4.2.	Localisation des fissures.....	125
5.4.3.	Interaction sol-structure associée	129
5.4.4.	Niveau de dommages	131
5.5.	Synthèse des résultats des autres essais réalisés.....	133
5.5.1.	Réponse de la structure avec murs de cloison.....	133
5.5.2.	Tests des murs avec mortier de joint	135
5.6.	Conclusions et perspectives	138
5.6.1.	Conclusions.....	138
5.6.2.	Perspectives.....	139
6.	Conclusions & perspectives.....	140
6.1.	Conclusions	140
6.2.	Perspectives	142

Bibliographie.....	144
Annexe A : Géométrie des murs et du support de construction.....	150
Annexe B : Méthode de discrétisation pour le modèle d'interaction sol- structure	152
Annexe C : Détails de résultats de 12 essais de la maquette de structure en maçonnerie de joints secs.....	168
Annexe D : Tests des murs de maçonnerie de joints de mortier	188

Liste des Figures

Figure 1.1	Description du phénomène.....	2
Figure 1.2	Modèle physique de l'INERIS en présence d'une structure en bois.....	3
Figure 2.1	Degrés (niveaux) de dommages pour la maçonnerie selon l'échelle EMS98.....	6
Figure 2.2	Abaques de dommages	8
Figure 2.3	Causes principales provoquant des dommages sur la structure	10
Figure 2.4	Différents types de fissures du bâtiment.....	11
Figure 2.5	Différents modes de rupture de maçonnerie à briques d'argile pleines sous chargement biaxial.....	12
Figure 2.6	Différents modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis à un chargement de cisaillement.....	13
Figure 2.7	Conditions de similitude pour (a) le frottement Mohr-Coulomb, et (b) l'élasticité linéaire.....	17
Figure 2.8	Modèle réduit de l'Université d'Illinois.....	22
Figure 2.9	Modèle réduit de Giardina et <i>al.</i>	24
Figure 2.10	Evolution des fissures dans le mur en maçonnerie du modèle réduit de Giardina et <i>al.</i>	24
Figure 3.1	Plate-forme d'essais de l'INERIS pour la simulation des mouvements de terrain. Les dimensions sont en mm.....	32
Figure 3.2	Evolution des modèles de la structure de l'INERIS.....	36
Figure 3.3	Essai de caractérisation de l'angle de frottement du bois.....	38
Figure 3.4	Déroulement du test de flexion en trois points d'une poutre de dimensions.....	39
Figure 3.5	Evolution du module élastique en fonction de la concentration de la colle.....	40
Figure 3.6	Résistance à la flexion en fonction de la concentration de la colle.....	41
Figure 3.7	Conditions aux limites du système en 2D.....	43
Figure 3.8	(a) Compactage du sable, et (b) nivellement de la surface horizontale.....	44
Figure 3.9	Dispositif d'aide à la mise en place de la maquette de structure...	45
Figure 3.10	Disposition des caméras	46
Figure 3.11	Etude paramétrique pour différents types de la structure en maçonnerie de : (a) joints vifs sans murs de cloison, (b) joints vifs avec murs de cloison, (c) joints avec mortier avec ou sans fenêtre.....	49
Figure 3.12	Etude paramétrique pour les positions critiques de la structure ..	49
Figure 3.13	Résolution spatiale pour la déformation et le déplacement.....	53
Figure 3.14	Exemple d'une image statique pour l'analyse de l'incertitude de mesure.....	55

Figure 3.15	Histogrammes des déplacements	56
Figure 3.16	Evolution des écart-types du déplacement (a) horizontal et (b) vertical dans le plan du mur.....	57
Figure 3.17	(a) Erreurs du déplacement hors plan, et comparaison avec celles des déplacements (b) horizontaux et (c) verticaux dans le plan des caméras.....	58
Figure 4.1	Résolution du problème inverse par la simulation de Monte-Carlo.....	61
Figure 4.2	Différentes configurations de contact sol-fondation déformable	62
Figure 4.3	Cuvettes de la surface du sol en cas de terrain vierge correspondant au déplacement du vérin de (a, c) 10 mm et (b, d) 30 mm (état final).....	64
Figure 4.4	Modèle générique de la structure illustré par une poutre composite sur la fondation élastique pour le cas de l'interface parfaite.....	65
Figure 4.5	Evolution de la fonction $f(E_1/E_2)$ avec $\kappa=h_1/h_2$	67
Figure 4.6	Description des mouvements de corps rigide de la structure en zone (a) convexe et en zone (b) concave.....	69
Figure 4.7	Illustration des composants du déplacement du sol et de la structure dans l'équation (4.22).....	71
Figure 4.8	Schéma de discrétisation de la poutre en N éléments.....	71
Figure 4.9	Position P_1 : configuration approchée en 2D lors du déplacement du vérin de 30 mm.....	73
Figure 4.10	Illustration des paramètres de la fonction de la réaction du sol $p(x)$ dans l'équation (4.25).....	74
Figure 4.11	Position P_1 : (a) Solution approchée du déplacement vertical de la structure, (b) diagramme de moment, (c) diagramme de l'effort tranchant, (d) distribution de la réaction du sol, et (e) distribution du module de rigidité du sol variable.....	75
Figure 4.12	(a) Fondation en silicone, (b) maquette en zone concave P_1 , (c) maquette en zone convexe P_2 , et (d) maquette en zone mixte P_3 ..	76
Figure 4.13	Courbes expérimentales de la structure en (a) position P_1 , (b) position P_2 , et (c) position P_3 des essais réalisés par [53].....	80
Figure 4.14	Courbes expérimentales du sol en terrain vierge pour les positions P_1 et P_3 d'un essai réalisé par [53].....	81
Figure 4.15	Position P_1 : méthode de moyenne des déplacements, conditions aux limites appliquées décrites dans l'équation (4.38).....	82
Figure 4.16	Position P_3 : configuration approchée en 2D lors du déplacement du vérin de 30 mm.....	84
Figure 4.17	Position P_3 : méthode de moyenne des déplacements, conditions aux limites appliquées décrites dans l'équation (4.38).....	85
Figure 4.18	Modèle de poutre de Winkler, avec l'hypothèse de superposition des déplacements du corps rigide et déformable matérialisé par les déplacements des ressorts.....	86
Figure 4.19	Position P_2 : méthode de superposition des déplacements, conditions aux limites appliquées décrites dans l'équation (4.38)	87

Figure 4.20	Définition (a, b) de la déflexion maximale et la pente en zone convexe et concave, (c) des déformations de la fibre supérieure et inférieure de la structure. (d) Illustration du schéma de discrétisation spatiale.....	88
Figure 4.21	Exemple de l'influence du coefficient de Poisson « ν » sur le seuil de dommage selon la méthode de Burland.....	90
Figure 4.22	Adaptation de l'abaque de Burland [10] pour une maison individuelle en maçonnerie, considérant que l'axe neutre est (a) au centre, et (b) en bas de la structure.....	91
Figure 4.23	Reconstruction de la géométrie du mur. (a) Région de corrélation considéré dans le logiciel VIC-3D, (b) Nouveau système des coordonnées, et (c) Blocs en détail avec maillage.....	92
Figure 4.24	(a) Interface entre deux blocs et (b) définition de la longueur pour chaque point sur l'interface.....	98
Figure 4.25	(a) Histogramme et (b) probabilité de détermination des «fausses fissures».....	100
Figure 4.26	Histogramme de la longueur relative des fissures de la (a) classe $D_{0\&1}$, (b) classe D_2 , (c) classe D_3 , et classe $D_{4\&5}$	102
Figure 4.27	Structure en position P_1 : intervalle de confiance pour l'indicateur de dommages.....	106
Figure 4.28	Structure en position P_2 : intervalle de confiance pour l'indicateur de dommages.....	106
Figure 5.1	Position P_1 : déplacements verticaux de la structure et du sol quand le déplacement du vérin atteint (a, b) 10 mm, (c, d) 20 mm, et (e, f) 30 mm (état final).....	112
Figure 5.2	Position P_2 : déplacements verticaux de la structure et du sol quand le déplacement du vérin atteint (a, b) 10 mm, (c, d) 20 mm, et (e, f) 30 mm (état final).....	113
Figure 5.3	Position P_3 : déplacements verticaux de la structure et du sol quand le déplacement du vérin atteint (a, b) 10 mm, (c, d) 20 mm, et (e, f) 30 mm (état final).....	114
Figure 5.4	Déformée hors plan w du mur observé lorsque le déplacement du vérin atteint 20 mm. (a) Position P_1 , (b) Position P_2 , et (c) Position P_3	115
Figure 5.5	Déplacements verticaux de la fondation observée par les caméras quand le déplacement du vérin atteint (a) 10 mm, (b) 20 mm, et (c) 30 mm (état final).....	116
Figure 5.6	Evolution de la pente, β , en fonction du déplacement du vérin.....	117
Figure 5.7	Evolution du ratio de la déflexion maximale, Δ/L , en fonction du déplacement du vérin.....	118
Figure 5.8	Evolution de la déformation maximale du mur, ε , en fonction du déplacement du vérin.....	119
Figure 5.9	Indicateur multi-échelle des dommages liés à la longueur des fissures.....	123
Figure 5.10	Moyenne des classes des dommages en fonction du déplacement du vérin.....	124

Figure 5.11	Position P_1 : distribution des fissures quand le déplacement du vérin atteint (a) 10 mm, (b) 20 mm, et (c) 30 mm (état final).....	126
Figure 5.12	Position P_2 : distribution des fissures quand le déplacement du vérin atteint (a) 10 mm, (b) 20 mm, et (c) 30 mm (état final).....	127
Figure 5.13	Position P_3 : distribution des fissures quand le déplacement du vérin atteint (a) 10 mm, et (b) 20 mm.....	128
Figure 5.14	Position P_2 : relation entre les positions des fissures et les efforts internes dans la structure quand le déplacement du vérin atteint 20 mm.....	129
Figure 5.15	Position P_3 : relation entre les positions des fissures et les efforts internes dans la structure quand le déplacement du vérin atteint 20 mm.....	130
Figure 5.16	Position P_1 : distribution des fissures en cas de la maquette de la structure (a) sans sable (essai au bureau) et (b) avec le sable (essai sur la plate-forme).....	135
Figure 5.17	Position P_2 : distribution des fissures en cas de la maquette de la structure (a) sans sable (essai au bureau) et (b) avec le sable (essai sur la plate-forme).....	136
Figure 5.18	Position P_3 : distribution des fissures en cas de la maquette de la structure (a) sans sable (essai au bureau) et (b) avec le sable (essai sur la plate-forme).....	137
Figure 5.19	Etat déformé final du mur observé avec la fenêtre pour la structure en position P_2	137

Liste des Tableaux

Tableau 2.1. Quelques systèmes de classification des dommages typiques induits par l'aléa « mouvement de terrains ».....	7
Tableau 2.2. Equations usuelles de la mécanique et les conditions de similitude correspondantes	15
Tableau 2.3. Facteurs d'échelle usuels en statique.....	16
Tableau 2.4. Eléments essentiels du modèle physique réduit de l'Université d'Illinois [25] et du modèle de Giardina et <i>al.</i> [28].....	20
Tableau 2.5. Matériaux constitutifs du modèle réduit de l'Université d'Illinois [25] ..	21
Tableau 2.6. Matériaux constitutifs du modèle réduit de Giardina et <i>al.</i> [28].....	23
Tableau 3.1. Taille de l'étude actuelle et les caractéristiques en échelle réduite.	32
Tableau 3.2. Conditions de similitude appliquées au modèle physique de l'INERIS. .	33
Tableau 3.3. Caractéristiques du sable de Fontainebleau, Hor [27].....	34
Tableau 3.4. Comparaison des modèles de structure en polycarbonate et en silicone.	35
Tableau 3.5. Choix de matériaux pour le modèle réduit de la structure en maçonnerie.	38
Tableau 3.6. Rugosité et coefficient de frottement de l'interface fondation silicone-sable Fontainebleau.	41
Tableau 3.7. Récapitulatif des propriétés mécaniques du modèle réduit sol-structure-maçonnerie (1g).	42
Tableau 3.8. Temps indicatif d'un essai.....	48
Tableau 3.9. Nomenclature du nombre des essais réalisés.....	50
Tableau 3.10. Sources d'erreurs de la mesure du déplacement par DIC, étendu de [60].....	54
Tableau 4.1. Comparaison des paramètres obtenus après la simulation de Monte-Carlo pour deux conditions aux limites proposées.	83
Tableau 5.1. Comparaison des différents systèmes de classification des dommages. .	132
Tableau 5.2. Récapitulatif des niveaux des dommages de 12 essais	134

Liste des Symboles

ε	Déformation
Δ	Déflexion
γ	Poids volumique
ρ	Masse volumique
g	Pesanteur
E	Module de Young
ν	Coefficient de Poisson
c	Cohésion
φ	Angle de frottement
σ	Contrainte normale
τ	Contrainte tangentielle
r_f	Rigidité relative à la flexion
r_a	Rigidité relative axiale
$p(x)$	Réaction du sol
$k_s(x)$	Module de réaction du sol variable
$y_t(x)$	Déplacement vertical total de la structure
$y_R(x)$	Déplacement vertical de la structure due au mouvement du corps rigide
$y_D(x)$	Vraie déflexion de la structure due à l'interaction sol-structure
\mathbf{u}	Vecteur de déplacement
\mathbf{F}	Tenseur de transformation
\mathbf{C}	Tenseur Green-Lagrange
\mathbf{R}	Tenseur de rotation pure
\mathbf{U}	Tenseur de déformation pure
\mathbf{c}	Vecteur de translation

Chapitre I

Introduction

1.1. Contexte

Les mouvements de terrain sont associés à l'exploitation ou à l'effondrement des cavités souterraines naturelles ou anthropiques. Les cavités naturelles évoluent à travers la dissolution et la dégradation des roches pendant une période longue (de l'ordre du millier d'années) tels que karsts, grottes, gouffres, cavités de suffusion, etc., [1]. Alors que les cavités anthropiques concernent l'exploitation des mines (charbon, sel, fer...), des carrières (calcaire, gypse, craie...), des caves, des habitations troglodytiques, des ouvrages enterrés civils ou militaires (sapes et galeries), voir [2-4]. En France, les cavités abandonnées après les activités minières (mine et carrière) sont potentiellement des sources de mouvements de terrain de type affaissement ou fontis. La répartition géographique des risques concerne essentiellement les régions Nord-Pas-de-Calais, Lorraine, la région parisienne, les Basse et Haute-Normandie, les Pays de Loire, l'Aquitaine et la région Poitou-Charentes, voir [2-4].

Parmi les mouvements considérés, les effondrements et les fontis sont les plus dangereux. Un effondrement généralisé correspond à un abaissement de la surface dans un vaste secteur, parfois plusieurs hectares et sur plusieurs mètres de profondeur. La rapidité et l'importance de ce phénomène peuvent provoquer des catastrophes terribles. Par exemple, l'effondrement d'une cavité en Lorraine¹ en 1919 a entraîné la mort de 24 personnes. En 1961, un énorme effondrement souterrain à Clamart² a provoqué la mort de 21 personnes, 45 blessés, plus de 273 sinistrés et 23 immeubles détruits. Les fontis ou les effondrements localisés sont liés à une instabilité locale au sein d'une cavité souterraine à faible profondeur. Ce phénomène peut être engendré par la rupture des piliers ou du toit de la cavité, plus ou moins brutale. Les dégâts aux personnes et aux biens peuvent être significatifs. Par exemple, un effondrement à Paris en 1879 a englouti 3 maisons ainsi que leurs habitants ; un autre à Chanteloup-les-Vignes en 1991 a causé disparition d'une personne; l'effondrement à Bagnolet en 1993 a provoqué 2 morts, et celui de Neuville-sur-Authou en 2001 a causé 1 disparu, etc.

Pour pouvoir faire face aux conséquences de ces mouvements de terrain, l'INERIS a développé une plate-forme d'essais permettant de reproduire un mouvement de taille moyenne (intermédiaire entre un fontis et un affaissement) et ainsi d'évaluer et

¹ Source : [3] Abbass Fayad A. *Etude de stabilité de fontis au toit des carrières souterraines et traitements apportés aux conséquences induites en surface*. Ecole des Mines de Nancy, 2004.

² Source : clamart.cyberkata.org

de réduire les dégâts induits sur les bâtis existants. Pour identifier les structures type soumises aux aléas, des études statistiques ont été menées dans le cadre de plusieurs projets de recherche [2, 4-7]. Les résultats de ces études ont montré que les structures en maçonnerie sont les plus vulnérables et représentent une proportion importante du patrimoine bâti en France. Notamment, la maçonnerie non renforcée est particulièrement sensible aux mouvements de terrain en raison de sa faible résistance à la traction. Dans cette perspective, l'étude de la vulnérabilité de ce type de structure présente un intérêt et constitue l'objectif de notre thème de recherche. La Figure 1.1 illustre le cas de mouvements de terrains d'origine minière en présence d'une structure.

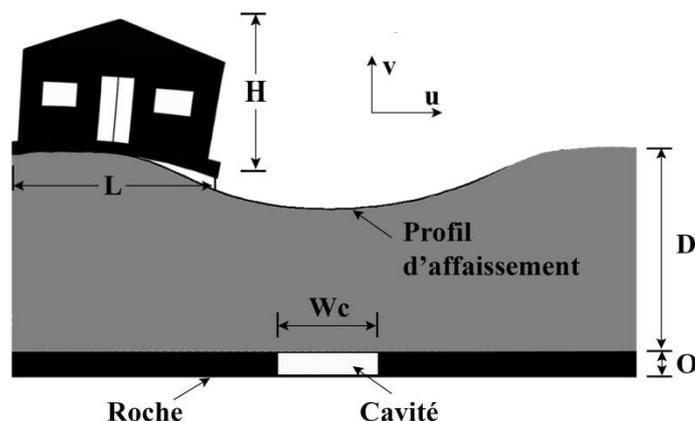


Figure 1.1. Description du phénomène. « L » est la longueur et « H » est la hauteur de la structure. « D » est la hauteur de recouvrement. « O » est l'épaisseur et « W_c » est la largeur de la cavité.

Cette thèse est réalisée dans le cadre du projet de recherche intitulé « Evaluation et Réduction de la Vulnérabilité du bâti exposé aux aléas Naturels et miniers » (ERÉVAN), dirigé par l'INERIS en partenariat avec le laboratoire de 3SR (Grenoble INP). Elle a notamment pour objectif de mieux caractériser les dommages induits dans les structures par des mouvements de terrains de type affaissement.

1.2. Objectifs

En l'absence d'observations, il est difficile de faire des corrélations directes entre la sollicitation et le dommage induit dans les structures. Le recours à la modélisation physique permet de surmonter cette limitation. La thèse a pour objectif d'améliorer l'évaluation de la vulnérabilité de bâtis de type maçonnerie soumis à des effondrements localisés ou à des affaissements. Pour cela, un modèle physique à l'échelle réduite de $1/40$ sous gravité terrestre ($1g$) permettant de reproduire ce phénomène a été conçu. La Figure 1.2 présente le modèle physique développé, représentant un système sol-fondation-maçonnerie.

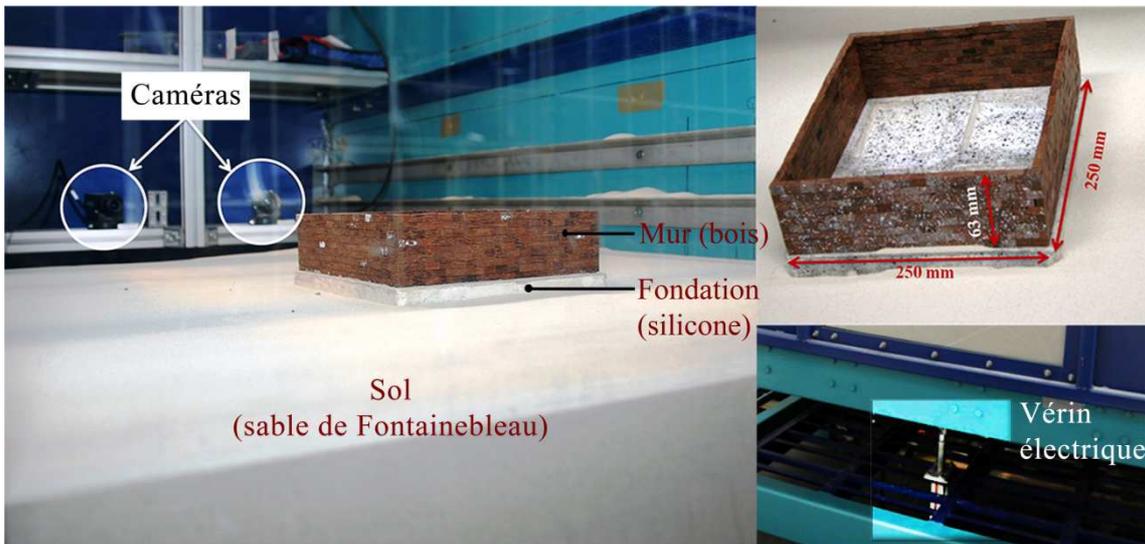


Figure 1.2. Modèle physique de l'INERIS en présence d'une structure en bois.

Dans le cadre de ce travail, plusieurs points particuliers ont été analysés :

- Amélioration et développement des critères de dommages utilisables pour les structures en maçonnerie.
- Quantification des incertitudes liées aux mesures de déplacements et des déformations dans la structure.
- Etude de l'influence de l'interaction sol-structure sur les modes de rupture.

1.3. Organisation de la thèse

Ce mémoire de thèse est organisé en quatre parties :

La première partie (Chapitre 2) aborde plusieurs aspects de l'état de l'art en matière d'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages soumis à des mouvements de terrain. Les méthodes conventionnelles proposées pour la localisation et la quantification des dommages sont tout d'abord présentées. Ensuite, est présenté un recensement des différentes recherches ayant eu recours à la modélisation physique à échelle réduite sous gravité terrestre ($1g$) pour la simulation des dommages induits sur une structure en maçonnerie. Dans cette partie on insiste sur les différentes conditions de similitude à prendre en compte ainsi que leur mise en pratique lors de la réalisation d'un modèle physique du système sol-structure. La technique de corrélation d'images numériques (DIC) utilisée généralement dans ce cadre pour mesurer les champs de déplacement lors des essais est présentée, en abordant notamment les extensions de cette technique qui permettent d'identifier et de caractériser les fissures de la structure. Ainsi, nous présentons à la fin de cette partie les applications typiques de cette technique pour le problème d'identification des fissures. Nous analysons les points forts et les limites de ces applications afin d'améliorer la méthode d'évaluation des dommages proposée au Chapitre 4.

La deuxième partie (Chapitre 3) présente de manière exhaustive la conception du modèle réduit d'une maison individuelle type impactée par des mouvements de terrain dans les zones soumises à cet aléa. Celle-ci inclut la description du choix des matériaux et des résultats des essais réalisés en laboratoire pour la caractérisation de leurs propriétés mécaniques, des équipements et de la procédure de réalisation d'un essai utilisant la plate-forme expérimentale. Une synthèse du programme d'essais est fournie. Dans la suite de cette partie, la technique DIC est discutée, en incluant le choix des paramètres dans le logiciel, le recensement des points forts et des limites de cette technique, et la détermination des incertitudes de mesures.

La troisième partie (Chapitre 4) est le point central de cette thèse. Cette partie propose les méthodes d'analyse des données obtenues lors des essais, essentiellement les champs de déplacement. Dans un premier temps, le problème inverse de l'interaction sol-structure est résolu pour identifier les efforts internes dans la structure (moment et effort tranchant) ainsi que la loi de réaction du sol. Cette analyse permet d'enrichir les connaissances sur les modes de rupture, et indirectement de mieux évaluer les dommages. Dans un deuxième temps, le modèle DIC-M (*digital image correlation for masonry*) est proposé pour reproduire les fissures de la maçonnerie. Dans ce modèle, les mouvements des blocs sont simulés par un système d'éléments distincts. Un des avantages de ce modèle est sa capacité à reproduire des fissures aisément, ainsi l'identification et la quantification des fissures deviennent relativement faciles. Dans la suite, un indicateur de dommages lié à la longueur des fissures et basé sur le modèle DIC-M est proposé. L'intervalle de confiance de cet indicateur est déterminé par la simulation de Monte-Carlo des erreurs de mesures. Enfin, des recommandations lors d'évaluation des dommages sont suggérées pour pouvoir obtenir le résultat le plus pertinent.

La quatrième partie (Chapitre 5) est dédiée à l'application des outils développés pour l'évaluation des dommages potentiels dans une maison individuelle de type maçonnerie soumise aux mouvements de terrain. Pour cela, une campagne d'essais expérimentaux portant sur les études paramétriques des positions les plus dangereuses de la structure est réalisée. L'évaluation typique du niveau de dommages d'un état déformé de la structure est divisée en deux étapes : (i) l'étape 1 concerne les observations de l'ensemble de la réponse de la structure, et (ii) dans l'étape 2, on utilise simultanément des outils permettant d'identifier et de quantifier les dommages selon les méthodes conventionnelles et celles qui sont développées de ce travail de thèse. Enfin, des recommandations opérationnelles sont suggérées pour obtenir une meilleure estimation du niveau de dommage de la structure.

Chapitre II

Etat de l'art

2.1. Introduction

Ce chapitre a pour but de mettre en évidence plusieurs éléments à considérer lors de l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages soumis à des mouvements de terrain. Dans ce contexte, la modélisation physique à échelle réduite est un des outils proposés pour reproduire de manière adéquate la complexité de ce phénomène. Par rapport aux modèles numériques, un modèle physique lorsqu'il est bien mis à l'échelle présente un avantage évident parce qu'il propose une description plus proche de la réalité.

Dans ce chapitre, les éléments essentiels servant à l'évaluation des dommages sont tout d'abord présentés, à savoir les différentes échelles de dommages, les méthodes conventionnelles d'évaluation de dommages, l'influence de l'interaction sol-structure, ainsi que les modes de rupture. L'objectif est de sélectionner les éléments les plus adaptés pour la suite de ce travail de thèse. Ensuite, une synthèse de la mise en pratique des conditions de similitude est abordée lors de la réalisation d'un modèle physique réduit d'un système sol-structure, prenant en compte des défauts liés aux choix des matériaux analogiques. Puis, deux modèles physiques réduits typiques sont présentés. L'analyse des points forts et des points à améliorer de ceux-ci aide à proposer des pistes intéressantes pour la conception de notre modèle. La dernière partie présente la technique de mesure des champs par la corrélation d'images numériques (DIC) lors des essais expérimentaux des matériaux et des structures. En particulier, cette technique peut être étendue à l'indentification des fissures. Ici, nous discutons quelques applications typiques pour le problème d'indentification des fissures des matériaux fragiles/quasi-fragiles, notamment pour la maçonnerie.

2.2. Vulnérabilité des ouvrages soumis à des mouvements de terrain

2.2.1. Classification de la vulnérabilité

La vulnérabilité des structures est traditionnellement divisée en trois catégories principales [8] :

Le dégât architectural affecte l'esthétique du bâtiment, souvent lié aux fissures ou à la séparation des murs, des planchers, et des éléments non porteurs. La largeur des fissures apparues ne doit pas dépasser 0,5 mm pour les façades en plâtre, et 1 mm pour les murs en maçonnerie et en béton.

Le *dégât fonctionnel* affecte l'usage du bâtiment, ex., portes et fenêtres inutilisables. Les fissures sont intensives et on observe une chute des parties en plâtre, la mise en pente des murs et des planchers, et d'autres dommages non structuraux qui nécessitent une réparation avant la remise en service du bâtiment.

Le *dégât structurel* affecte la stabilité de la structure et est souvent associé à la fissuration importante ou à la distorsion des éléments structuraux tels que les poutres, les poteaux, et les murs porteurs.

Dans plusieurs cas, la mise en pratique du système de classification ci-dessus pose des difficultés lorsque les seuils des dommages ne sont pas clairs, ce qui peut se traduire par chevauchements de catégories. Pour éviter cet inconvénient, des classes des dommages plus détaillées ont été établies pour les cas particuliers [8-10].

Les dommages peuvent être estimés à deux niveaux : d'une façon globale à l'échelle de la commune et de manière plus précise à l'échelle de la structure. Dans le cas de l'aléa « mouvements de terrain », à l'échelle de la commune, la vulnérabilité a pu être classée en fonction de la typologie des bâtiments en se basant sur les classes d'intensités EMS98. Celles-ci ont été conçues pour l'évaluation de la vulnérabilité due au séisme, mais elles ont récemment été étendues pour l'aléa minier [5, 11]. En particulier, pour les structures en maçonnerie, l'EMS98 classe les différents degrés (niveaux) de dommages comme illustré sur la Figure 2.1.

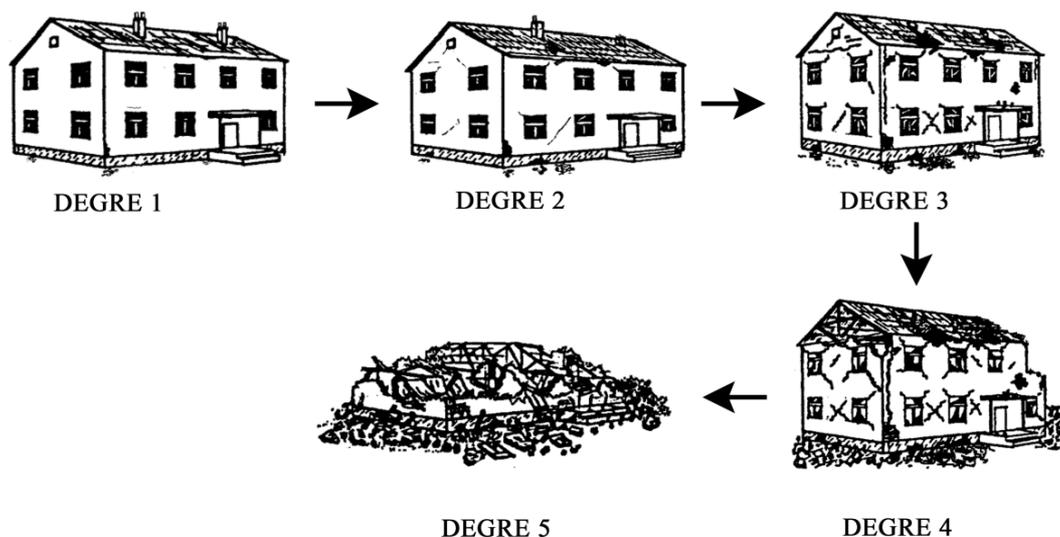


Figure 2.1. Degrés (niveaux) de dommages pour la maçonnerie selon l'échelle EMS98, voir [11].

Dans la Figure 2.1, le degré 1 concerne les dégâts négligeables à légers, *i.e.*, sans dégât structurel, légers dégâts non structuraux. Le degré 2 entraîne des dégâts modérés, *i.e.*, dégâts structuraux modérés, dommages non structuraux importants. Le degré 3 concerne les dégâts importants, provoqués par des dommages structuraux modérés, des dommages non structuraux importants. Le degré 4 est lié aux dégâts très importants, *i.e.*, dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants. La dernière classe, le degré 5, mène à la destruction totale de la structure.

Quant à l'échelle de la structure, plusieurs idées ont été proposées. La première idée consiste d'abord à idéaliser le bâtiment par une poutre simple, puis à classer les dommages selon les valeurs admissibles de la déformation [8], de la pente [12], de l'angle de distorsion [8], du ratio de déflexion, et de la courbure [13]. Ce type de système de classification est simple, facile à utiliser, mais souvent sur- ou sous-estime le vrai dommage de l'ouvrage [14]. Une autre idée consiste à classer directement les dommages selon l'ouverture des fissures, ou la largeur des fissures, [10]. Celle-ci est intéressante car elle permet d'évaluer les dommages à la fois sur l'ensemble de la structure et en des points particuliers de celle-ci. Pourtant, ce système de classification doit encore être développé et amélioré parce qu'il ne prend pas en compte les positions des fissures qui jouent également un rôle important. L'amélioration de cette approche fait partie des objectifs de ce travail de thèse.

Dans le cadre de cette recherche, la question centrale est l'évaluation des dommages à l'échelle de la structure. Ainsi, nous souhaitons choisir les systèmes de classification les plus adaptés pour ce travail parmi ceux présentés dans le Tableau 2.1. L'objectif sera donc de les comparer pour obtenir ou pas la convergence des résultats. Dans ce tableau, les systèmes de classification sont comparables. Par exemple, la classe très sévère correspond à des fissures d'une ouverture supérieure à 25 mm, ce qui est comparable à une déformation maximale qui excède 0,3%, ou à une pente dépassant 1/50.

Tableau 2.1. Quelques systèmes de classification des dommages typiques induits par l'aléa « mouvement de terrains »

Id	Catégorie	Classe	Ouverture des fissures (mm) ([10])	Déformation maximale (%) ([8])	Pente maximale ([12])
D ₀	Dommage architectural	Négligeable	0-0,1 mm	0-0,05	0-1/500
D ₁		Très faible	0,1-1 mm	0,05-0,075	1/500-1/200
D ₂	Dommage fonctionnel	Faible	1-5 mm	0,075-0,15	
D ₃		Modéré	5-15 mm ou plusieurs fissures > 3 mm	0,15-0,3	
D ₄	Dommage structural	Sévère	15-25 mm, mais dépend du nombre de fissures	>0,3	>1/50
D ₅		Très sévère	>25 mm, mais dépend du nombre de fissures		

2.2.2. Evaluation de dommages

Les méthodes d'évaluation des dommages sont souvent basées sur des *indicateurs de dommages* ou des abaques de dommages. Lors de l'utilisation d'un indicateur, on utilise uniquement un des systèmes de classification tels qu'ils sont présentés dans le Tableau 2.1. Au contraire, l'utilisation des abaques nécessite de tenir compte en plus des autres paramètres tels que la longueur de l'ouvrage, l'excentricité relative entre la structure et le centre de mouvement du terrain, etc. Pour mieux comprendre ce point, nous définissons ici le terme « *indicateur de dommages* » comme suit :

Indicateur de dommages : *un outil d'évaluation qui en s'appuyant sur les critères de dommages, permet de porter un jugement sur le niveau de dommages. Il s'agit d'une information élémentaire à partir de laquelle on peut évaluer les dommages.*

Quelques exemples des indicateurs conventionnels peuvent être cités tels que l'indicateur de la déformation horizontale, de la déflexion maximale, de la pente, de la courbure, etc. Puisque l'usage des indicateurs est relativement simple, par la suite, nous ne discutons que les abaques de dommages.

Selon cette définition, un abaque peut être la combinaison de deux indicateurs ou la combinaison d'un indicateur avec un autre paramètre. La plupart des abaques existants consiste à représenter la relation entre un paramètre du terrain (souvent la déformation horizontale) et un paramètre de la structure tel que la longueur de l'ouvrage, l'angle de distorsion, le ratio de déflexion, etc. Nous citons ici trois exemples typiques : l'abaque de NCB 1975 [9], l'abaque de Burland *et al.* 1997 [10], et celle de Boscardin *et al.* [8].

L'abaque de NCB [10] présente la relation entre la longueur de l'ouvrage et la déformation horizontale du terrain (Fig. 2.2a). L'origine et l'application principale de cet abaque sont pour les effets des exploitations minières. Dans la Figure 2.2a, nous constatons que, pour une même valeur de déformation horizontale du terrain, plus la longueur de la structure augmente, plus le risque de dommages de la structure diminue. Cet outil est efficace pour une première évaluation. Cependant, cette méthode a été critiquée en raison de son imprécision pour des ouvrages d'une longueur inférieure à 50 m (cf. [2]) et de sa non prise en compte de l'influence de l'interaction sol-structure.

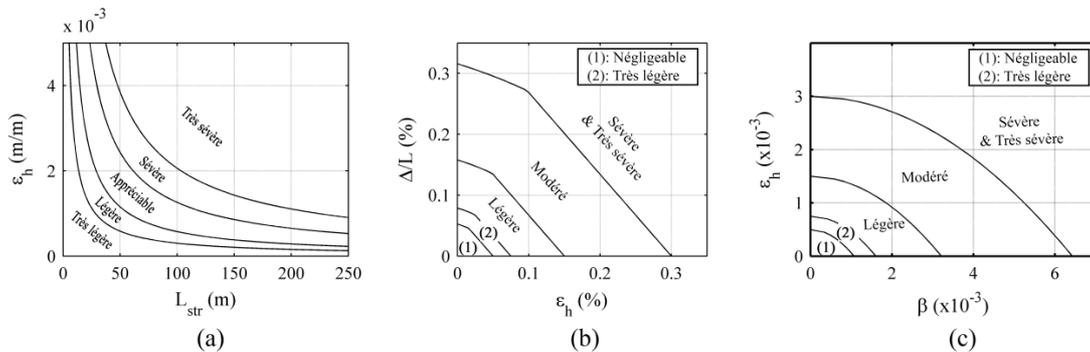


Figure 2.2. Abaques de dommages : (a) NCB [9], (b) Burland [10], et (c) Boscardin [8]. L : longueur de la structure, ε_h : déformation horizontale, Δ/L : déflexion relative, β : angle de distorsion.

L'abaque de Burland [10] concerne la relation entre la déflexion maximale de la structure et la déformation associée (Fig. 2.2b). Ici, la structure est représentée par une poutre élastique simple, articulée aux extrémités. La version initiale de l'abaque est réalisée pour un ratio $L/H=1$ (avec L longueur et H hauteur de la structure), la charge étant supposée ponctuelle et appliquée au milieu de la poutre. Pour une meilleure utilisation en pratique, cet abaque a été modifié pour tenir compte des propriétés mécaniques de la structure (Saeidi [5]).

L'abaque de Boscardin [8] représente la relation entre la déformation horizontale et l'angle de distorsion de la structure (Fig. 2.2c). La conception de cet abaque est comparable à celui de Burland parce qu'il est également basé sur la théorie des poutres. La différence est que Boscardin considère que les dommages sont principalement dus au cisaillement, alors que Burland prend en compte à la fois les effets de la traction et du cisaillement.

Parmi les trois abaques présentés, l'abaque de Burland semble le plus intéressant pour la structure cible de ce travail de thèse (représentant une maison individuelle en maçonnerie) par sa simplicité de mise en œuvre, sa capacité à prendre en compte à la fois la déformation horizontale du terrain, ainsi que le comportement couplé flexion/cisaillement de la structure (et les dommages induits).

2.2.3. Relation entre l'interaction sol-structure et les dommages

L'évaluation des dommages nécessite de prendre en compte le phénomène d'interaction sol-structure. Ce phénomène joue un rôle important dans la localisation des dommages dans la structure et leur intensité. Lors de l'évaluation des dommages, les mouvements du sol sont considérés comme la cause première des dommages. Traditionnellement, ces mouvements sont regroupés en trois catégories : la déformation horizontale, la mise en pente, et la courbure du terrain [2, 4], illustrées dans la Figure 2.3.

La déformation horizontale est à l'origine de la poussée du terrain et du frottement induit à l'interface sol-structure. Concernant la poussée du terrain, elle s'applique sur les parties enterrées de la structure, *i.e.*, les faces extérieures (Fig. 2.3a) et intérieures (Fig. 2.3b) des murs. La conséquence de cette poussée est une mise en compression ou en traction de la structure. Si le sens de la déformation n'est pas parfaitement horizontal, la structure peut être soumise à une torsion (Fig. 2.3c). Quant au frottement induit à l'interface sol-structure, il peut apparaître au-dessous de la fondation (Fig. 2.3d) et le long des murs latéraux (Fig. 2.3e). Cependant, les contraintes de frottement au-dessous de la fondation sont plus importantes que celles mobilisées sur les murs latéraux. En termes de dommages induits, les contraintes sous la fondation peuvent entraîner une flexion de la structure due à la traction (Fig. 2.3f). En général, les dommages deviennent sévères lorsque la déformation horizontale de la structure dépasse 0,3% [8].

La pente du terrain provoque l'inclinaison de la structure. Dans une cuvette d'affaissement, la pente maximale se trouve à la position du point d'inflexion, c'est-à-dire la frontière entre les zones de compression et de traction (Fig. 2.3g). Lorsque la structure s'incline, les éléments porteurs du côté de l'inclinaison se retrouvent plus comprimés, on observe en parallèle une mise en traction de ceux de l'autre côté [4]. De plus, l'inclinaison des murs provoque l'apparition d'une projection non nulle de leur poids propre suivant la direction normale aux murs (voir illustration sur la Figure 2.3g). En point de vue mécanique, cette composante normale peut être considérée comme un chargement hors-plan des murs, et explique un basculement et l'instabilité de la structure lorsque l'inclinaison est suffisante. D'après [12], les dommages sont sévères quand la pente de la structure dépasse 2%.

La courbure du terrain se présente sous deux formes : convexe et concave. Par conséquent, la structure est fléchie en zone convexe (Fig. 2.3h) ou en zone concave (Fig. 2.3i). La perte d'appuis est possible lorsque la rigidité relative entre le sol et la

structure est significative, ou la courbure est importante [15]. Pour l'évaluation des dommages, les paramètres conventionnels sont le rayon de la courbure et la déflexion de la structure. Les valeurs admissibles de ces deux paramètres sont recommandées dans [13].

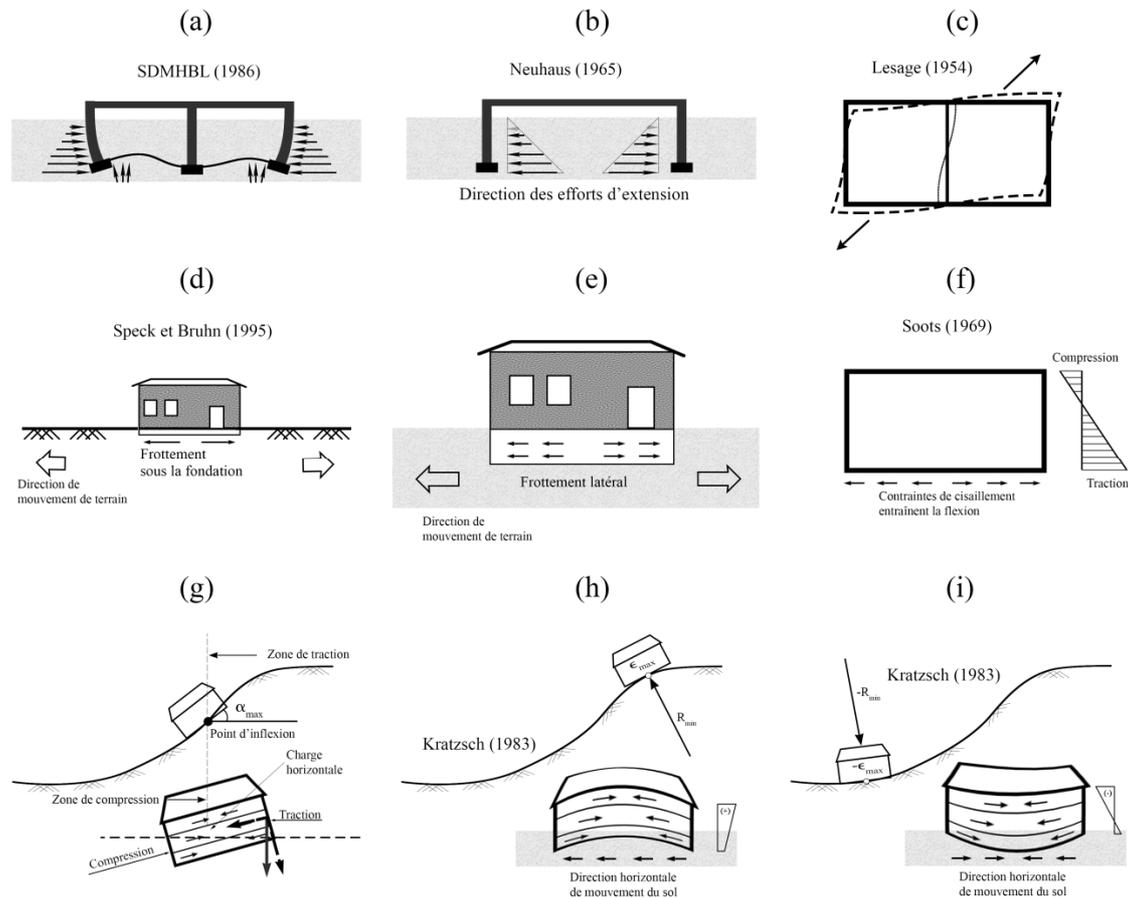


Figure 2.3. Causes principales provoquant des dommages sur la structure : (a-f) la déformation horizontale du terrain, (g) la pente, et (h-i) la courbure du terrain ([2, 4]).

Dans un cas réel, le dommage induit peut être le résultat de la combinaison des facteurs ci-dessus. La situation la plus défavorable concerne la combinaison d'un terrain convexe et la déformation horizontale en traction, parce que la traction est maximale et que la structure en génie civil a souvent une faible résistance en traction [13].

2.2.4. Modes de rupture dans une structure en maçonnerie

2.2.4.1. Point de vue global

Dans la section 2.2.3, nous avons montré les interactions principales entre le sol et la structure lors d'occurrence d'un mouvement du terrain. La fissuration induite sur

la structure peut être due à la traction, à la flexion, au cisaillement, ou à la combinaison de celles-ci. A partir de ces observations, Boone [14] a récapitulé les configurations de fissures de base, présentées dans la Figure 2.4. Lorsque la structure est soumise à une traction simple les fissures sont droites, commençant en même temps en haut et en bas du mur (Fig. 2.4a). En cas de flexion, les fissures sont également droites, mais elles n'apparaissent que dans la partie haute de la structure en zone convexe (Fig. 2.4b en haut) ou dans la partie basse de la structure en zone concave (Fig. 2.4c en haut). Pour le cas du cisaillement, les fissures sont diagonales. Si l'on observe la partie droite de la structure, l'angle d'orientation typique est d'environ 45° en zone convexe (Fig. 2.4b en bas), ou 135° en zone concave (Fig. 2.4c en bas).

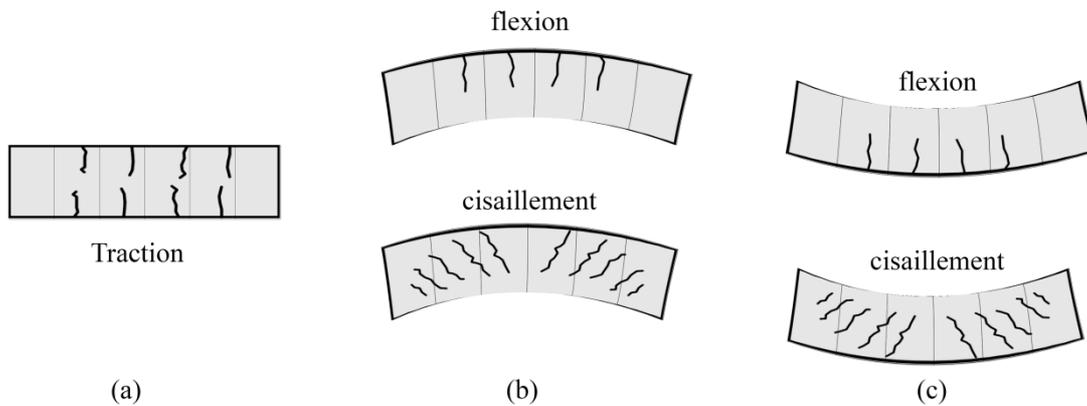


Figure 2.4. Différents types de fissures du bâtiment : (a) fissuration par traction simple, (b) fissuration par flexion convexe, et (c) fissuration par flexion concave, Boone [14].

2.2.4.2. Point de vue local

Du point de vue local, la maçonnerie est constituée de blocs et de joints. Les blocs sont des éléments solides tels que des briques, des pierres, etc., disposés dans l'espace de façon régulière ou aléatoire, alors qu'un joint est défini comme l'espace entre deux blocs. Il définit aussi implicitement la couche de matériau qui le remplit, *i.e.*, les mortiers. En l'absence de mortier, on parle de *joint vif* ou *joint sec*.

Dans le cas de maçonnerie à joints vifs, la rugosité de l'interface bloc-bloc joue un rôle important. Les essais de cisaillement au laboratoire [16, 17] ont montré que le critère de frottement de Mohr-Coulomb est souvent vérifiée pour une faible vitesse de cisaillement.

Pour la maçonnerie à joints de mortier, les joints représentent souvent la faiblesse de la maçonnerie. Le comportement non-linéaire des joints constitue une des plus significatives caractéristiques du comportement des maçonneries. La différence de propriétés élastiques entre le bloc et le mortier est la cause de la rupture d'une structure en maçonnerie. La Figure 2.5 présente différentes configurations de rupture lors d'essais de traction/compression uni-axiale et d'essais bi-axiaux, voir [18]. Ces

essais sont réalisés sur un volume élémentaire de la maçonnerie, selon l'orientation des joints horizontaux par rapport à l'axe horizontal.

Angle θ	Traction uniaxiale	Traction/compression	Compression uniaxiale	Compression biaxiale
0°				
22.5°				
45°				
67.5°				
90°				

Figure 2.5. Différents modes de rupture de maçonnerie à briques d'argile pleines sous chargement biaxial, cité par [18].

Les résultats montrent que l'angle θ et les valeurs des contraintes principales ont une influence considérable sur le mode de rupture et la résistance de la maçonnerie. Pour une traction uniaxiale, la rupture se produit dans les joints verticaux et par glissement des joints horizontaux. En cas de chargement par traction-compression, la rupture est induite, soit par la fissuration et le glissement des joints seuls, soit par la combinaison de ces phénomènes dans les joints et les blocs. Les modes de rupture sont similaires à ceux de la compression uniaxiale, mais les fissures sont en général plus continues que celles de la compression uniaxiale. Dans le cas de la compression biaxiale, la rupture se produit typiquement par séparation de l'échantillon au milieu de son épaisseur, dans le plan parallèle à la surface de la maçonnerie.

En général, la rupture dans la maçonnerie se produit principalement par traction (mode I) ou par cisaillement (mode II). La rupture par compression est possible mais très rare dans la réalité (cf. [17]). Ces observations permettent d'expliquer la forme

des fissures dans des zones particulières de la structure, comme nous le discuterons dans le Chapitre 5.

2.2.4.3. Cas de chargement de cisaillement

Dans le cas d'une sollicitation par cisaillement dans le plan, l'essai typique est l'essai de cisaillement (Fig. 2.6a). L'échantillon est soumis à un chargement vertical uniforme le long de la partie supérieure q , et une charge ponctuelle, F . Les différents modes de rupture sont résumés ici (cf. [19, 20]) :

- Rupture par traction diagonale, caractérisée par les fissures traversant les blocs et le mortier (Fig. 2.6b).
- Rupture par friction ou glissement au niveau des joints horizontaux (Fig. 2.6c).
- Rupture par flexion, les fissures apparaissent à la base et sont causées par le moment d'encastrement (Fig. 2.6d).
- Rupture mixte, les fissures traversent à la fois les blocs et les joints. La direction des fissures est diagonale (Fig. 2.6e).
- Ecrasement du matériau dans les zones en compression (Fig. 2.6f).

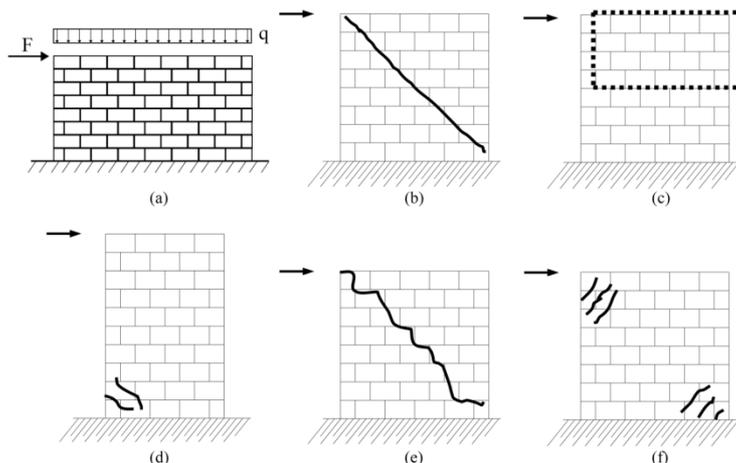


Figure 2.6. Différents modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis à un chargement de cisaillement : (a) schéma de chargement, (b) rupture par traction diagonale, (c) rupture par glissement, (d) rupture par flexion, (e) rupture mixte, (f) rupture par compression locale, [19, 20].

2.3. Modélisation physique réduite d'un système sol-structure

2.3.1. Introduction

Comme nous avons l'indiqué, la reproduction des dommages induits sur des structures en maçonnerie soumises à des mouvements de terrain est la question

centrale de ce travail de thèse. De nos jours, ce phénomène peut être simulé par la modélisation numérique ou par la modélisation physique. Pourtant, le manque de la base des données pour la validation des modèles numériques conduit l'intérêt de la modélisation physique dans cette recherche. De plus, l'expérimentation sur un modèle physique du phénomène étudié montre une description plus proche de la réalité, par conséquent, celle-ci permettrait de prévoir avec précision le comportement réel à partir des observations. Les modèles sont habituellement plus petits, moins coûteux et plus facilement transformables que le prototype. Ces raisons confirment et justifient l'intérêt de choisir la modélisation physique réduite pour réaliser cette recherche.

2.3.2. Lois de similitude

L'analyse dimensionnelle ou la similitude physique est à la base du théorème de Vashy-Buckingham [21], voir également [22]. Cet outil permet de mettre immédiatement en évidence les produits sans dimension qui règlent la similitude. Les paragraphes suivants décrivent les conditions de similitude pour un système d'interaction sol-structure. Dans le cadre de cette recherche, les conditions de similitude ci-dessous sont appliquées dans le cas de sollicitation statique ou quasi-statique.

2.3.2.1. Conditions de similitude générales

Selon la théorie de la similitude, le prototype est lié avec le modèle par les facteurs d'échelle. Pour la commodité dans l'écriture, Mandel [23] a proposé la notion de facteur d'échelle comme suit :

$$U^* = \frac{U(m)}{U(p)} \quad (2.1)$$

Où :

- $U(m)$: est la grandeur physique du modèle

- $U(p)$: est la grandeur physique du prototype

Les conditions de similitude sont exprimées à travers des relations entre facteurs d'échelles. Celles-ci sont déterminées par l'homogénéisation des équations de la mécanique, ex. équations d'équilibre, lois de comportement, etc., du prototype et du modèle. Par exemple, l'équation d'équilibre en statique pour le prototype s'écrit :

$$\frac{\partial \sigma_{ij(p)}}{\partial x_{j(p)}} + \rho_{(p)} g_{i(p)} = 0 \quad (2.2)$$

Et pour le modèle :

$$\frac{\partial \sigma_{ij(m)}}{\partial x_{j(m)}} + \rho_{(m)} g_{i(m)} = 0 \quad (2.3)$$

En utilisant les notions de Mandel, l'équation (2.2) peut être réécrite :

$$\frac{\partial \sigma_{ij(m)}}{\partial x_{j(m)}} + \frac{\sigma^*}{\rho^* g^* L^*} \rho_{(m)} g_{i(m)} = 0 \quad (2.4)$$

Pour que ces deux systèmes soient similaires, les coefficients des équations (2.3) et (2.4) doivent être identiques. Cela signifie que :

$$\sigma^* = \rho^* g^* L^* \quad (2.5)$$

Les autres conditions de similitude peuvent être établies selon le même concept que (2.5), exploitant les équations de conservation de la masse, du comportement en élasticité linéaire, du comportement en plasticité parfaite (Mohr-Coulomb), etc. Le Tableau 2.2 présente un récapitulatif des équations et conditions utilisées pour ce travail de thèse.

Tableau 2.2. Equations usuelles de la mécanique et les conditions de similitude correspondantes

N ⁰	Equation	Condition de similitude
1	L'équilibre en statique : $\partial_j \sigma_{ij} + \rho g_i = 0$	$\sigma^* = \rho^* g^* L^*$
2	Conservation de la masse : $\frac{d\rho}{dt} = \rho \cdot \text{div} \left(\frac{du}{dt} \right)$	$u^* = L^*, \varepsilon^* = \frac{u^*}{L^*} = 1$
3	Comportement en élasticité linéaire : $\varepsilon_{ij} = -\frac{\nu}{E} \text{tr}(\sigma) \delta_{ij} + \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij}$	$\nu^* = 1, \sigma^* = E^* \varepsilon^*$
4	Comportement de frottement de Mohr-Coulomb : $\tau = c + \sigma \tan \varphi$	$\varphi^* = 1, \tau^* = c^* = \sigma^*$

Lors de la modélisation physique réduite en géomécanique, la longueur est souvent choisie comme la référence dont le facteur d'échelle L^* est noté par $L^* = l/n$, signifiant que les dimensions du modèle sont n fois plus petites que celles du prototype. Alors que la même masse volumique est souvent retenue pour le modèle et le prototype, *i.e.*, $\rho^* = l$. Ceux-ci permettent de réaliser le modèle physique réduit selon deux manières :

- La modélisation sous gravité terrestre ($1g$), impliquant que le facteur d'échelle de g soit égale à 1, *i.e.*, $g^* = 1$. Par conséquent, les autres facteurs d'échelle peuvent être déduits à partir du Tableau 2.2 tels que : $\sigma^* = E^* = c^* = \tau^* = L^* = 1/n$. Cela signifie que le module de Young E et la cohésion c du modèle doivent être n fois plus petits que celles du prototype.

En conséquence, ce type de modélisation impose de changer le matériau pour le modèle réduit.

- La modélisation en centrifugeuse, *i.e.*, $g^* > 1$. En particulier, lorsque $g^* = n$, les conditions de similitude se traduisent par $\sigma^* = E^* = c^* = \tau^* = 1$. Cela signifie que le matériau du modèle peut être identique à celui du prototype, ce qui constitue un avantage évident par rapport à la modélisation sous gravité terrestre.

Le Tableau 2.3 récapitule les valeurs de facteur d'échelle essentielles pour la modélisation sous gravité terrestre et en centrifugeuse. Dans plusieurs cas, la modélisation en centrifugeuse présente de grands avantages puisque le matériau du modèle peut être identique à celui du prototype, pourtant la conception d'un tel modèle en centrifugeuse à partir des matériaux très fragiles tel que la maçonnerie avec des blocs et des joints n'est pas évident (on peut mentionner comme exemple le cas de recherches menées à l'Université de Nottingham dans le cadre du projet COMEX³ qui n'ont pas abouti sur une solution satisfaisante). C'est cette raison qui a principalement orienté notre choix d'une modélisation sous gravité terrestre.

Tableau 2.3. Facteurs d'échelle usuels en statique

N°	Symbole	Grandeur	Facteur d'échelle	
			Sous gravité terrestre	En centrifugeuse
1	L^*	Longueur de référence	1/n	1/n
2	ρ^*	Masse volumique	1	1
3	g^*	Pesanteur	1	n
4	E^*	Module de Young	1/n	1
5	ν^*	Coefficient de Poisson	1	1
6	c^*	Cohésion	1/n	1
7	φ^*	Angle de frottement	1	1
8	S^*	Surface	1/n ²	1/n ²
9	F^*	Force surfacique	1/n	1
10	σ^*	Contrainte	1/n	1
11	ε^*	Déformation	1	1
12	u^*	Déplacement	1/n	1/n

Pour mieux comprendre le concept d'un modèle physique réduit sous gravité terrestre, nous illustrons la relation des lois de comportement des matériaux entre le prototype et le modèle dans la Figure 2.7. Pour le critère de frottement Mohr-Coulomb, l'angle de frottement du modèle est égal à celui du prototype, mais la cohésion doit être n fois plus petite que celle du prototype (Fig. 2.7a). En cas d'élasticité linéaire, le module de Young du modèle doit être également n fois plus

³ COMEX : projet européen intitulé en anglais "COMplex Mining Exploitation : optimizing mine design and reducing the impact on human environment". Partenaires : INERIS (France), GEOCONTROL (Espagne), GAUK (U.K), Université de Nottingham (U.K), GIG (Pologne), CERTH (Grèce), et DMT (Allemagne).

petit que celui du prototype (Fig. 2.7b). Ces relations sont utilisées pour la recherche des matériaux, comme nous le discuterons dans le chapitre suivant.

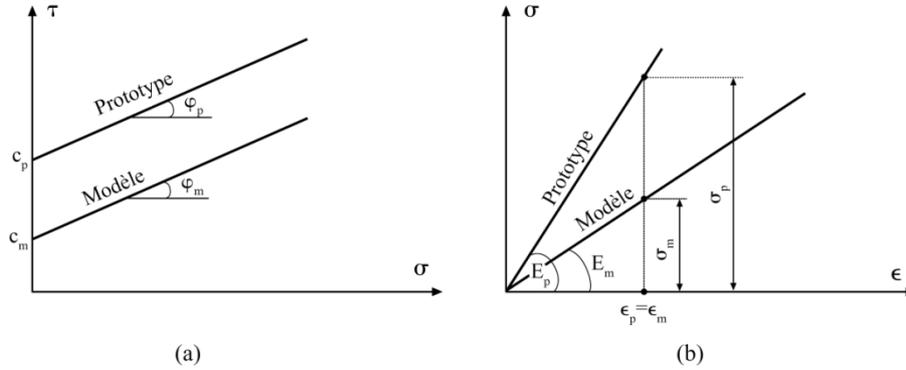


Figure 2.7. Conditions de similitude pour (a) le frottement Mohr-Coulomb, et (b) l'élasticité linéaire. « c » est la cohésion, « φ » est l'angle de frottement, « σ » est la contrainte normale, « τ » est la contrainte tangentielle, « E » est le module de Young, « ε » est la déformation. Les indices « m » et « p » indiquent le modèle et le prototype, [22].

2.3.2.2. Mise en pratique des conditions de similitude

La conception d'un modèle doit respecter les conditions de similitude présentées ci-dessus. Cependant, le choix des matériaux peut présenter quelques défauts inévitables. Le paragraphe suivant présente la mise en pratique des conditions de similitude. Ceci concerne deux vérifications lors de la réalisation d'un modèle physique réduit d'un système sol-structure.

La première vérification concerne la capacité portante du sol. Laefer [24, 25] montre que les conditions de similitude, pour le modèle physique réduit de sol-structure sous gravité terrestre (1g), doivent respecter une réduction de la capacité portante du sol.

Pour un sol non-cohésif tel que le sable, la capacité portante du sol peut être déterminée par la formule de Terzaghi :

$$q_a = \frac{q_d}{SF} = \left[\frac{\gamma N_\gamma}{2} + \gamma(N_q - 1) \frac{D_f}{B} \right] \frac{B}{SF} \quad (2.6)$$

Où :

- q_a : est la charge admissible
- q_d : est la charge ultime
- SF : est le coefficient de sécurité
- γ : est le poids propre du sol
- D_f : est la profondeur de la fondation

- B : est la largeur de la fondation

- N_γ , N_q sont les coefficients sans dimension dépendant principalement de l'angle de frottement du sol. (Notons que le facteur d'échelle choisi pour le poids propre du sol ici est égale à un, *i.e.*, $\gamma^*=1$)

Pour un point quelconque du sol, la contrainte σ_s est proportionnelle au poids propre du sol γ et sa profondeur H . Cela signifie que :

$$\sigma_s \propto \gamma H \propto E_s \quad (2.7)$$

Les relations (2.6) et (2.7) traduisent l'hypothèse d'une variation linéaire avec la profondeur des propriétés mécaniques du sol et de la capacité portante du sol. Cela signifie que la capacité portante du sol analogique doit être réduite n fois pour le facteur d'échelle de $1/n$:

$$q_{a(m)} = \frac{1}{n} q_{a(p)} \quad (2.8)$$

Lorsque les charges de la structure se transfèrent vers le sol, les contraintes à l'interface sol-structure satisfont une condition de continuité :

$$\sigma_{str} = \sigma_{ss} \quad (2.9)$$

Où « σ_{ss} » est la contrainte appliquée sur la surface du sol, et « σ_{str} » est la contrainte de la structure sous la fondation.

Pour que le sol soit stable, la contrainte appliquée sur la surface du sol, doit être inférieure à la capacité portante :

$$\sigma_{ss} \leq q_a \quad (2.10)$$

Autrement dit :

$$\sigma_{str} \leq [\sigma_{str}] = q_a \quad (2.11)$$

Où $[\sigma_{str}]_{(m)}$ est la contrainte admissible sous la fondation (charge admissible).

De plus, la similitude de la déformation doit être satisfaite, soit :

$$\left(\frac{\sigma}{E} \right)_{(p)} = \left(\frac{\sigma}{E} \right)_{(m)} \quad (2.12)$$

Où « σ » est la contrainte normale et « E » est le module de Young des matériaux. Les indices « p » et « m » indiquent le prototype et le modèle.

L'équation (2.12) permet d'écrire la similitude de la déformation au niveau de l'interface telle que :

$$\left(\frac{\sigma_{ss}}{E_s}\right)_{(p)} = \left(\frac{\sigma_{ss}}{E_s}\right)_{(m)} = \left(\frac{\sigma_{str}}{E_{str}}\right)_{(m)} \quad (2.13)$$

Par ailleurs, les conditions de similitude imposent la réduction du module de Young des matériaux. Par conséquent, le module de Young de la maquette de la structure doit satisfaire l'expression suivante :

$$(E_{str})_{(m)} = \frac{1}{n}(E_{str})_{(p)} \quad (2.14)$$

Les indices « *str* » et « *s* » indiquent respectivement la structure et le sol.

Et la même condition pour le sol analogique :

$$(E_s)_{(m)} = \frac{1}{n}(E_s)_{(p)} \quad (2.15)$$

Lorsque la nature du sol ne peut pas être changée et/ou le choix de matériau pour la maquette de la structure présente des défauts, la combinaison des relations (2.11) et (2.13) fournit une autre condition sur la contrainte sous la fondation :

$$\sigma_{str(m)} \leq [\sigma_{str}]_{(m)} = q_{a(m)} \left(\frac{E_{str}}{E_s}\right)_{(m)} \quad (2.16)$$

En combinant les relations (2.11) et (2.16), la contrainte admissible sous la fondation doit satisfaire :

$$[\sigma_{str}]_{(m)} = \min \left\{ q_{a(m)}, q_{a(m)} \left(\frac{E_{str}}{E_s}\right)_{(m)} \right\} \quad (2.17)$$

La deuxième vérification est liée aux rigidités relatives définies par [26] :

$$\begin{aligned} r_f &= \frac{16EI}{E_s L^4} \\ r_a &= \frac{2EA}{E_s L} \end{aligned} \quad (2.18)$$

Où :

- r_f : est la rigidité relative à la flexion,

- r_a : est la rigidité relative axiale,

- L : est la longueur de la structure, I est le moment d'inertie, et A est l'aire de la section de la structure.

Hor [27] rajoute deux conditions de similitude pour le système sol-structure, liées aux rigidités relatives entre le sol et la structure :

$$\begin{aligned} r_f^* &= 1 \\ r_a^* &= \frac{1}{n} \end{aligned} \quad (2.19)$$

Dans le Chapitre 3, on s'attachera à positionner clairement le modèle physique mis en œuvre par rapport aux deux conditions (2.17) et (2.19).

2.3.3. Modèles existants

Les paragraphes suivants décrivent deux modèles réduits existants du système sol-structure soumis à des mouvements de terrain : le modèle de l'Université d'Illinois [25] et celui de Giardina et *al.* [28]. Ces modèles sont conçus sous gravité terrestre (1g) et pour un chargement quasi-statique (le déplacement du sol ou l'excavation est appliqué en plusieurs étapes). Les facteurs d'échelle utilisés sont $1/n=1/10$ et identiques pour les deux modèles (Tableau 2.4).

Tableau 2.4. Eléments essentiels du modèle physique réduit de l'Université d'Illinois [25] et du modèle de Giardina et *al.* [28]

Propriété	Modèle de l'Université d'Illinois	Modèle de Giardina et <i>al.</i>
Problème (prototype)	Excavation de 0 jusqu'à la profondeur de 12 m a proximité d'un bâtiment.	Excavation d'un tunnel à faible profondeur (20 m)
Facteur d'échelle	1/10	1/10
Modèle : Amplitude maximale de la cuvette d'affaissement (m)	8,4x10 ⁻³	11,5x10 ⁻³
Modèle : Dimensions du modèle de structure (m ²)	1,83x0,61	1,45x 1,20

2.3.3.1. Modèle de l'Université d'Illinois

Le modèle de l'Université d'Illinois est conçu pour l'étude des dommages causés dans des structures par une excavation en zone urbaine [25]. Le prototype de la structure est un bâtiment en maçonnerie non renforcée, représentant le cas typique en ville. La fondation est à une faible profondeur par rapport à l'excavation. La maçonnerie est supposée constituée de briques moyennement rigides et le mortier est fait de chaux.

Le modèle réduit de la structure constitue un mur unique de 1,83 m de long, de 0,61 m de hauteur, et 0,3 m d'épaisseur. Le mur contient des fenêtres de dimensions 12,5x14 cm avec des linteaux en bois. Les dimensions des briques sont 5,7 cm de long x 1,6 cm de haut x 2,8 cm d'épaisseur. Les joints verticaux ont 3,21 mm d'épaisseur et les joints horizontaux 2,25 mm d'épaisseur respectivement. Il s'agit des joints très épais par rapport aux dimensions des briques. Par rapport à l'échelle de 1/10, les

dimensions des briques et les épaisseurs du mortier ne respectent pas le facteur d'échelle parce qu'elles sont à l'échelle 1/4.

Les propriétés des matériaux constitutifs du modèle réduit sont récapitulées dans le Tableau 2.5.

Tableau 2.5. Matériaux constitutifs du modèle réduit de l'Université d'Illinois [25]

Elément	Propriété	Prototype	Modèle idéal (1/n = 1/10)	Modèle réel (valeur moyenne)
Brique	Résistance à la compression (direction longitudinale), MPa	41,4-55,4	4,1-5,5	4,4
	Résistance à la traction, MPa	-	-	5
	Contrainte de rupture, MPa	8,6	0,8	0,4
	Masse volumique, kg/m ³	-	-	1784
	Module de Young, MPa	-	-	81,3
	Coefficient de Poisson	0,3	0,3	0,25
Mortier	Résistance à la compression, MPa	6,9	0,7	1,3
	Résistance à la traction, MPa	1,37	0,13	0,15
	Contrainte de rupture, MPa			
	Masse volumique, kg/m ³	-	-	1558
	Module de Young, MPa	6895	689	5326
	Coefficient de Poisson	-	-	0,3
Maçonnerie	Module de Young, MPa	7764-10342	772-1034	1483
	Résistance au cisaillement, MPa	0,38-0,53	0,04-0,05	0,05

Dans ce tableau, la valeur moyenne de la résistance à la compression du mortier du modèle réel est approximativement deux fois plus grande que celle du modèle idéal. Afin de réduire la résistance de la maçonnerie, la solution a été d'augmenter légèrement l'épaisseur des joints.

Concernant la plate-forme d'essais, elle est de grandes dimensions 4,9x4,3x3 m³ (~63 m³), voir les Figures 2.8a et b. Le sol analogique est un sable de rivière issu de Pekin, Illinois. Le coefficient de frottement du sable varie entre 32° et 55° pour les contraintes appliquées de 6,9-68,9 kPa par l'utilisation des essais de cisaillement direct. Trois états du sable ont été constatés : l'état dense, l'état moyen, et l'état lâche (respectivement le poids volumique est de 1826, 1618 et 1568 kg/m³). Un essai nécessite environ 40 tonnes de sable. Le chargement consiste à excaver une zone de largeur de 0,76 m, du niveau zéro jusqu'à une profondeur de 1,2 m (Fig. 2.8a).

Dans ce modèle, les fissures apparues sur la surface du mur sont difficiles à quantifier du fait de l'utilisation d'extensomètres électriques et de jauges de déformation qui limitent le nombre des points de mesure. De plus, les petites fissures sont difficiles à mesurer, notamment celles dont la largeur est inférieure à 0,5 mm.

Les fissures majeures sont représentés dans la Figure 2.8c. D'après cette étude, les fissures apparaissent initialement en bas, puis se propagent vers le haut du mur. À l'état final où le déplacement vertical maximal de la structure est 5 cm et la pente moyenne est environ 0,3%, la plupart des fissures apparaissent au niveau des joints dans la direction diagonale autour des fenêtres. Les fissures sont distribuées partout

dans le mur. Dans la moitié du mur proche de l'excavation, *i.e.*, la partie à droite de la Figure 2.8c, les fissures diagonales sont tracées de gauche en bas à droite en haut. Cela est conforme avec le mode de rupture en convexe illustré dans la Figure 2.4b en bas. Dans cette étude, la plupart des fissures sont diagonales, ce qui montre que le cisaillement prédomine.

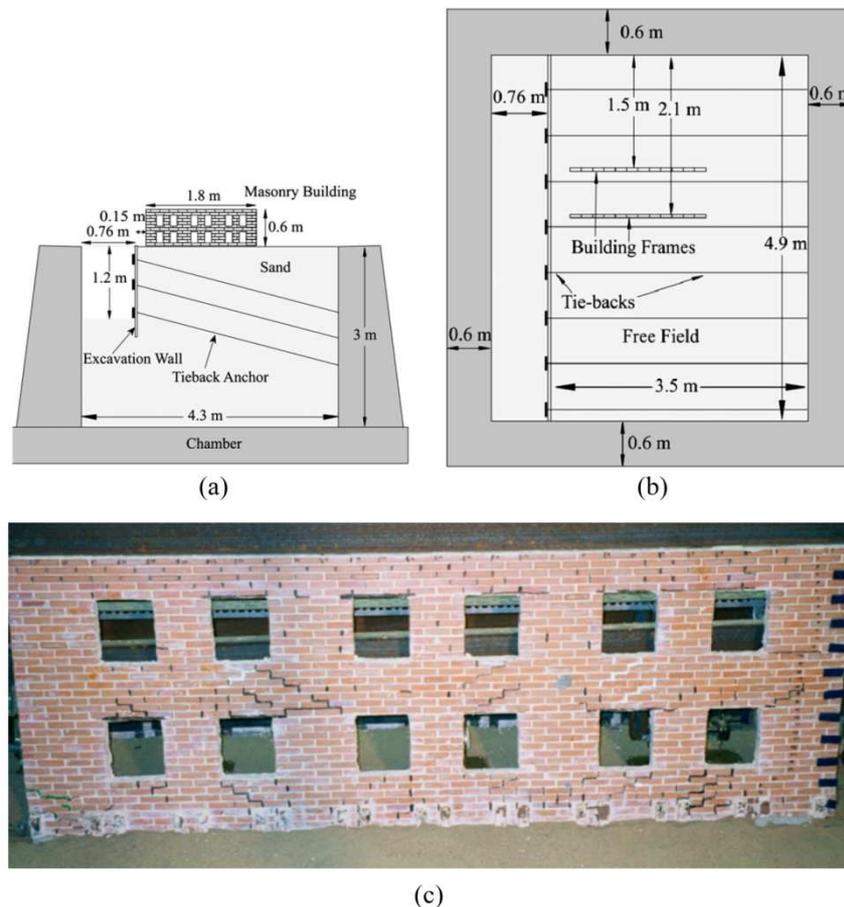


Figure 2.8. Modèle réduit de l'Université d'Illinois : (a) plan vertical, (b) plan horizontal, et (c) la fissuration du mur après un test. L'excavation est réalisée sur le côté droit de la structure.

Ce modèle apporte des résultats intéressants mais il ne permet pas de préciser le niveau de dommages. La quantification des dommages, *i.e.*, l'ouverture ou mouvement des fissures, a rencontré plusieurs difficultés (nombre et limites des outils de mesures). L'étude reste à l'étape de l'observation des dommages.

2.3.3.2. Modèle de Giardina et *al.*

Le modèle de Giardina et *al.* [28] a pour but de reproduire le comportement de la maçonnerie due à l'excavation d'un tunnel circulaire à faible profondeur (application au cas particulier d'une ligne du métro d'Amsterdam). La structure est positionnée dans la zone convexe. Les fondations sont supposées correspondre à des pieux en bois.

Ce type de structure est le cas typique des ouvrages historiques aux Pays-Bas. La conception du modèle réduit respecte les conditions de similitude sous gravité terrestre avec un facteur d'échelle de 1/10 (Fig. 2.9a).

Les dimensions du modèle sont 1,45x 1,20 m², contenant 1010 blocs. Les blocs sont créés issus du découpage d'une brique vierge et pleine (catégorie UNI 5628-65). Les dimensions finales des blocs sont 25x40x50 mm³. Le choix de l'épaisseur des joints est basé sur l'expérience lors de la construction du modèle. Les propriétés mécaniques sont caractérisées par des essais en flexion trois points, de compression, et de cisaillement, présentés dans le Tableau 2.6. Pour le chargement, un tassement est appliqué à un seul côté du profilé métallique support de la structure, de 0 à 10 mm (Fig. 2.9b).

Tableau 2.6. Matériaux constitutifs du modèle réduit de Giardina et al. [28]

Elément	Propriété	Prototype	Modèle réel (échelle : 1/10)
Brique	Résistance à la compression, MPa	14,2-64,8	14
Mortier	Résistance à la flexion (3 points), MPa	-	0,31
	Résistance à la compression, MPa	2,9-47,9	0,62
Maçonnerie	Résistance à la flexion (3 points), MPa	0,29	0,13
	Résistance à la compression, MPa	11,4	7,1-45,5
	Cohésion, MPa	0,85-1,85	0,03
	Angle de frottement	0,75	0,27

En ce qui concerne les dommages induits sur le mur, la plupart des fissures se situent dans la partie droite du mur (Fig. 2.10). Cette conclusion est différente de celle du modèle de l'Université de l'Illinois où les fissures apparaissent partout dans le mur. Ceci est compréhensible puisque le profil d'affaissement de ce modèle est idéalisé par la déformée du profilé métallique. Lors du chargement, la partie gauche du profilé métallique se déforme quasi linéairement, par conséquent, la partie gauche du mur posée sur ce profilé métallique a une très faible déformation, et donc les fissures n'apparaissent quasiment pas dans cette partie. *A contrario*, le modèle de l'Université de l'Illinois considère un vrai sol (sable) qui est la source d'un vrai mouvement, affecté sur toutes les parties du mur.

Dans ce modèle, la position des fissures est typique des cas de flexion pour lesquels les fissures sont verticales et proches de l'appui. La position exacte des fissures dépend fortement de la position des fenêtres. Effectivement, les portes et les fenêtres ont mené à la concentration des contraintes au niveau des coins, et donc affecte la localisation des fissures.

Contrairement au modèle de l'Université de l'Illinois où les fissures diagonales dues au cisaillement prédominent, ce modèle présente des fissures majeures verticales dans lesquelles la flexion prédomine. Cette différence est principalement due à l'interaction sol-structure. Ce modèle montre ainsi que les positions des fissures dépendent de la position de l'appui et des conditions aux limites.

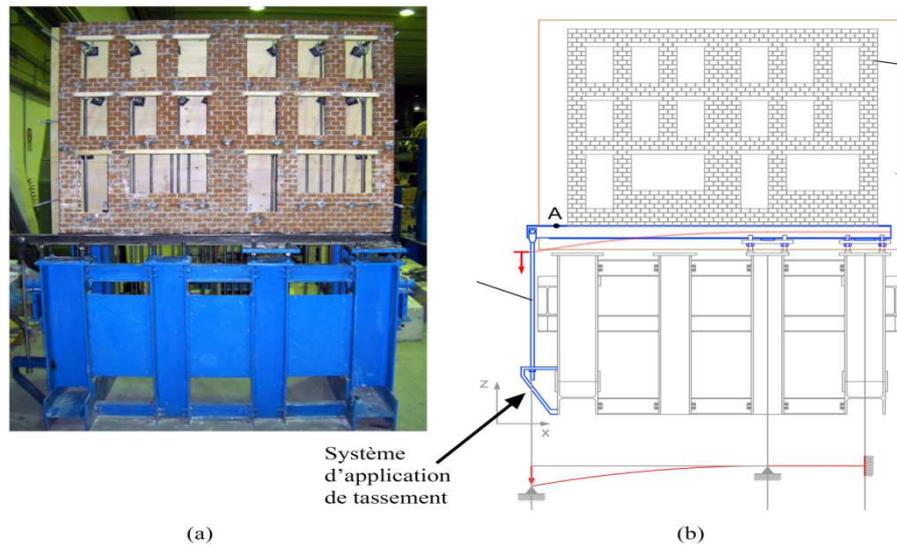


Figure 2.9. Modèle réduit de Giardina et *al.* [28] : (a) photo du modèle, (b) instrumentation du test.

Les limites de ce modèle sont, d'une part, l'idéalisation de l'affaissement du sol par la déformée du profilé métallique, qui a modifié l'interaction sol-structure et, d'autre part, l'utilisation de la technique d'analyse des photos pour la détermination des largeurs des fissures qui est intéressante, mais pour laquelle la précision de mesures n'est pas abordée. Par conséquent, les conclusions sur le niveau de dommages dans la structure peuvent être imprécises.

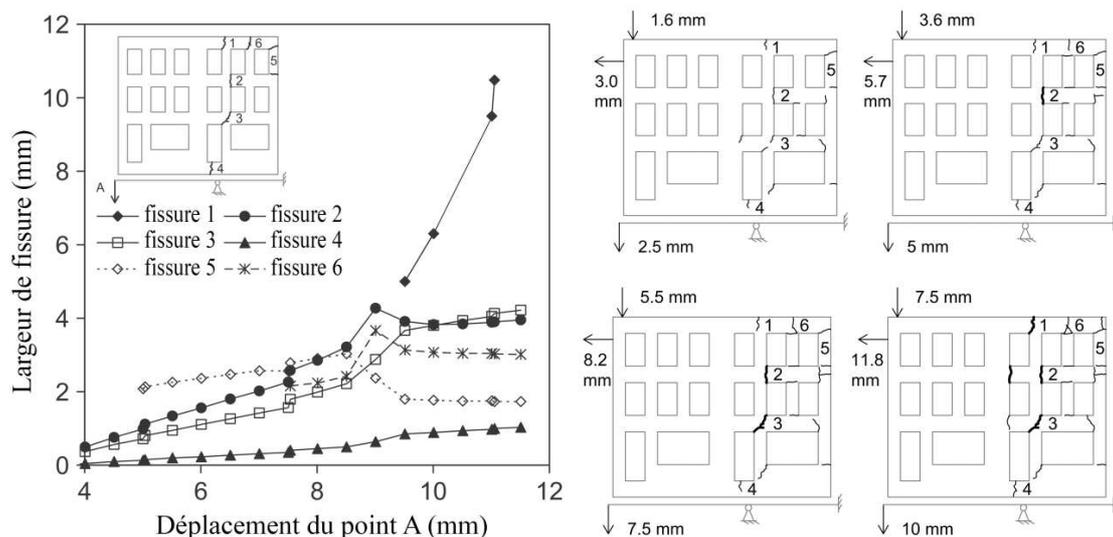


Figure 2.10. Evolution des fissures dans le mur en maçonnerie du modèle réduit de Giardina et *al.* [28].

2.4. Identification de la fissuration par corrélation d'images numériques

2.4.1. Introduction

L'évaluation des dommages de la structure en surface, typiquement la maçonnerie, est souvent réalisée sur les murs de façades, en considérant que ces éléments sont les plus sensibles aux mouvements de terrain. Les deux modèles réduits évoqués ci-dessus, le modèle de l'Université de l'Illinois et celui de Giardina et *al.*, sont des cas typiques de cette configuration. En particulier, l'utilisation de la technique d'analyse des photos est très favorable pour identifier les dommages. Cette technique est adaptée pour exploiter les résultats de la modélisation physique réduite. Cependant, sa performance ainsi que la précision de mesure nécessite d'améliorer les algorithmes d'exploitation des résultats et des incertitudes qui sont associées. Ce dernier point correspond à un des objectifs de ce travail de thèse.

Ces dernières années, l'identification du comportement mécanique des matériaux et des structures par la technique de corrélation d'images croît rapidement. Les techniques classiques, utilisant les jauges, extensomètres, et autre capteurs de déplacement sont de plus en plus remplacées ou complétées par la technique de DIC. D'une part, les techniques classiques restent ponctuelles et nécessitent un contact avec la surface de mesure qui risque d'altérer le phénomène à observer. D'autre part, la technique DIC présente de grands avantages tels que l'absence de contact, une résolution spatiale élevée, et l'obtention d'une information de champ, d'où l'appellation « *mesure de champs* ». En particulier, la capacité d'identification du comportement à la rupture de matériau par DIC conduit à un grand intérêt et en fait un des objectifs de notre thème de recherche.

Jusqu'à présent, l'identification du comportement de matériau par DIC est divisée en deux étapes. La première étape consiste à utiliser une fonction de forme (peut être arbitraire) pour obtenir le champ du déplacement. Puis, la deuxième étape concerne le post-traitement du champ de déplacement en intégrant les lois mécaniques pour identifier le comportement du matériau. A ce jour, l'étape 1 est déjà bien développée grâce à l'existence de plusieurs logiciels commerciaux. Les paragraphes suivants décrivent le principe de la technique de DIC, les approches pour identifier des fissures pour les matériaux fragiles ou quasi-fragiles, et leur application pour la maçonnerie.

2.4.2. Principe de la corrélation d'images numériques (DIC)

La technique DIC est une méthode sans contact pour la mesure du déplacement utilisant les caméras pour enregistrer les images de la surface d'un objet. Cette technique est utilisée au moins depuis 1975 [29] et son évolution est considérable depuis les années 1980 [30]. De nos jours, cette technique est utilisée dans plusieurs domaines, en particulier pour les tests mécaniques [31]. Cette technique permet de retrouver un point de l'image de référence sur l'image déformée. Suivant le nombre de caméras, différentes stratégies sont employées : (i) version 2D avec une caméra seule, le mouvement de l'objet devant être dans son plan, et (ii) version 3D utilisant deux caméras, permettant de mesurer les déplacements en trois dimensions [32].

Le principe de la corrélation d'images est basé sur une mesure de similarité entre deux domaines de pixels à deux moments différents [33, 34]. Pour cela, deux hypothèses majeures sont supposées : (i) les niveaux de gris sont conservés entre l'image initiale et l'image déformée, (ii) le petit domaine de pixels doit être identifié et discernable par rapport à d'autres domaines dans une même image. La nécessité est alors que l'image ait des propriétés de contraste suffisantes et que la répartition de ces contrastes soit unique dans un voisinage autour de la position du domaine homologue à trouver.

Considérons que la fonction $f(\underline{x})$ représente la fonction de niveau de gris de l'image de référence et la fonction $g(\underline{x})$ pour le niveau de gris de l'image déformée. Pour chaque sub-domaine, le champ de déplacement \underline{u} à chercher satisfait la relation suivante :

$$f(\underline{x}+\underline{u})=g(\underline{x}) \quad (2.20)$$

La mesure des déplacements est un problème mal-posé qui nécessite une solution approximative [33, 34]. En supposant qu'il existe une valeur résiduelle locale, l'équation (2.20) est réécrite sous la forme :

$$\Phi^2(\underline{x})=(\underline{u}\cdot\nabla f(\underline{x})+f(\underline{x})-g(\underline{x}))^2 \quad (2.21)$$

Le champ \underline{u} est la solution du problème de minimisation de l'erreur globale sur la totalité de la fenêtre de corrélation (« *Zone Of Interest* » ou ZOI) :

$$I=\int_{\Omega}(\underline{u}\cdot\nabla f(\underline{x})+f(\underline{x})-g(\underline{x}))^2 d\Omega \quad (2.22)$$

Pour régulariser le problème, le champ du déplacement \underline{u} peut être approximativement décomposé par des fonctions de forme prédéfinies $\psi_n(\underline{x})$ de sorte que :

$$u(\underline{x})=\sum_{\alpha,n}a_{\alpha n}\psi_n(\underline{x})\underline{e}_{\alpha} \quad (2.23)$$

Où :

- \underline{e}_{α} : est le vecteur élémentaire unitaire

- $a_{\alpha n}$: est l'amplitude de la fonction de forme (inconnue).

La minimisation de (2.22) conduit à la résolution d'un système d'équations linéaires dont les inconnues sont les amplitudes des fonctions de forme.

2.4.3. Modèles DIC étendus

Comme nous avons indiqué, l'identification des fissures des matériaux et des structures basée sur la technique de DIC peut être effectuée en deux étapes : l'identification du champ du déplacement, puis le post-traitement. Cependant, la limite de la DIC « *standard* » concerne la perte de la corrélation lors d'une fissuration [35], ou lorsque la déformation entre deux images est supérieure à 20% [36]. Pour

éviter ces difficultés, des modèles étendus de DIC, permettant de regrouper deux étapes en une seule, ont été proposés. Les paragraphes suivants présentent deux modèles étendus typiques pour le problème d'identification des fissures : le modèle X-DIC, et le modèle I-DIC. Il est à noter que ces deux modèles sont basés sur l'approche asymptotique locale de la mécanique de rupture où on s'intéresse aux champs de déplacement et de contrainte au voisinage du front de fissure [37-39].

2.4.3.1. Modèle X-DIC

Le modèle X-DIC (*eXtended Digital Image Correlation*) est présenté dans plusieurs travaux tels que Réthoré [40], Chen [41]. Il est inspiré de la méthode des éléments finis étendus, X-FEM [42]. La méthode X-FEM permet de décrire des champs de déplacement dans lesquels des discontinuités se développent sans avoir à définir préalablement la direction de développement de la discontinuité ni à refaire le maillage au cours de son extension. En particulier, elle permet souvent d'utiliser les maillages de grande taille pour une même précision des résultats. Cette propriété est intéressante dans le contexte de la corrélation d'images numérique puisque les maillages de grande taille signifient moins d'amplitude de l'incertitude de mesures.

L'idée du concept du modèle X-DIC est d'injecter l'approximation du champ de déplacement de X-FEM dans l'algorithme de la DIC pour mieux représenter les fissures.

Pour la DIC standard, le choix des fonctions de formes $\psi_n(\underline{x})$ dans l'équation (2.23) est varié, mais le plus usuel est l'utilisation des éléments rectangulaires en raison de la facilité du choix de la taille et la forme du motif de DIC. Alors, le champ du déplacement est décrit comme suivant :

$$\underline{u}(\underline{x}) = \sum_{i \in Ne} N_i(\underline{x}) U_i \quad (2.24)$$

Les termes U_i représentent les déplacements nodaux.

La méthode X-FEM est une des méthodes éléments finis basée sur la *partition de l'unité* (cf. [37]). Les fonctions de formes constituent une partition de l'unité, ce qui signifie que : $\sum_{i \in Ne} N_i(x) = 1$. Le champ de déplacement $\underline{u}(\underline{x})$ peut être enrichi avec une fonction d'enrichissement $\varphi(\underline{x})$:

$$\underline{u}(\underline{x}) = \sum_{i \in Ne} N_i(\underline{x}) U_i + \sum_{i \in N_{enr}} N_i(\underline{x}) U_i^{enr} \varphi(\underline{x}) \quad (2.25)$$

Où N_{enr} est un sous-ensemble de Ne , situés dans la zone d'application des fonctions d'enrichissement.

L'avantage du modèle X-DIC est la flexibilité lors de la présentation de la discontinuité du déplacement. Cependant, les résultats obtenus ne contiennent pas les facteurs d'intensité de la contrainte. De plus, ils dépendent du choix de la fonction de coût et des fonctions d'enrichissements utilisés.

2.4.3.2. Modèle I-DIC

Le modèle I-DIC (*Integrated Digital Image Correlation*) est présenté dans plusieurs travaux [43-46].

Le concept du modèle I-DIC est d'intégrer la description complète du déplacement et les facteurs d'intensité des contraintes (SIF) dans la DIC. Les résultats attendus sont multiples : la localisation du front de la fissure, le SIF, T-contrainte, et la taille de la zone de plasticité.

La différence de ce modèle avec le X-DIC est la description du déplacement utilisant la série de Williams [47]. Un point M du matériau est représenté par un nombre complexe $z = x + iy$ ou par les coordonnées polaires $z = re^{i\theta}$. Respectivement, le déplacement du point M est représenté par $u = u_x + iu_y$.

En deux dimensions, lorsque la fissure est sollicitée en mode mixte entre mode I et mode II, le champ du déplacement au voisinage du front de la fissure s'exprime sous forme de séries de Williams :

$$u(z) = \sum_n (\omega_n \Omega_n(z) + \nu_n \Upsilon_n(z)) \quad (2.26)$$

Où ω_n (ν_n) est l'amplitude lié à l'expression Ω_n (Υ_n) du mode I (mode II). Les expressions complètes de Ω_n et Υ_n peuvent être retrouvées dans [44].

Par rapport au modèle X-DIC, le modèle I-DIC est moins flexible lors de la description du saut de déplacement ainsi que de la géométrie des fissures. Cependant, le modèle I-DIC permet de déterminer directement les paramètres des facteurs d'intensité de la contrainte.

2.4.4. Identification des fissures de la maçonnerie par DIC

La maçonnerie est considérée comme un matériau fragile. Par conséquent, la propagation des fissures peut être prédite en utilisant les modèles X-DIC et I-DIC. Cependant, cela peut être simplifié en considérant que les fissures n'apparaissent qu'au niveau des joints lorsque la résistance des blocs est supérieure à celle des joints de mortiers. Comme discuté avant, les modes de rupture de la maçonnerie sont le mode I par traction et le mode II par cisaillement.

L'utilisation de la technique DIC présente des résultats intéressants lors de l'identification des fissures de la maçonnerie. Les premières démarches consistent à évaluer la déformation de Von Mises [48, 49]. Pour la déformation plane, la déformation de Von Mises est déterminée à partir des valeurs propres du tenseur de déformation :

$$\varepsilon_M = \sqrt{\varepsilon_1^2 - \varepsilon_1 \varepsilon_2 + \varepsilon_2^2 + 3\varepsilon_{12}^2} \quad (2.27)$$

La concentration et la valeur élevée de la déformation de Von Mises indiquent la localisation des fissures. En particulier, lorsque la déformation de Von Mises est approximativement égale à la déformation de traction, *i.e.*, $\varepsilon_M \approx \varepsilon_1$ ou $\varepsilon_M \approx \varepsilon_2$, la rupture par traction (mode I) prédomine. De même, quand la déformation de Von Mises est approximativement égale à la déformation de cisaillement, *i.e.*, $\varepsilon_M \approx \sqrt{3}|\varepsilon_{12}|$, la rupture par cisaillement (mode II) prédomine.

L'avantage de cette méthode est la rapidité de la localisation des fissures. Cependant, les inconvénients sont nombreux : (i) la détermination imprécise du front de la fissure, et (ii) la valeur de la déformation de Von Mises varie en fonction de la taille de la fenêtre de corrélation ZOI, *i.e.*, la taille du maillage. Cela signifie que la quantification des dommages rencontre des grandes difficultés.

2.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les travaux concernant l'évaluation des dommages induits sur la structure soumise à des mouvements de terrain. L'évaluation des dommages est étudiée à l'échelle de la structure, la classification des dommages est souvent basée sur des indicateurs et des abaques. Parmi les outils présentés, nous avons choisi deux indicateurs, il s'agit de la pente et de la déformation de la structure. D'autre part, nous avons retenu comme référence pour la suite de ce travail de thèse l'abaque de Burland qui est le plus adapté des outils présents dans la bibliographie. En même temps, nous développerons un nouvel indicateur lié à la classification des dommages selon l'ouverture des fissures, comme nous le discuterons dans le chapitre 4.

En plus des outils permettant la quantification des dommages, l'évaluation de dommages nécessite d'analyser les modes de rupture. Pour cela, nous avons synthétisé (i) les interactions principales entre le sol et la structure, parce qu'elles sont fortement en lien avec la localisation des dommages dans la structure et leur intensité, et (ii) les différentes configurations de fissures pour mieux visualiser et donc mieux évaluer les dommages.

Dans ce contexte, la modélisation physique à l'échelle réduite sous gravité terrestre (1g) a été proposée pour reproduire les dommages induits sur la structure. Pour cela, plusieurs conditions de similitude ont été résumées lors de la réalisation d'un modèle physique. Notamment, nous avons proposé les vérifications lors de la mise en pratique des conditions de similitude pour un système sol-structure. Ici, deux modèles physiques réduits existants ont été discutés pour essayer de reproduire leurs points forts et d'améliorer leurs défauts lors de la conception de notre propre modèle.

Une attention particulière est portée sur le problème d'identification des fissures basée sur la technique de DIC lors des essais expérimentaux sur matériaux et structures. Ceci peut être divisé en deux étapes indépendantes : (1) l'étape 1 est liée à l'utilisation d'une fonction de forme (pouvant être arbitraire) pour obtenir le champ de déplacement, puis (2) l'étape 2 concerne le post-traitement du champ de déplacement obtenu dans l'étape 1, intégrant les critères de propagation des fissures. Ces deux étapes peuvent être également regroupées en une, par exemple dans les modèles DIC étendus tels que le modèle X-DIC, le modèle I-DIC, etc.

Quant à l'application pour l'identification des fissures dans la maçonnerie, ceci peut être réalisé en utilisant les modèles DIC étendus ci-dessus. Pourtant, ces modèles ne sont pas encore répandus. En plus, l'élaboration de tels algorithmes est complexe pour un expérimentateur. Actuellement, les applications répandues pour la maçonnerie concernent l'utilisation de la déformation de Von Mises. La concentration et la valeur élevée de cette déformation indiquent la position des fissures. Cependant, les imprécisions concernant la position exacte du front de la fissure ne sont pas résolues. Notamment, la valeur de la déformation de Von Mises varie en fonction de

la taille de la fenêtre de corrélation (ZOI), ou de la taille du maillage dans la région de corrélation (ROI). Pour ces raisons, nous allons développer dans le chapitre 4 une nouvelle application basée sur la technique DIC, dédiée particulièrement à l'identification des fissures de la maçonnerie.

Chapitre III

Modèle réduit de l'interaction sol-fondation-maçonnerie

3.1. Introduction

Dans le chapitre précédent, nous avons proposé d'utiliser la modélisation physique réduite sous gravité terrestre (1g) pour reproduire la vulnérabilité d'une structure en maçonnerie soumise à des mouvements de terrain. La plate-forme d'essais développée permet de simuler des mouvements de terrains induits soit par l'exploitation minière, soit par l'effondrement des cavités après leur abandon. Une des performances de cette plate-forme est la capacité à représenter différents types de structure en surface. Dans cette perspective, ce chapitre est dédié à la conception d'un modèle physique réduit d'une maison individuelle en maçonnerie, cohérent avec l'objectif de l'étude de sa vulnérabilité vis-à-vis aux mouvements de terrain.

Le chapitre est constitué de 5 sections. Dans la première section, nous présentons l'état d'avancement des travaux réalisés au début de ce travail de recherche, en particulier ce qui concerne la conception de la plate-forme d'essais, le choix du sol analogique, et l'évolution des modèles de structure. La deuxième section présente en détails la conception du modèle réduit de l'interaction sol-fondation-maçonnerie utilisé dans notre travail de thèse : le choix de matériaux, les essais de laboratoire permettant de caractériser leurs propriétés mécaniques, et la mise en pratique des conditions de similitude. Dans la troisième section, nous présentons en détail les différentes étapes de réalisation d'un essai. Les éléments importants, pour assurer la répétabilité d'un essai, tel que la fabrication des murs avec ou sans « *mortier* », la mise en place du sable et de la maquette de structure, et des caméras, ainsi que le calibrage d'un système stéréo des caméras sont abordés. Le programme d'essais et les études paramétriques sont résumés de manière synthétique dans la quatrième section. Pour conclure, dans la dernière section, nous proposons une méthode pour le calcul de l'incertitude de mesures des déplacements lors de l'utilisation de la technique DIC.

3.2. Travaux précédents

3.2.1. Type d'aléa

Notre objectif actuel est de caractériser un aléa d'effondrement localisé et les dégâts causés sur la structure en surface. La zone d'étude se limite à une surface de 4000-4500 m², et une seule cavité est considérée à une profondeur de 10-15 m. Cette profondeur est comparable avec celle du modèle de l'Université d'Illinois (12 m) et

celle du modèle de Giardina et *al.* (20 m), voir la section 2.3.3. Ceci permet de comparer les résultats obtenus avec ceux présentés dans la littérature.

Les études précédentes menées par l'INERIS ainsi que ce travail de thèse considèrent un facteur d'échelle sur les longueurs de 1/40. Ce choix permet à la fois de maximiser la taille de l'étude et d'optimiser la taille de la maquette de la structure pour les raisons d'économie et de répétabilité. Le Tableau 3.1 récapitule la taille de l'étude actuelle et les caractéristiques correspondantes en échelle réduite.

Tableau 3.1. Taille de l'étude actuelle et les caractéristiques en échelle réduite.
(facteur d'échelle = 1/40)

Caractéristiques	Prototype (m)	Modèle (m)
Surface de la cavité	10x10	0,25x0,25
Hauteur de la cavité supposée être égale à l'effondrement maximum en profondeur	1,2	0,03
Hauteur de recouvrement	12	0,3
Zone d'étude	52x80	1,3x2

3.2.2. Plate-forme d'essais

La conception de la plate-forme d'essais est en évolution continue. Sous l'impulsion de la Direction des Risques Sols et Sous-sols, les travaux ont commencé en 2007 après l'étude de la faisabilité du modèle en 2005 menée par [50]. La plate-forme est initialement conçue pour des dimensions 3 fois supérieures aux dimensions actuelles. Elle peut représenter une surface maximale de 15000 m². Plusieurs cavités pourront coexister à une profondeur allant jusqu'à 50 m. Le facteur d'échelle maximal est 1/50.

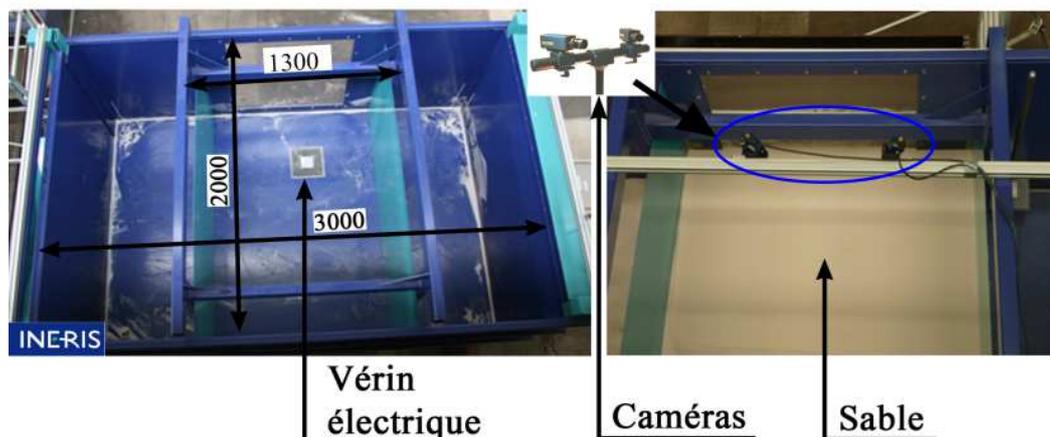


Figure 3.1. Plate-forme d'essais de l'INERIS pour la simulation des mouvements de terrain. Les dimensions sont en mm.

La Figure 3.1 représente la plate-forme d'essais. Elle se compose d'un bâti expérimental de dimensions $3 \times 2 \times 1$ m³. Potentiellement, 48 vérins peuvent être installés mais actuellement un seul vérin est utilisé pour minimiser les travaux et optimiser l'objectif de recherche actuel. Le vérin actuel a dimensions de $0,25 \times 0,25$ m². Des caméras rapides de haute résolution sont utilisées pour capturer les déplacements du sable et de la maquette de structure.

3.2.3. Conditions de similitude

Notre choix de la modélisation réduite sous gravité terrestre (1g) impose que le facteur d'échelle de la pesanteur soit égal à un, *i.e.*, $g^* = 1$. Pour faciliter le choix du sol analogue, le facteur d'échelle pour la poids volumique est également choisi égal à un, $\rho^* = 1$. Le Tableau 3.2 représente les conditions de similitude pour choisir les matériaux du sol et de la structure analogiques.

Tableau 3.2. Conditions de similitude appliquées au modèle physique de l'INERIS.

Grandeur physique	Symbole	Facteurs d'échelles (sous gravité terrestre)
Longueur	L^*	1/40
Pesanteur	g^*	1
Poids volumique	γ^*	1
Module d'élasticité	E^*	1/40
Force surfacique	F^*	1/40 ³
Contrainte	σ^*	1/40
Coefficient de poisson	ν^*	1
Déformation	ε^*	1
Cohésion	c^*	1/40
Angle de frottement	φ^*	1
Déplacement	u^*	1/40

3.2.4. Sol analogue

Pour nos travaux de recherche, le sol analogue est le sable de Fontainebleau ($\text{SiO}_2 > 98\%$), bien connu dans la modélisation physique en géotechnique [51]. Pour ces études la catégorie du sable NE 34 a été choisie. Les propriétés mécaniques du sable ont été caractérisées par des essais de cisaillement direct, des essais triaxiaux, et des essais œdométriques modifiés, réalisés par Hor [27]. Les résultats sont la cohésion, l'angle de frottement interne, l'angle de dilatance, le module de Young.

Les propriétés mécaniques du sable de Fontainebleau sont mesurées en fonction de la densité du sable. Pour les sols pulvérulents comme le sable, l'état du sol est présenté par la densité relative, Dr , ou l'indice de compacité, Id . Ce paramètre est déterminé par $Dr = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min})$, où e_{max} , e_{min} sont les indices des vides maximal et minimal selon l'essai normalisé (GTR, NF P11-300). Le sable est considéré lâche lorsque sa densité relative varie de 0% à 40%, moyen entre 40% et 80%, et dense entre 80% et 100%. Le Tableau 3.3 synthétise les résultats de ces tests.

Tableau 3.3. Caractéristiques du sable de Fontainebleau, Hor [27].

Etat	ρ (kN/m ³)	Dr (%)	Module de Young, E (MPa)	Angle de frottement, φ (°)	Angle de frottement à l'état critique, φ_{cr} (°)
Dense	16,8	79	6,2-16,2	35-42	27-31
Moyen	15,4	44	-	30-36	24-33
Lâche	15,0	31	-	29-33	28-33

Lors de l'application des conditions de similitude, le sable de Fontainebleau présente les remarques suivantes :

(i) Le sol analogique est de type non-cohésif, *i.e.*, le sable est sec et n'a pas de cohésion. Cela ne permet pas a priori de représenter le comportement d'un sol réel dans une zone soumise à des mouvements de terrain. Dans le futur, une cohésion peut être introduite en rajoutant un matériau cohésif, par ex. de l'argile.

(ii) La similitude impose les facteurs d'échelle de la contrainte et du module de Young soient égaux à $1/n$: $\sigma^*=E^*=1/n$ ($n=40$). Pour le sol, l'état de contrainte et le module de Young d'un point évolue en fonction de la profondeur, *i.e.*, $\sigma_s \propto E_s \propto \gamma H$, voir [24]. Cependant, pour une faible profondeur dans le modèle réduit, ces valeurs sont assez identiques. Cela signifie que la mesure du module de Young, ainsi que l'état de contrainte d'un point ne respectent pas les conditions de la similitude.

(iii) L'influence de l'effet de la taille des grains n'a pas été étudiée. Pour la modélisation en centrifugeuse (ng), il a été établi que le ratio entre la largeur d'une fondation superficielle, B , et le diamètre moyen des grains, d_{50} , doit être supérieur ou égal à 35 pour que l'effet de la taille des grains soit négligeable, *i.e.*, $B/d_{50} \geq 35$, voir [52]. Cependant, il n'existe pas de règles pour le cas de $1g$. Pour le modèle actuel, le ratio B/d_{50} est égal à 1250 ($B=250$ mm, $d_{50}=200$ μ m). Ce rapport est raisonnablement suffisant pour que l'effet de la taille des grains soit négligé.

3.2.5. Evolution des modèles de la structure

Le prototype représente une maison individuelle en maçonnerie de deux étages, correspondant au cas typique d'habitations dans des zones soumises à des mouvements de terrain. La surface typique est de 10x10 m² (Figs. 3.2a, b). Les murs sont en maçonnerie (module de Young : $E_M=6000$ MPa, coefficient de Poisson : $\nu_M=0,3$), et les fondations sont du type semelles filantes en béton armé (module de Young : $E_B=30000$ MPa, coefficient de Poisson : $\nu_B=0,2$), encastrée à la profondeur de 0,9 m.

Une étape de simplification du prototype initial a été réalisée dans un premier temps pour l'étude de la réponse globale de la structure [27]. Le prototype simplifié correspondait à un radier en béton d'épaisseur 0,25 m, occupant une surface de 10x10 m². La charge répartie sous la fondation est 10 kN/m². Deux maquettes de la structure ont été conçues sous forme d'une plaque réalisée en différents matériaux.

La première maquette en polycarbonate a été présentée par [27], voir les Figures 3.2c, d. Elle a les dimensions de $25 \times 25 \times 0,55 \text{ cm}^3$ et contenait des sacs de billes de plomb pour représenter les charges. Les résultats obtenus lors des premiers essais ont présenté plusieurs défauts. La maquette est plus rigide en zone convexe (en traction) et moins rigide en zone concave (en compression). Ceci est exactement l'inverse du comportement attendu pour un ouvrage réel de génie civil. Ces distorsions sont du fait que l'interaction sol-structure n'a pas été suffisamment prise en compte à cause d'une part des rigidités relatives entre le sol et la structure, et d'autre part de la position relative de la structure par rapport au centre de la cuvette [26]. De cette expérience, nous avons constaté qu'il est nécessaire de prendre en compte les facteurs d'échelles des rigidités relatives. Ici, deux types de rigidités sont considérés : la rigidité relative en flexion, $r_f = 16EI / (E_s L^4)$, et la rigidité relative axiale, $r_a = 2EA / E_s L$, voir [26]. Selon l'équation (2.19), les facteurs d'échelle pour r_f et r_a sont : $r_f^* = 1$ et $r_a^* = 1/n$.

La deuxième maquette a été réalisée en silicone et a pour dimensions $25 \times 25 \times 4 \text{ cm}^3$ [53], voir les Figures 3.2e, f. La comparaison de cette maquette avec celle en polycarbonate est synthétisée dans le Tableau 3.4. La maquette en silicone a plus d'épaisseur mais son module de Young est plus petit. Ces propriétés traduisent plus de rigidité en flexion (+17%) et moins de rigidité axiale (-95%) que celle de la structure en polycarbonate. La maquette est élastique et flexible. Lors des essais, les résultats obtenus ont été plus cohérents avec la réalité.

Tableau 3.4. Comparaison des modèles de structure en polycarbonate et en silicone.

Grandeur	Prototype simplifié (radier)	Facteur d'échelle	Modèle idéal	Polycarbonate	Silicone
Largeur (mm)	10000	1/40	250	250	250
Longueur (mm)	10000	1/40	250	250	250
Hauteur (mm)	250	1/40	6,25	5,5	40
Module de Young E (MPa)	3×10^4	1/40	750	2200-2500	5
Rigidité axiale EA (MN)	$7,5 \times 10^4$	$1/40^3$	1,17	0,75	0,036
Rigidité en flexion EI (Nm ²)	$3,9 \times 10^4$	$1/40^5$	3,81	2,86	3,3
Contrainte au sol (kN/m ²)	10	1/40	0,25	0,25	0,34
$r_f = 16EI / (E_s L^4)$	-	1	-	$3,9 \times 10^{-3}$	$4,5 \times 10^{-3}$
$r_a = 2EA / E_s L$	-	1/40	-	2	0,096

La maquette en silicone apparait donc comme une bonne solution pour l'étude de l'interaction sol-structure mais elle n'est pas représentative du prototype initial, *i.e.*, une maison en maçonnerie. Cette dernière observation a motivé la recherche d'un modèle plus réaliste.

La troisième maquette associant fondation en silicone et élément de structure en blocs de sucre est la première tentative pour représenter le prototype initial [53] (Fig. 3.2g). Lors de l'application des conditions de similitude, on note les trois remarques suivantes :

(i) La hauteur de la partie de la fondation en silicone est 4 cm alors que celle de murs est 6 cm. Clairement, ceci ne respecte pas la proportion du prototype puisque la hauteur de la fondation doit être moins importante que celle des murs de deux étages. Cependant, d'un point de vue global, la hauteur totale de la maquette est acceptable

(10 cm), parce que cette hauteur correspond en général à une maison réelle de 4 m de haut (facteur d'échelle : 1/40).

(ii) Les dimensions des blocs de sucre sont importantes par rapport à celles des briques réelles. En le comparant avec la réalité, un bloc du modèle de dimensions $28 \times 18 \times 12 \text{ mm}^3$ correspondrait à une brique de dimensions $108 \times 72 \times 48 \text{ cm}^3$. Une maison individuelle est construite à partir des briques ou de moellons plus petits.

(iii) Ce modèle représente une maçonnerie à joints vifs, *i.e.*, absence de cohésion entre les joints. La cohésion n'a pas été introduite et ceci apparait difficile à réaliser pour les blocs en sucre.

Bien que ce modèle soit simple, il s'adapte bien à l'objectif de ce travail de thèse. Il reste cependant à améliorer et les principaux défis sont la réduction de la taille des blocs et l'introduction de la cohésion dans les joints.

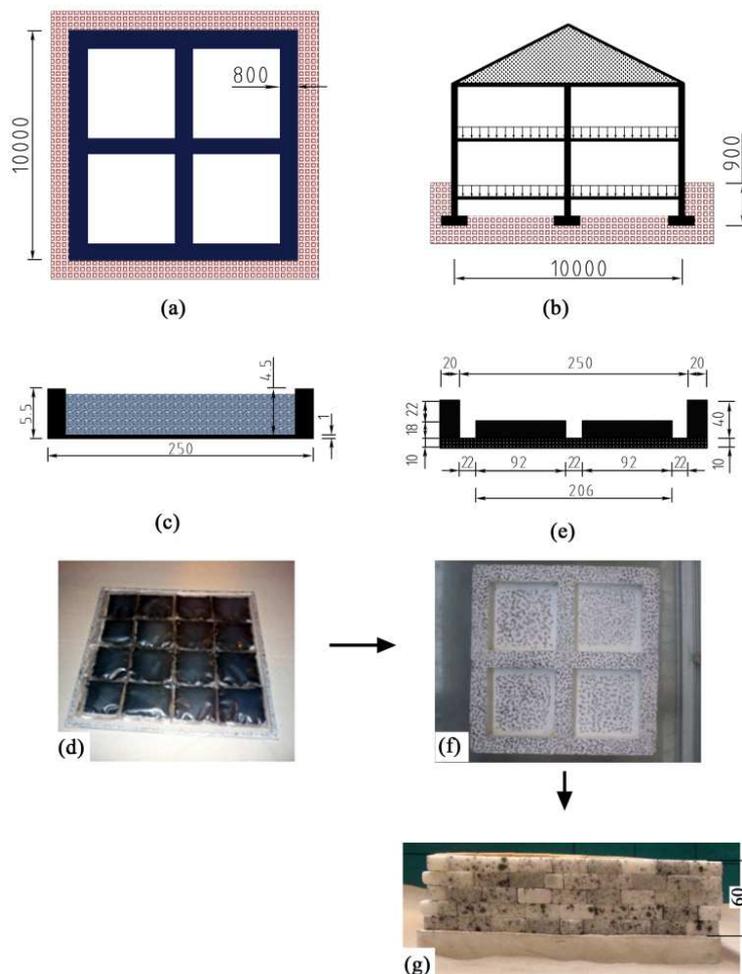


Figure 3.2. Evolution des modèles de la structure de l'INERIS : (a, b) plan horizontal et vertical, (c, d) le moule et le modèle de la structure en polycarbonate, (e, f) le moule et le modèle de la structure en silicone, (g) modèle de la structure en silicone-sucre. Les dimensions sont en mm.

3.3. Conception d'un modèle réduit de l'interaction sol-fondation-maçonnerie

3.3.1. Choix des matériaux

Le prototype de la structure est défini dans la section 3.2.5. En modélisation physique, le modèle et le prototype doivent avoir des comportements similaires. Pour cela, le choix des matériaux pour le modèle doit respecter les conditions de similitude. Les études précédentes ont proposé des pistes intéressantes sur le choix des matériaux permettant ainsi de rapprocher la maquette de la structure au prototype. Dans ce travail de thèse, la recherche des matériaux suit la logique d'amélioration progressive mise en œuvre par [53-55]. La synthèse des matériaux retenus est suivante :

(i) La partie de fondation est en silicone [53]. Ici, la maquette en silicone mentionnée dans la Figure 3.2f est réutilisée où ses dimensions et ses propriétés mécaniques sont résumées dans le Tableau 3.4.

(ii) Les blocs sont en bois [54]. Trois matériaux ont été comparés : sucre, aimant, et bois. Les blocs en sucre sont faciles à trouver, économiques, et ont une rigidité suffisante pour une échelle réduite de 1/40. Cependant, les inconvénients majeurs sont l'introduction de la cohésion entre les joints et les dimensions minimales des morceaux de sucre disponibles qui sont encore trop importantes par rapport aux conditions de similitude [53]. Les blocs magnétiques en ferrite sont faciles à fabriquer selon les dimensions souhaitées, et les forces magnétiques peuvent permettre de représenter la cohésion des joints. Cependant, le poids volumique est 5 fois supérieure à celle d'une brique en terre cuite alors que la similitude impose que $r_f^*=1$. En plus, les forces magnétiques sont beaucoup plus importantes que la cohésion des joints et la maquette de la structure devient extrêmement rigide. Finalement, le choix des blocs en bois représente la meilleure solution. Le bois le plus massif trouvé est le bois Azobé, ayant un poids volumique proche d'une brique réelle. Les blocs peuvent être fabriqués en fonction des dimensions souhaitées.

(iii) La cohésion des joints (quand elle est mise en œuvre) est représentée par une colle à base de méthyl-cellulose non renforcée par des résines synthétiques (colle à papier peint) [55]. L'utilisation d'un facteur d'échelle élevé de 1/40 conduit à une épaisseur du mortier proche de zéro. C'est la raison pour laquelle l'utilisation de la colle à papier peint est une bonne solution technique. De plus, elle peut être trouvée facilement dans le commerce, elle est économique et la réutilisation des blocs est possible car la colle peut être nettoyée à l'eau.

Le Tableau 3.5 récapitule les matériaux utilisés pour la construction du modèle réduit de structure représentant le prototype d'une maison individuelle en maçonnerie.

Tableau 3.5. Choix de matériaux pour le modèle réduit de la structure en maçonnerie.

Matériau	Silicone	Bois	Colle à papier peint
Marque	Socoda	Azobé	Quelyd
			
Poids volumique (kN/m ³)	0,9 (liquide)	10,3	-
Fonction	Fondation	Blocs	Mortier

3.3.2. Caractéristiques mécaniques

Les propriétés mécaniques du modèle réduit sont caractérisées par des essais de laboratoire. Les essais ont été réalisés en collaboration avec [54, 55].

3.3.2.1. Interface bloc-bloc

L'interface bloc-bloc est caractérisée par l'angle de frottement φ . L'essai au plan incliné est utilisé pour déterminer la valeur de φ , il est représenté dans la Figure 3.3. L'angle du plan incliné φ est augmenté progressivement jusqu'au moment où le bloc se glisse. Le nombre d'essais est supérieur à 150, la valeur moyenne obtenue est $\varphi=30^\circ$, l'écart-type est de $\pm 6^\circ$.

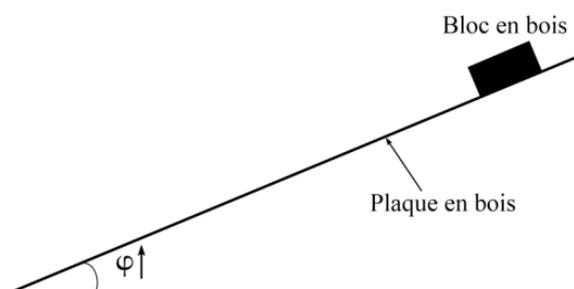


Figure 3.3. Essai de caractérisation de l'angle de frottement du bois.

3.3.2.2. Interface bloc-mortier

Même si l'essentiel des essais réalisés ont utilisé une maquette de structure à joints secs (sans mortier), nous avons également travaillé à la détermination d'une

procédure permettant de reproduire l'existence d'un mortier entre blocs. Pour des raisons techniques, seuls quelques essais ont pu être réalisés dans le cadre de la thèse mais en dehors de la plate-forme d'essais. Leurs résultats sont présentés de manière synthétique à la fin du Chapitre 5.

Nous présentons ici les essais ayant permis de valider la technique de représentation du mortier et de déterminer les caractéristiques mécaniques du joint et de l'assemblage des blocs. Plus précisément, pour une cohésion du mortier du prototype entre 0,5 et 1,2 MPa, la concentration de la colle pour le modèle doit avoir une faible cohésion entre 0,0125 et 0,03 MPa (facteur d'échelle de 1/40). Ainsi, l'objectif est de chercher la concentration de la colle correspondant à cette faible cohésion. Lorsque les essais de traction directe et de cisaillement direct sont difficiles à réaliser, nous caractérisons la concentration de la colle par les essais de flexion. Pour cela, nous avons réalisé une série des essais de flexion 3 points d'une poutre fabriquée à partir des blocs en bois de dimensions $14 \times 7 \times 7 \text{ mm}^3$ avec différentes concentrations de la colle.

La fabrication des poutres est représentée dans la Figure A.1 (Annexe A). Huit poutres de dimensions $126 \times 21 \times 7 \text{ mm}^3$ ont été fabriquées, correspondant à 3 rangées de blocs de $14 \times 7 \times 7 \text{ mm}^3$, avec différentes concentrations de la colle à papier peint. La concentration de référence est notée C, correspondant à 250 g de poudre de colle avec 6 litres d'eau. Quand la concentration est égale à C/2, elle correspond à 125 g de la poudre de la colle avec 6 litres d'eau. Pour ces tests, 4 concentrations ont été testées : C/2, C/3, C/4, C/6. Chaque concentration est utilisée pour fabriquer 2 poutres. Le séchage dure de 1 à 2 jours à température normale.

La Figure 3.4 présente le déroulement du test. Un capteur de déplacement est placé au centre de la poutre. La charge est de type ponctuel au centre de la poutre, utilisant un sac plastique. Lors d'un essai, le poids du sac plastique est augmenté de manière incrémentale en rajoutant 5-10 grammes du sable chaque fois (incrément dépendant de la concentration de la colle et de la résistance associée).

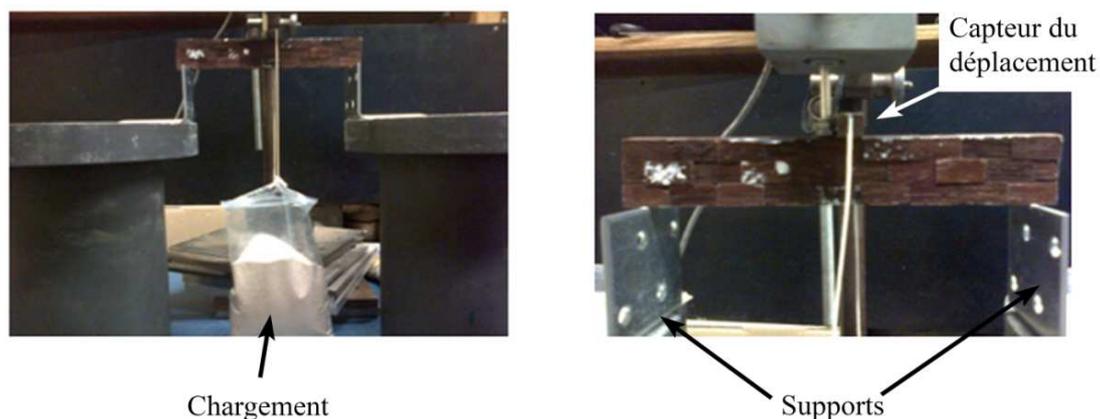


Figure 3.4. Déroulement du test de flexion en trois points d'une poutre de dimensions : $126 \times 21 \times 7 \text{ mm}^3$.

Pour ces essais, nous nous intéressons à deux paramètres : le module de Young équivalent et la résistance à la flexion de la poutre.

Le premier paramètre concernant le module de Young peut être estimé à partir de la valeur du déplacement (déflexion maximale) au centre de la poutre, Δ^{exp} , comme suit :

$$E = \left(\frac{PL^3}{48I} + \frac{5qL^4}{384I} \right) \frac{1}{\Delta^{exp}} \quad (3.1)$$

Où :

- P : est la charge ponctuelle (chargement lors d'un essai).
- q : est la charge répartie due au poids propre de la poutre.
- L : est la longueur effective de la poutre ($L=112$ mm).
- I : est le moment d'inertie de la section de la poutre.

La Figure 3.5 représente l'évolution du module élastique en fonction de la concentration de la colle. La relation $E-C$ peut être considérée comme une relation linéaire. Ceci montre que le module de Young augmente assez linéaire avec la croissance de la concentration. En conséquence, cette relation permet d'estimer la valeur de C pour atteindre la valeur de E souhaitée.

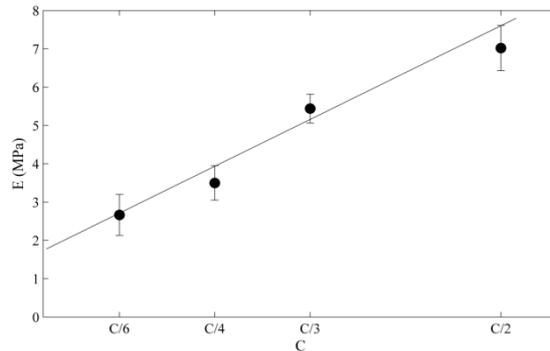


Figure 3.5. Evolution du module élastique en fonction de la concentration de la colle. C correspondant à 250 g de poudre de colle avec 6 litres d'eau.

Le deuxième paramètre lié à la résistance à la flexion peut être estimé par la formule suivante :

$$f_{f,M} = \frac{M_{max}}{I} \frac{h}{2} \quad (3.2)$$

Où : h est la hauteur de la section de la poutre, M_{max} est le moment fléchissant maximal au milieu de la poutre juste avant la ruine de la poutre, calculé selon la Résistance Des Matériaux (RDM) :

$$M_{max} = \frac{P_{max}L}{4} + \frac{qL^2}{8} \quad (3.3)$$

Où : P_{\max} est la valeur maximale du chargement ponctuel P .

La Figure 3.6 représente l'évolution de la résistance à la flexion de la poutre en fonction de la concentration de la colle. Cette figure montre une tendance croissante assez linéaire de la valeur de $f_{f,M}$ quand la concentration augmente.

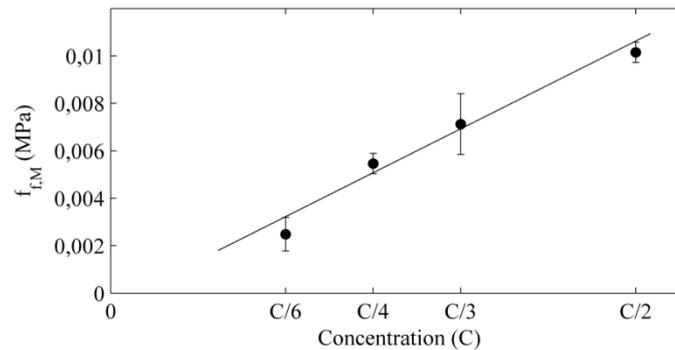


Figure 3.6. Résistance à la flexion en fonction de la concentration de la colle. C correspondant à 250 g de poudre de colle avec 6 litres d'eau.

3.3.2.3. Interface sol-fondation

L'interface sol-fondation est caractérisée par la rugosité et l'angle de frottement. La rugosité de la fondation est classée en fonction de l'indice de rugosité normalisé, $R_n = R_a/d_{50}$, R_a est la valeur moyenne de la rugosité en surface. D'après [56], la surface peut être classée en deux catégories : surface rugueuse ($R_n > 0,1$), et surface lisse ($R_n < 0,1$). Dans notre cas, la partie de la fondation en contact avec le sol présente une rugosité $R_a = 3.2 \mu\text{m}$ [55], et le sable utilisé a un diamètre moyen $d_{50} = 199 \mu\text{m}$. La rugosité normalisée R_n est alors égale à 0,016 ($< 0,1$). Cela signifie que la surface de la fondation est lisse.

Le coefficient de frottement de l'interface sol-fondation est déterminé par un essai de cisaillement direct. La valeur est déterminée au pic de la contrainte ou à l'état critique. Le Tableau 3.6 représente les différentes valeurs du coefficient de frottement pour l'état dense, moyen, et lâche. Les résultats montrent que le coefficient de frottement augmente linéairement avec la densité du sable.

Tableau 3.6. Rugosité et coefficient de frottement de l'interface fondation silicone-sable Fontainebleau.

Etat du sable	Dr (%)	Rugosité	Coefficient de frottement, $\mu = \tau/\sigma$
Dense	79%	Lisse	0,69
Moyen	44%		0,63
Lâche	31%		0,59

3.3.3. Vérification de la similitude

La conception du modèle doit respecter les conditions de similitude présentées dans le Tableau 3.2. Cependant, les matériaux retenus ainsi que le choix de la modélisation sous gravité terrestre représentent quelques défauts inévitables. Pour cette raison, nous effectuons ici une vérification des deux critères présentés au Chapitre 2 et résumés par les équations (2.17) et (2.19).

Le premier critère est relatif à la capacité portante du sol. Dans ce travail de thèse, le prototype d'une maison individuelle est identique à celui étudié par Hor [27]. D'après cette étude, la capacité portante du sol à l'état limite ultime à l'échelle du prototype est $q_{ELU(p)}=185 \text{ kN/m}^2$. A l'échelle du modèle ($1/n=1/40$), la contrainte admissible sous la fondation est déterminée par l'équation (2.17) dans laquelle $q_{a(m)}=4,6 \text{ kN/m}^2$, $E_{str(m)}=5 \text{ MPa}$ (silicone) et $E_{s(m)}=3 \text{ MPa}$ (état moyen du sable après compactage dans la plateforme d'essais). Par conséquent, la contrainte admissible sous la fondation est $[\sigma_{str}]_{(m)}=\min(q_{a(m)}, q_{a(m)} \cdot E_{str(m)}/E_{s(m)})=4,6 \text{ kN/m}^2$. Cette dernière est bien supérieure à la vraie valeur de la contrainte appliquée du modèle actuel $(\sigma_{str})_{(m)}=0,41 < 4,6 \text{ kN/m}^2$. Ceci signifie que la capacité portante du sol à l'échelle du modèle est satisfaite.

Tableau 3.7. Récapitulatif des propriétés mécaniques du modèle réduit sol-structure-maçonnerie (1g).

Elément		Grandeur	Prototype	Facteur d'échelle	Modèle idéal	Modèle actuel
Maçonnerie	Blocs	Largeur (mm)	200	1/40	5	7
		Longueur (mm)	500	1/40	12,5	14
		Hauteur (mm)	250	1/40	6,25	7
		Densité (kN/m ³)	19	1	19	10,3
		Module de Young (MPa)	100000	1/40	2500	16000-19000
		Angle de frottement (°)	20-35	1	20-35	30±6
	Joints	Épaisseur (mm)	20-30	1/40	0,5-0,75	0
		Cohésion (MPa)	0,5-1,2	1/40	0,0125-0,03	-
Fondation	Largeur (mm)	1000	1/40	250	250	
	Longueur (mm)	1000	1/40	250	250	
	Hauteur (mm)	250	1/40	6,25	40	
	Masse (kN)	1000	1	15,6x10 ⁻³	21,5x10 ⁻³	
	Module de Young E (MPa)	3x10 ⁴	1/40	750	5	
	Rigidité axiale EA (MN)	7,5x10 ⁴	1/40 ³	1,17	0,036	
	Rigidité en flexion EI (Nm ²)	3,9x10 ⁴	1/40 ⁵	3,81	3,3	
Sol-structure	Chargement sous la fondation (kN/m ²)	27,5	1/40	0,68	0,41	
	Capacité portante du sol (kN/m ²)	185	1/40	4,63	4,63	
	$r_f=16EI/(E_s B^4)$	3,9x10 ⁻³	1	3,9x10 ⁻³	4,5x10 ⁻³	
	$r_a=2EA/E_s B$	2	1/40	0,05	0,096	

En ce qui concerne le deuxième critère portant sur la similitude des rigidités relatives, nous constatons que $r_f^*=1,15 > 1$ et $ra^*=0,05 > 1/40$. Ceci signifie que la maquette a une rigidité relative en flexion un peu plus élevée que la demande, alors qu'elle a une rigidité relative axiale beaucoup plus importante que celle recherchée.

On ne peut cependant que vérifier de manière satisfaisante la similitude sur la rigidité en flexion est le plus importante lors de l'étude de l'interaction sol-structure. Notre modèle d'interaction sol-fondation-maçonnerie est globalement satisfaisant.

L'ensemble des conditions de similitude appliquées pour le modèle sol-fondation-maçonnerie de ce travail de thèse est résumé dans le Tableau 3.7.

3.4. Procédure d'essai

3.4.1. Conditions initiales

La Figure 3.7 représente le schéma en 2D du modèle réduit actuel de l'interaction sol-fondation-maçonnerie.

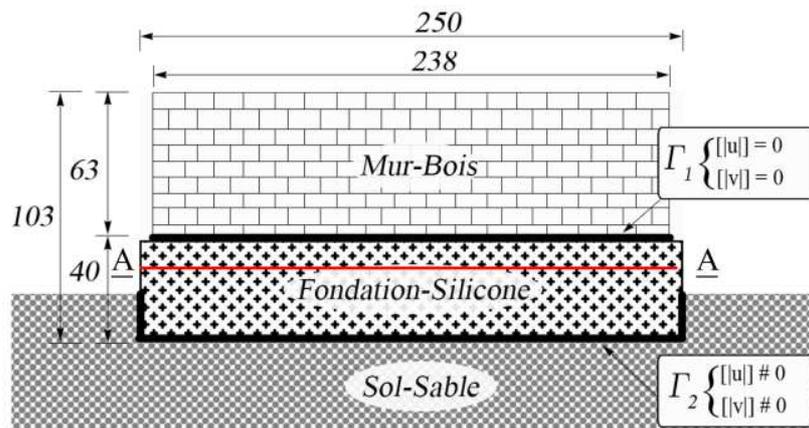


Figure 3.7. Conditions aux limites du système en 2D.

Dans la Figure 3.7, trois types de contact peuvent être considérés. Le premier est le contact bloc-bloc du type frottement de Mohr-Coulomb en cas de joints vifs, ou le contact bloc-mortier du type cohésif en cas de joints de mortiers. Le deuxième est le contact bloc-fondation sur l'interface Γ_1 . Ce contact peut être considéré comme cohésif parfait puisque la colle utilisée est forte. La troisième est le contact fondation-sol (interface Γ_2) du type frottement de Mohr-Coulomb (avec la surface lisse de la fondation).

Une attention particulière est portée sur deux interfaces : l'interface maçonnerie-fondation (Γ_1) et l'interface fondation-sol (Γ_2). Pour l'interface Γ_1 , les blocs sont collés sur la fondation, donc parfaitement solidaires de la fondation. Cela signifie qu'il n'y a pas de discontinuité des déplacements à la frontière Γ_1 . Il est noté également qu'il n'y a aucune cohésion entre les blocs. Cette condition permet de faciliter la mise en place de la maquette de la structure sur le sable. Dans le cas où la maquette est en zone concave, la résistance de compression est plus élevée parce que les blocs sont rigides. A l'inverse, la résistance en traction du mur en bois peut être considérée nulle en zone convexe.

Pour l'interface Γ_2 , la fondation est posée simplement sur le sol sans cohésion entre deux matériaux. Par conséquent, il existe une discontinuité de déplacements sur l'interface lorsque le sable s'écoule rapidement. Cela entraîne des zones de non-contact entre fondation et sol (se traduisant par des porte-à-faux). La coupe A-A (Fig. 3.7) sera utilisée lors de l'analyse des déplacements de la fondation.

3.4.2. Mise en place du sable

Pour les essais réalisés sur la plate-forme d'essais, la hauteur de sable a été fixée à 30 cm. L'objectif de la mise en place du massif de sable est de créer une hauteur de recouvrement par couches successives de sable avec un état de densité homogène en tout point de la surface et en profondeur.

La Figure 3.8 présente le processus de cette étape identique à celui utilisé par Hor [27]. D'abord, le sable est manuellement placé dans la plate-forme par couches de 15 cm. Chaque couche est compactée manuellement par un marteau spécial d'une surface carrée de 15 cm (Fig. 3.8a). L'objectif du compactage est de générer une densité homogène. Ensuite, le compactage est répété jusqu'au niveau demandé, dans ce cas, deux compactages pour deux couches (2x15 cm) ont été réalisés. Enfin, une règle métallique de 1,3 m de large est utilisée pour étaler et niveler la surface du sable (Fig. 3.8b).

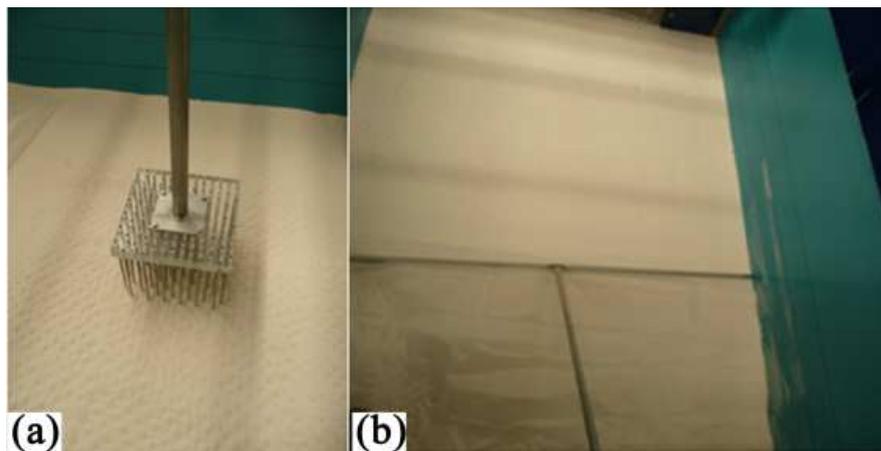


Figure 3.8. (a) Compactage du sable, et (b) nivellement de la surface horizontale.

La vérification de la densité du sable (GTR, NF P11-300) a été réalisée à l'aide du pénétromètre dynamique Panda et les résultats ($D_r=44-49\%$) indiquent que le sable compacté est dans un état moyen en profondeur et proche de l'état lâche en surface [27].

3.4.3. Construction de la maquette de la structure

La maquette de structure comporte deux parties : la fondation en silicone et les murs en bois.

La partie fondation a été fabriquée à partir de silicone liquide. Pour cela, le silicone liquide est coulé dans un moule spécifiquement construit pour les essais. Les dimensions du moule sont représentées dans la Figure 3.2e. L'état solide est atteint après un séchage de 5 à 7 jours à température ambiante. A l'état solide, la poids volumique finale du silicone est $11,3 \text{ kN/m}^3$. La fondation fabriquée est élastique et flexible, elle n'est donc pas endommagée par les essais et est utilisable plusieurs fois.

La partie des murs est montée manuellement à l'aide d'un support spécial en plastique (Annexe A). Les murs mesurent 63 mm de hauteur, comportent 9 rangées horizontales de blocs, et se composent de 594 blocs identiques. Les dimensions des blocs sont données dans le Tableau 3.7. Les blocs de la façade visée par les caméras sont peints par une bombe aérosol pour assurer un bon contraste de l'image et donc faciliter son traitement.

La construction des murs à joints vifs (sans introduction de la colle) est rapide mais elle pose des difficultés pour les joints de mortier. Lors de l'utilisation de la colle, les blocs sont mouillés avec une concentration de colle définie (Fig. A.1b - Annexe A). Après le séchage, les blocs sont solidaires entre eux mais collent également sur les faces intérieures du support. La solution proposée est d'utiliser des plaques complémentaires amovibles (Fig. A.3 - Annexe A). Ces plaques doivent être neutres avec la cohésion de la colle. Plusieurs surfaces ont été testées avec différents matériaux : plastique, papier aluminium, savon, et paraffine. Finalement, la surface avec une couche de paraffine donne le meilleur résultat.

Une attention particulière est portée sur l'interface maçonnerie-fondation, Γ_1 , voir la Figure 3.7. Cette interface est considérée comme parfaitement cohérente. Cela nécessite d'utiliser une colle forte applicable pour le bois et le silicone. Dans ce travail de thèse, le silicone liquide (le même que celui utilisé pour la fabrication de la fondation) a été employé et fourni un bon résultat.

3.4.4. Mise en place de la maquette

La mise en place de la maquette de la structure est une étape délicate en raison de la fragilité des murs en bois. Une petite vibration sur les murs pourrait provoquer la chute des blocs. La profondeur d'encastrement de la fondation demandée est 2 cm (Fig. 3.7). Ceci a pour objectif de tenir compte de l'influence de la poussée du terrain et du frottement sur les parties latérales du sous sol de la structure.

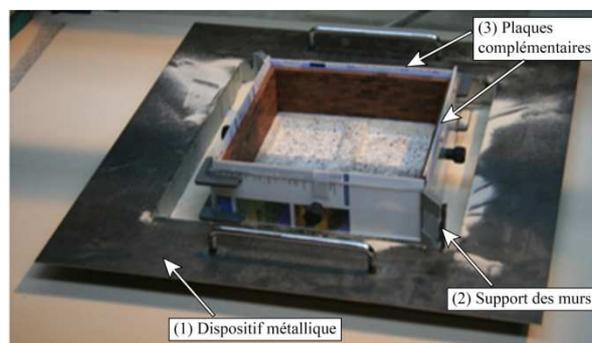


Figure 3.9. Dispositif d'aide à la mise en place de la maquette de structure.

Cette étape est effectuée à l'aide d'un dispositif métallique (Fig. 3.9), et est divisée en plusieurs sous-étapes. (1) Le dispositif métallique est enfoncé dans le sable à une profondeur de 5 cm. (2) Le sable à l'intérieur du dispositif est enlevé jusqu'au niveau -2 cm par rapport à la surface du sable. (3) La maquette de la structure, y compris le support et les plaques amovibles complémentaires, est posée sur le sable. (4) Le dispositif métallique est soulevé et une certaine quantité du sable est rajoutée autour de la maquette pour le nivellement de la surface du sable de nouveau. (5) Les caméras sont mise en place. (6) Enfin, le détachement du support plastique et des plaques amovibles est effectué avec prudence.

3.4.5. Mise en place des 4 caméras

Les déplacements de la maquette de structure et du sol sont suivis par un système de caméras en configuration stéréo. La configuration des caméras est exprimée par trois paramètres géométriques, (Base- B , Distance- D , Angle- A), voir la Figure 3.10a.

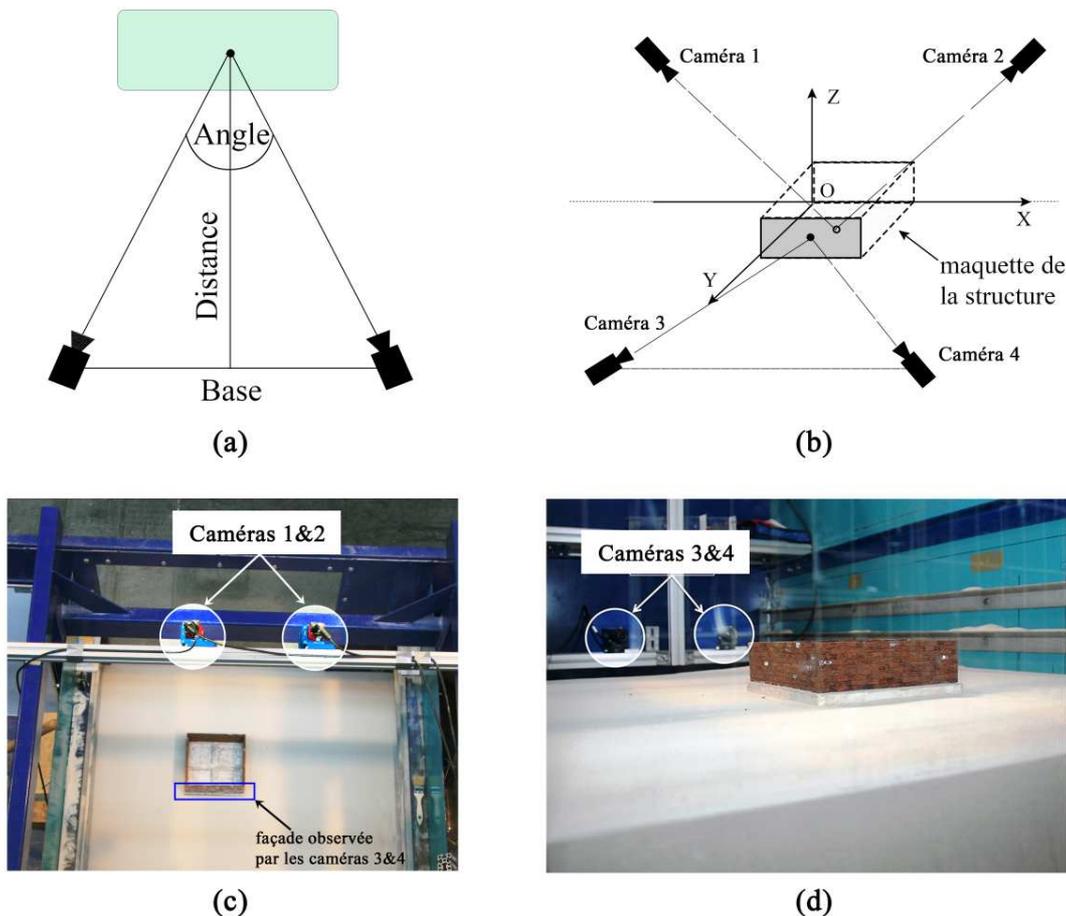


Figure 3.10. Disposition des caméras : (a) configuration géométrique du système stéréo, (b) schéma de disposition des caméras, (c) caméras 1&2 pour la mesure des déplacements du sable, et (d) caméras 3&4 pour la mesure des déplacements de la façade de la structure.

Lors du réglage, les deux éléments importants sont : l'angle stéréo, A , et la distance, D . D'une part, l'angle stéréo ne doit pas être ni trop petit pour éviter une erreur importante sur la mesure du déplacement hors plan [57], ni trop grand pour éviter une distorsion de l'image [34]. La valeur de l'angle stéréo conseillée est comprise entre 20° et 30° . D'autre part, la distance de la caméra à l'objet, D , ne doit pas ni trop petite pour avoir une profondeur de champs suffisante (zone de netteté), ni trop grande pour éviter la taille importante d'un pixel en mm, *i.e.*, l'image de l'objet est plus petite quand la distance augmente. Les tests sur nos caméras et notre maquette de structure (la surface : $25 \times 10 \text{ cm}^2$) ont montré que la distance optimale est comprise entre 80 cm et 120 cm. La Base, *i.e.*, la distance entre deux caméras, est la dernière valeur à déterminer. La Figure 3.10a permet de déterminer la Base B en fonction de l'angle stéréo A et la distance D : $B=2D\tan(A/2)$. Pour l'angle $A=20^\circ \div 30^\circ$ et la distance $D=80 \div 120 \text{ cm}$, la Base B varie entre 28 cm et 64 cm.

Pour ce travail de thèse, quatre caméras ont été utilisées (Fig. 3.10b). Deux caméras notées 1 & 2 en haut capturent les déplacements de la surface du sable (Fig. 3.10c). Deux caméras notées 3 & 4 capturent les déplacements d'une façade de la maquette de structure (Fig. 3.10d). Chaque couple de caméras est fixé sur une barre rigide métallique. Le réglage des caméras doit respecter la géométrie épipolaire pour l'obtention de paires d'images « stéréo », voir [34]. Un mauvais réglage peut causer une erreur de projection importante [57].

Les caméras sont mises en place après l'étape de soulèvement du dispositif métallique et avant d'enlever le support des murs. Cet ordre permet d'éviter la chute des blocs causée par les vibrations lors des travaux de la mise en position des caméras.

3.4.6. Déroulement d'un essai

Le vérin est un piston mécanique-électrique connecté à un ordinateur, équipé d'une interface de communication avec l'utilisateur. Pour les essais réalisés, le déplacement vertical maximal du vérin est de -30 mm (correspondant à un déplacement du toit de la cavité de 1,2 m) avec une vitesse de $0,15 \text{ mm/s}$. Cette vitesse est considérée faible, parce que les déplacements du sable et de la structure ne changent pas beaucoup par rapport aux autres vitesses bien inférieures [27].

L'acquisition des images est réalisée par le logiciel VIC-SNAP. Ce logiciel permet de synchroniser les caméras, de régler le temps d'intégration, la luminosité des images, etc. Pour ces essais, les images sont prises chaque deux secondes, ce qui équivaut à un incrément de déplacement du vérin de $0,3 \text{ mm}$.

Afin d'éviter la perte d'informations, le logiciel VIC-SNAP doit être lancé avant la descente du vérin.

3.4.7. Calibrage

Le calibrage a pour objectif la détermination des paramètres intrinsèques de chaque caméra, notamment il permet de convertir le pixel de l'image en mm [33, 34]. La technique consiste à passer un étalon, la mire de calibrage, devant les caméras dans différentes configurations.

Pour ce travail de thèse, deux mires ont été utilisées pour la surface du sol et la façade de la maquette de la structure, parce que la taille de la mire recommandée est similaire à la surface à mesurer [57]. Les deux mires, d'une précision de $\pm 5 \mu\text{m}$, ont les mêmes matrices de points, 12 points x 9 points. Cependant, pour la mire mesurant la surface du sol, l'espace entre deux points consécutifs est 76 mm contre 20 mm pour la mire mesurant la surface de la façade de la maquette de structure.

Le calibrage est effectué à la fin de l'essai après avoir enlevé la maquette de la structure. Il faut prendre soin lors de l'enlèvement de la maquette de ne pas modifier les positions des caméras.

3.4.8. Temps de réalisation d'un essai

Le Tableau 3.8 représente le temps indicatif d'un essai. La réalisation d'un essai est de l'ordre de 10 heures pour la maquette à joints vifs. Des autres essais sur maquette à joints de mortier ont été effectués au bureau (en l'absence de sol) et ont simplement eu pour objectif d'étudier la faisabilité de l'introduction de la cohésion dans les blocs et de la fenêtre dans le mur.

Tableau 3.8. Temps indicatif d'un essai.

N_0	Tâche	Temps nécessaire (h)
1	Mise en place du sable	3
2	Construction des murs (Joints vifs)	2
3	Mise en place de la maquette	2
4	Mise en place des caméras	2
5	Lancement de l'essai	0,5
6	Calibrage	0,5
	Total	10

3.5. Programme d'essais

3.5.1. Etude paramétrique

Dans le cadre de ce travail, deux études paramétriques ont été réalisées.

La première étude paramétrique concerne l'influence de la position de la structure par rapport au centre de la zone de mouvements de terrain. Pour cela, la notion de *position relative*, e/B , proposée par Potts [26], est utilisée. Le paramètre « e » est la distance du centre de la structure au centre du mouvement en surface et « B » est la longueur de la structure.

La deuxième étude paramétrique concerne les variations de la maquette de la structure : avec et sans murs de cloison, avec et sans joints de mortier, avec ou sans fenêtre (Fig. 3.11).

Les résultats de la première étude paramétrique seront analysés en détails dans le Chapitre 5. Ces essais servent également à la validation des outils d'analyse qui sont présentés au Chapitre 4.

La deuxième étude paramétrique fera l'objet d'une présentation synthétique à la fin du Chapitre 5, les résultats complets étant reportés en Annexe C.

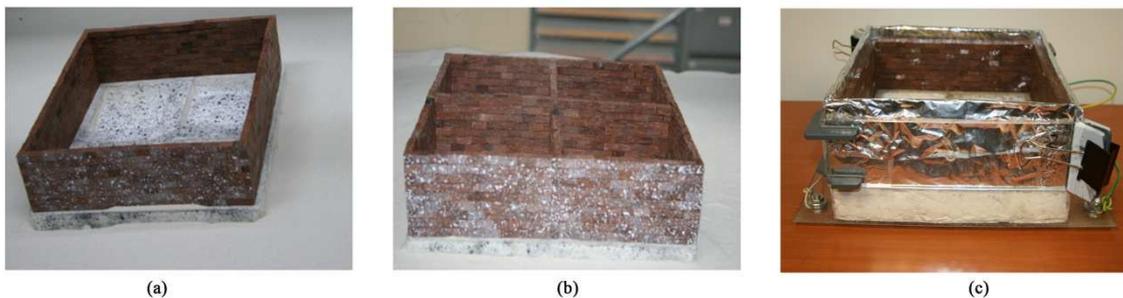


Figure 3.11. Etude paramétrique pour différents types de la structure en maçonnerie de : (a) joints vifs sans murs de cloison, (b) joints vifs avec murs de cloison, (c) joints avec mortier avec ou sans fenêtre.

La longueur de la maquette de structure est de 25 cm (identique à celle du vérin), contre 60-73 cm pour la largeur de la cuvette de tassement [27]. Le rapport entre taille de la structure et taille de la cuvette varie entre 0,34-0,52. La cuvette de tassement peut être approchée par la courbe de Peck, *i.e.*, $v(x) = V_0 \exp(-x^2/2i^2)$. Cette approche est souvent utilisée pour la description d'un affaissement, caractérisé par l'amplitude d'affaissement, V_0 , et la distance entre le point d'influence et le centre de la cuvette, i . Ici, la cuvette obtenue lors de nos essais a une forte pente avec la valeur maximale de 45° [27]. Ces éléments montrent que la cuvette est proche d'un effondrement localisé.

Trois positions critiques pour la structure ont été étudiées, présentées dans la Figure 3.12 (d'après [27]).

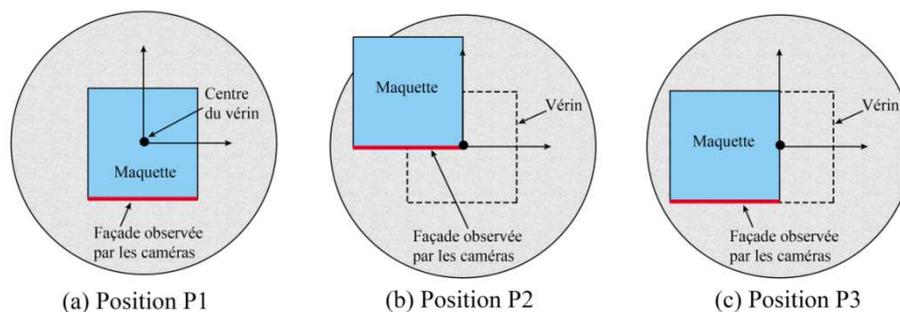


Figure 3.12. Etude paramétrique pour les positions critiques de la structure : (a) compression, (b) traction, (c) mixte traction-compression.

La **position P₁** correspond à la structure en compression totale, avec des rapports $e_x/L=0$, et $e_y/L=0$. La **position P₂** correspond à une structure en zone de traction totale, avec des rapports $e_x/L=0,5$, et $e_y/L=0,5$. Enfin, la **position P₃** correspond à un état mixte de traction-compression, avec des rapports $e_x/L=0,5$, $e_y/L=0$.

3.5.2. Nomenclature

Le Tableau 3.9 présente le récapitulatif des essais réalisés dans le cadre de cette thèse. 16 essais au total ont été réalisés dont 12 dans la plateforme d'essais (en présence du sable) pour les études de l'interaction sol-fondation-maçonnerie. Les essais sur la maquette à joints de mortier, 4 essais au total, ont été effectués au bureau (en l'absence de sol) et ont simplement pour objectif de valider la démarche d'introduction de la cohésion entre les blocs. Les résultats des essais réalisés sont discutés en détails dans le Chapitre 5.

Tableau 3.9. Nomenclature du nombre des essais réalisés.

Maçonnerie	Elément		Bureau	Plateforme	Position P1	Position P2	Position P3
Joints vifs	Sans murs de cloison	Sans fenêtre	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	2	2	2
	Avec murs de cloison	Sans fenêtre	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	2	2	2
Joints de mortier	Sans murs de cloison	Avec fenêtre	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	-	1	-
		Sans fenêtre	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1	1	1

3.6. Technique de mesure du champ de déplacement par DIC

3.6.1. Choix des paramètres dans les logiciels utilisés

L'acquisition des images est effectuée par le logiciel VIC-SNAP, et l'analyse des images est réalisée par le logiciel VIC-3D. Cette partie discute le choix des paramètres pour ces deux logiciels.

3.6.1.1. Paramètres pour VIC-SNAP

La qualité d'une image numérique dépend de la performance des capteurs des caméras, ex. la numérisation, les bruits, etc. Dans le cadre de ce travail de thèse, les capteurs sont de la marque Kodak-KAI-4022, 1,2 inches, permettant l'acquisition des images en 8 bits. Les images ont donc 2^8 niveaux de gris.

Pour avoir des images de qualité, une analyse *a priori* (APA), proposée par Triconnet [58], est nécessaire pour l'évaluation de la nature de la texture avant de lancer un vrai essai. Ici, nous résumons les paramètres recommandés pour le logiciel VIC-SNAP. Plus précisément, deux paramètres recommandés concernent le nombre de niveaux de gris pour une fenêtre de corrélation (ZOI), et la taille des grains (caractérisée par le rayon de la corrélation R).

Avant de présenter l'utilisation de ces deux paramètres, nous discutons rapidement la capacité des appareils utilisés pour mesurer les déplacements et les déformations. En pratique, nous pouvons exprimer la relation entre les niveaux de gris et le nombre des pixels sous la forme d'un histogramme. En cas de distribution uniforme des niveaux de gris, le seuil de discrimination pour le déplacement (la valeur minimale du déplacement) peut être déterminé par la formule suivante [58] :

$$U_{\min} = \frac{1}{\Delta N_g} = \frac{1}{\sigma\sqrt{12}} \quad (3.4)$$

Où ΔN_g est la portée dynamique (ici, $\Delta N_g = 2^n = 2^8$) et σ est l'écart-type des niveaux de gris, U_{\min} étant donné alors en pixel. Par conséquent, l'algorithme de corrélation ne peut pas détecter des déplacements inférieurs à 2^{-8} pixels. Pour nos essais, les images ont la résolution de 2048×2048 pixel², 8 bits, correspondant à $7,4 \mu\text{m}$ par pixel. Cela signifie que la valeur minimale du déplacement détectable est $2^{-8} \times 7,4 = 0,03 \mu\text{m}$.

Le seuil de discrimination pour la déformation est déterminé par :

$$\varepsilon_{\min} = \frac{U_{\min}}{2\Delta P} \quad (3.5)$$

Avec ΔP la longueur de la jauge de déformation.

Un problème à résoudre est de déterminer le nombre de niveaux de gris minimal d'une fenêtre de corrélation (ZOI). Ce problème est équivalent à la recherche de la valeur minimale de l'écart-type des niveaux de gris. En pratique, la distribution des niveaux de gris ne peut pas être uniforme, mais peut être moyennée pour une fenêtre de corrélation (ZOI). D'après Triconnet [58], pour la valeur de seuil acceptable du déplacement U_a dans cette ZOI, l'écart-type des niveaux de gris dans la zone ZOI doit satisfaire l'inéquation suivante :

$$\sigma_{ZOI} \geq \frac{\Delta N_{ZOI}}{\sqrt{12}} \quad (3.6)$$

Où ΔN_{ZOI} est la portée dynamique pour la valeur de U_a , $\Delta N_{ZOI} = 1/U_a$. Par exemple, lorsque la valeur de seuil du déplacement minimal est $U_a = 0,05$ pixel, ΔN_{ZOI} est égale à 20, par conséquent, l'écart-type doit être supérieur à 6 (niveaux de gris).

Autrement dit, pour chaque fenêtre de corrélation, le nombre de niveaux de gris doit être suffisant, avec un écart-type minimal de 6 niveaux de gris.

En ce qui concerne le choix de la taille des grains (la taille de « *speckle* »), ceci est caractérisé par la valeur moyenne du rayon de la corrélation R , déterminée à partir de la fonction corrélation automatique (*cf.* [58]). Robert [59] montre que l'écart-type de l'erreur du déplacement augmente lorsque la taille des grains diminue. Pour optimiser la taille des grains, Triconnet [58] a introduit le ratio entre la taille des grains et la taille de la ZOI. Triconnet a proposé que le ratio de la valeur de R associée avec la ZOI ne doit pas être supérieur à 0,25. C'est-à-dire :

$$\left(\frac{R}{l}\right) \leq \frac{1}{4} \quad (3.7)$$

Où l est la taille de la zone de corrélation ZOI.

Par ailleurs, pour pouvoir appliquer la corrélation sur la zone de ZOI, il est préférable d'avoir au moins un « *speckle* » (*i.e.*, un point noir ou blanc dans cette ZOI), et un point blanc ou noir dans le ZOI voisine. Dans le cadre de ce travail de thèse, la technique DIC utilisée considère un seul « *speckle* ».

3.6.1.2. Paramètres pour VIC-3D

La calibration et l'analyse des images sont réalisées par le logiciel VIC-3D [57]. Le choix des paramètres doit être un compromis entre la résolution spatiale et l'incertitude de mesure. Pour cela, une analyse *a priori* (APA) est nécessaire pour optimiser les paramètres avant de lancer une « *vraie* » corrélation.

Dans un logiciel commercial de DIC tel que VIC-3D, deux paramètres sont choisis de manière indépendante : la taille de la fenêtre de corrélation, « *subset* », et la séparation, « *step* ». En général, la taille de la fenêtre de corrélation est égale au pas du maillage. Le choix de la taille de « *subset* » et « *step* » est fonction de la résolution spatiale, de l'incertitude de mesure, et du temps de calcul.

Pour mieux comprendre les explications, nous rappelons la définition de la résolution spatiale pour le déplacement et pour la déformation, mentionnée par Triconnet [58]. Ceci est illustré par un exemple dans la Figure 3.13. Dans cette figure, la distance entre deux points est la valeur de la séparation ΔP (« *step* »), le rectangle pointillé en gras indique la région de corrélation ROI, et la taille de la fenêtre de corrélation ZOI est fixée $l=2^n$ pixels.

Selon le principe de la technique DIC, le déplacement est calculé pour tous les points, par conséquent, la résolution spatiale du déplacement, l_u , est identique pour les deux Figures 3.13 a et b et indépendant de la valeur de ΔP , ($l_u=2^n$). De plus, on constate que la valeur de l_u est égale à la taille de la ZOI. Quant à la déformation, elle calculée pour les points noirs, la résolution spatiale associée est définie par : $l_\varepsilon = \sqrt{l_u^2 + 4\Delta P^2}$. La Figure 3.13 illustre deux cas différents où la résolution spatiale du déplacement est identique. Cependant, la résolution spatiale de la déformation est différente : $l_\varepsilon = \sqrt{5}l_u$ pour la Figure 3.13a, et $l_\varepsilon = \sqrt{2}l_u$ pour la Figure 3.13b.

Les définitions des résolutions spatiales ci-dessus permettent d'optimiser la taille de la ZOI. Plus précisément, le choix de la taille de celle-ci est un compromis entre la résolution spatiale et l'incertitude de mesure du déplacement. Pour obtenir le nombre maximal de mesures de déplacements indépendants, la résolution spatiale du déplacement doit être minimale, *i.e.*, la taille de la fenêtre de corrélation doit être minimale [58]. Cependant, ceci augmente l'erreur du déplacement parce que l'écart-type du déplacement augmente quand la taille de la ZOI diminue [59]. Par conséquent, le choix de la taille de ZOI est la compromise entre la perte de la résolution spatiale autorisée et l'erreur du déplacement admissible. De plus, la taille de la ZOI doit également être satisfaite à la fois l'équation (3.6) liée à la condition du nombre minimal des niveaux de gris et l'inéquation (3.7) liée à la condition de la taille des grains/taille de la ZOI (R/l).

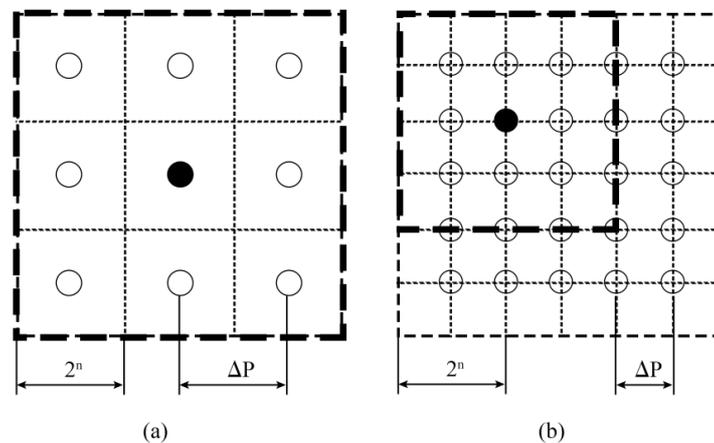


Figure 3.13. Résolution spatiale pour la déformation et le déplacement [58]. Deux exemples illustrés : (a) les tailles de la région de corrélation ROI et de ΔP sont importantes, et (b) les tailles de la région de corrélation ROI et de ΔP sont plus petites.

Pour le choix de la séparation ΔP , les études de Robert [59] ont montré que la valeur de ΔP n'a aucune influence sur le déplacement, mais sur le temps de calcul. Par conséquent, la séparation ΔP est choisie pour pouvoir avoir un maximum de nombre des points indépendants, mais prenant en compte le temps de calcul. A titre indicatif, le nombre de points conseillé est inférieur à 5×10^4 points pour que le temps de calcul ne soit pas couteux.

3.6.2. Mise en pratique du calcul de l'incertitude

3.6.2.1. Sources d'erreurs de mesure

Les sources d'erreurs de la mesure du déplacement par DIC sont nombreux et peuvent être divisées en deux catégories principales : la qualité des matériels et les conditions de travail d'une part, et l'algorithme de la corrélation [60] d'autre part. Le Tableau 3.10 représente les éléments de ces deux catégories ainsi qu'un récapitulatif des références bibliographiques associées.

Tableau 3.10. Sources d'erreurs de la mesure du déplacement par DIC, étendu de [60].

Catégorie	Eléments
Conditions de travail & matériels	Matériels (précision de la mire, distorsion de la lentille optique [33, 61, 62]) Géométrie épipolaire [57] Calibration [33] Luminosité, contraste [63] Présence du déplacement hors plan [64]
Algorithmes de corrélation	Choix des paramètres : (taille de ZOI [58]; taille de sub-domaine [65-68]; « <i>speckle pattern</i> » [58, 65, 68-70]; niveaux de gris [68]) Algorithmes de corrélation [33]

3.6.2.2. Analyse des images statiques

Bien que la technique DIC soit une technique puissante pour les tests mécaniques sur des matériaux et des structures, la détermination pratique de l'incertitude de mesure n'est pas suffisamment discutée. Plusieurs études se concentrent seulement sur l'optimisation des algorithmes et négligent les autres sources d'erreurs (Tableau 3.10). Pratiquement, l'amélioration des algorithmes est impossible pour les chercheurs ou les ingénieurs utilisant les logiciels commerciaux. Quelques études montrent comment intégrer les erreurs de mesures dans les résultats expérimentaux. Une solution est d'utiliser les mouvements de corps rigides [60], mais ceci n'est pas applicable pour les matériaux fragiles en raison du risque de rupture. Une autre solution est d'analyser deux images de spécimen dans deux instants consécutifs « t » et « $t+1$ » pendant le test. Considérant que la vitesse est lente et qu'il y a peu de variations mécaniques, les déplacements obtenus par DIC peuvent être considérés comme les erreurs de mesures. Cependant, cette solution est difficile à appliquer en cas de chargement rapide ou d'une haute rigidité du spécimen.

Pour les matériaux fragiles tels que le béton et la maçonnerie, il est possible de prendre en compte l'incertitude de mesure en utilisant la technique DIC. Ici, nous adoptons une approche en statique, *i.e.*, l'analyse des images à l'état statique du spécimen. A l'état statique, il n'y a pas de déplacements théoriquement, mais des valeurs résiduelles existent après l'analyse par DIC (les niveaux de gris de l'image sont affectés par les conditions de travail et l'algorithme de DIC). Ces valeurs résiduelles peuvent être considérées comme les erreurs systématiques. Cette approche a plusieurs avantages : (i) Le processus est similaire par rapport à l'approche utilisant les mouvements du corps rigide, par conséquent, les résultats devraient être similaires. (ii) La prise des images du spécimen à l'état statique est facile à appliquer en pratique et applicable pour tous les matériaux. (iii) Les images peuvent être multipliées autant que l'on souhaite afin d'étudier la performance des algorithmes.

Dans ce travail de thèse, la performance de l'approche statique est illustrée à travers un exemple. Le logiciel utilisé est VIC-3D [57]. Ici, nous analysons 1000 images du modèle réduit à l'état statique (Fig. 3.14). La région de la corrélation (ROI) a plus de 3×10^4 points, et l'analyse par DIC peut fournir les coordonnées, les déplacements, les déformations, etc., de chaque point. Ici, nous n'analysons que les erreurs des déplacements horizontaux et verticaux, parce que les résultats seront utilisés directement pour l'analyse des fissures dans les prochains chapitres. Les autres quantités déterminées telles que la déformation peuvent être analysées par le même processus.

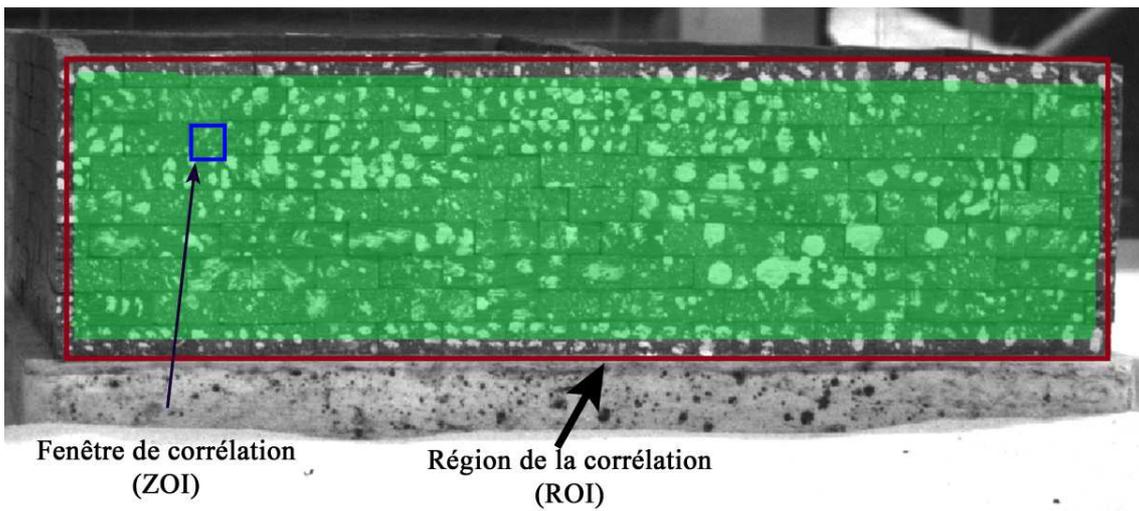


Figure 3.14. Exemple d'une image statique pour l'analyse de l'incertitude de mesure.

Pratiquement, prendre en compte l'incertitude de mesure consiste à déterminer les lois de probabilité qui correspondent bien avec les données. Les valeurs résiduelles des déplacements obtenues par DIC peuvent varier selon le choix des paramètres dans le logiciel [34]. En particulier, le choix de l'itinéraire d'analyse des images est un des plus importants. Dans VIC-3D, l'itinéraire d'analyse peut être : (i) l'option par défaut où chaque image est comparée avec l'image de référence, ou (ii) l'option incrémentale où chaque image « i » est comparée avec l'image précédente « $i-1$ ». La Figure 3.15 représente, pour 100 images statiques, les différents histogrammes des déplacements horizontaux, u , et verticaux, v , correspondant à l'option par défaut et à l'option incrémentale.

Lorsque l'on observe les distributions des données dans la Figure 3.15, on trouve que celles-ci peuvent être approchées par une loi normale centrée proche de 0, *i.e.*, les moyennes sont proches de zéro, indiquant en cela que les sources d'erreur listées dans le Tableau 3.10 ne se traduisent pas par une dérive dans les mesures de déplacement. Par conséquent, les moyennes peuvent être négligées dans le calcul pratique par rapport aux écart-types.

Les deux premiers histogrammes selon la colonne (Figs. 3.15a, d) sont les résultats de la comparaison entre l'image 1 et l'image de référence, et peuvent être considérées comme les histogrammes de référence. Les graphes suivants représentent les histogrammes de l'image 100, correspondant à l'option par défaut et à l'option

incrémentale. Pour l'option par défaut (Figs. 3.15b, e), les résultats de l'image 100 sont similaires avec ceux de l'image 1, et sont également approchés par une loi normale. En revanche, les résultats de l'image 100 analysée par l'option incrémentale (100 itinéraires) sont assez pointus, par conséquent, ne peuvent être approchés par une distribution normale (Figs. 3.15c, f). Malgré cela, la loi normale est utilisable en pratique, parce que la fonction normale, représentée par les courbes en couleur rouge, couvre quasiment la totalité des données. En ce cas, l'écart-type approché est plus importante que celui des données, mais la moyenne peut être en générale identique.

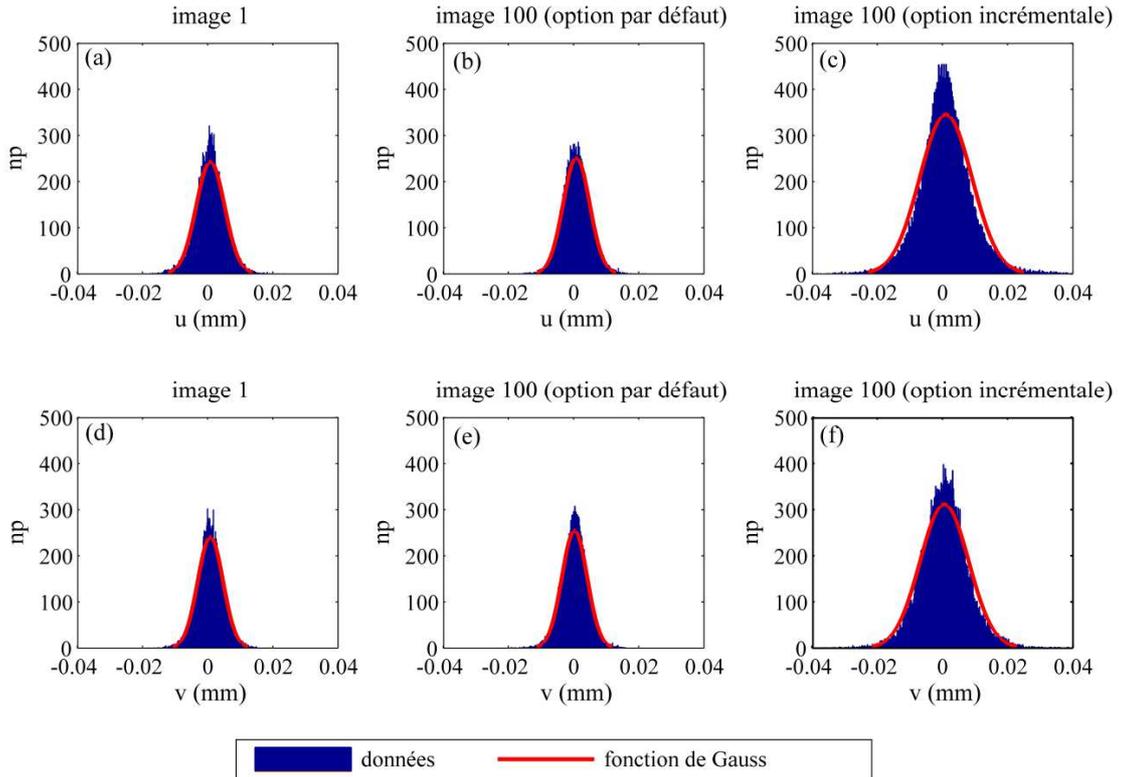


Figure 3.15. Histogrammes des déplacements (a-c) horizontaux et (d-f) verticaux, associés à l'option par défaut et incrémentale. « np » est le nombre de points de l'image.

Lorsque les valeurs moyennes sont négligées dans le calcul, la différence entre deux options de traitement d'images est analysée au travers des valeurs de l'écart-type. Pour cela, nous introduisons un paramètre adimensionnel, η , lié aux écart-types comme suit :

$$\eta = \frac{\sigma_i}{\sigma_1} \quad (3.8)$$

D'où σ_i est l'écart-type de l'image i . Ici, la valeur de σ_1 est identique pour les deux options, parce que cette valeur est le résultat de la comparaison de l'image 0 et

1. Par conséquent, σ_1 peut être considéré comme la référence. L'évolution de η pour 1000 images statiques (Fig. 3.16) montre que les écart-types sont stationnaires pour l'option par défaut, et évoluent progressivement pour l'option incrémentale. En pratique, le nombre d'images statiques devraient être le même que les images déformées d'un essai, et la corrélation devrait avoir la même option pour les images statiques et les vrais images déformées. Par exemple, si nous prenons 100 images lors de la réalisation d'essai et choisissons l'option incrémentale pour l'analyse des images par DIC, le nombre d'images statiques pour déterminer les erreurs de mesure doit également être de 100 images et l'analyse doit également utiliser l'option incrémentale.

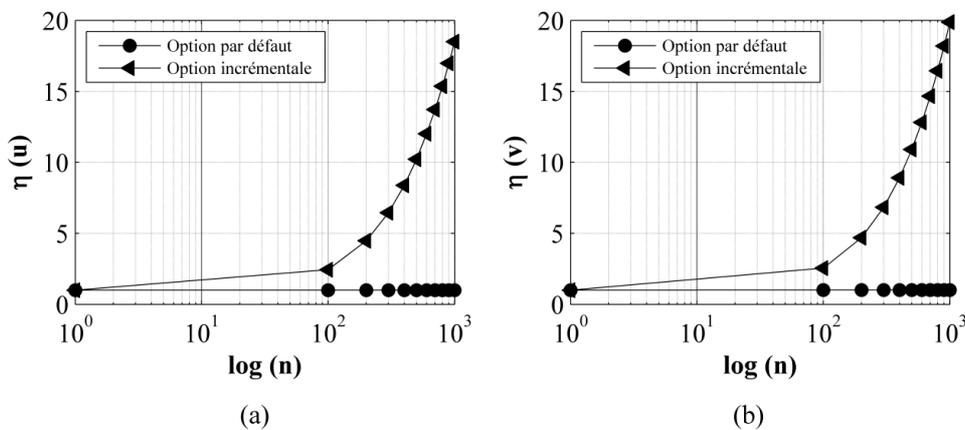


Figure 3.16. Evolution des écart-types du déplacement (a) horizontal et (b) vertical dans le plan du mur. « n » est le nombre des images statiques.

La Figure 3.16 montre clairement que les erreurs de mesure sont bien stables avec $\eta \approx 1$ pour l'option par défaut. Cela signifie que cette option est la meilleure puisqu'il n'y a pas de propagation des erreurs. Cependant, cette option présente des pertes d'information autour des zones des fissures [35], ou lorsque la déformation entre deux images est supérieure à 20% [36]. Lors de l'analyse des fissures, l'option incrémentale évite la perte de corrélation et montre de meilleurs résultats. Cependant, cette option atteint sa limite lorsque les erreurs de mesure sont plus importantes que les vraies valeurs. L'évolution des erreurs par l'option incrémentale est représentée dans la Figure 3.16. Pour ce test, l'écart-type est multiplié par 2,5 après 100 itinéraires et par 20 après 1000 itinéraires.

Pour ce travail de thèse, l'option incrémentale est choisie parce que notre objectif est d'analyser les fissures de la maçonnerie. Le nombre des images optimal lors de nos essais sera discuté dans le chapitre suivant.

3.6.2.3. Erreurs du déplacement hors plan

En général, les erreurs de mesure du déplacement hors plan w des caméras pour le système stéréo sont plus importantes que celles des déplacements dans le plan (u et

v), dépendant principalement de l'angle stéréo entre les deux caméras. Les erreurs augmentent lorsque l'angle stéréo diminue [57]. Pour le test dans l'exemple de la section 3.6.2.2 (Fig. 3.14), la calibration des caméras donne un angle stéréo de 22.3° . Ici, nous ne comparons que deux images statiques 0 et 1. La Figure 3.17 représente les erreurs du déplacement hors plan en comparant avec les déplacements dans le plan. En considérant que la distribution des erreurs de mesure des déplacements (u , v , w) obéit à la loi normale de centre 0 puisque la moyenne est proche de zéro, l'écart-type du déplacement hors plan w est $\delta w = 19 \mu\text{m}$ contre $\delta u = 4.2 \mu\text{m}$ et $\delta v = 3.6 \mu\text{m}$. Ceci signifie que l'écart-type du déplacement hors plan est 5 fois supérieur à celui des déplacements dans le plan des caméras.

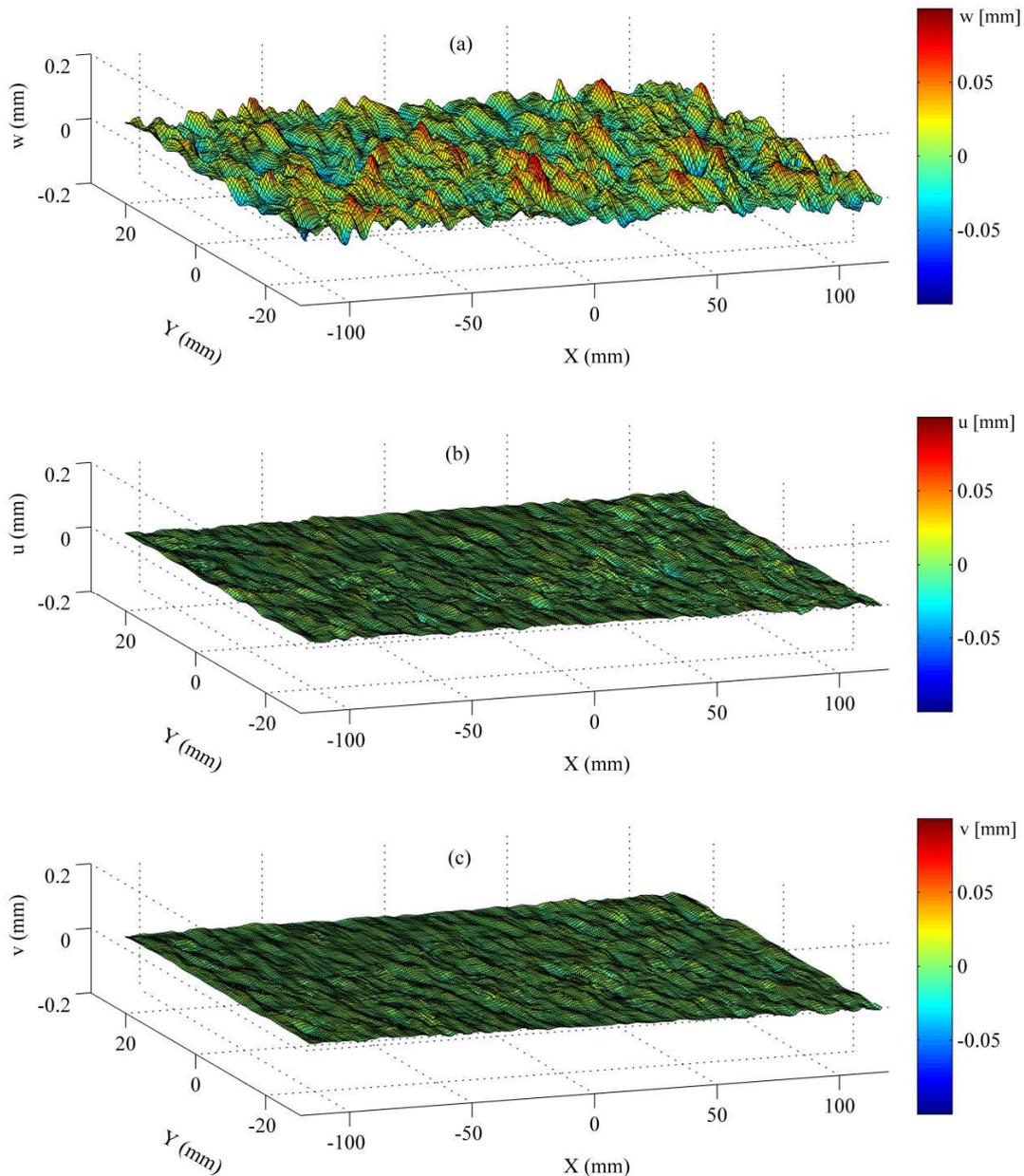


Figure 3.17. (a) Erreurs du déplacement hors plan, et comparaison avec celles des déplacements (b) horizontaux et (c) verticaux dans le plan des caméras.

3.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons proposé un modèle réduit de l'interaction sol-fondation-maçonnerie sous gravité terrestre permettant d'étudier la réponse d'une structure en surface soumise à des mouvements de terrain. Contrairement aux modèles sol-structure existants, ce modèle utilise un facteur d'échelle plus important de 1/40, ce qui permet de réduire de manière importante le coût et le temps de réalisation d'un essai. Par rapport aux modèles déjà conçus au début de cette recherche, le modèle actuel constitue une avancée importante, notamment par la prise en compte des éléments verticaux de la structure (murs), offrant un modèle plus proche du prototype. Dans ce modèle, les difficultés liées au choix des matériaux analogiques ont été franchies. Les matériaux retenus sont : les briques en bois constituant les murs, le silicone pour la fondation, et le sable de Fontainebleau comme sol analogique. De plus, nous avons proposé et calibré, pour représenter le « mortier » entre les blocs, l'utilisation d'une colle à papier peint en poudre. Par le choix judicieux de la concentration, il est possible d'obtenir une résistance (cohésion) donnée entre blocs.

Pour faciliter les tâches lors de préparation d'un essai et pour obtenir les résultats reproductibles, le processus complexe d'un essai est divisé en plusieurs étapes. Des solutions ont pu être proposées pour franchir les difficultés liées à la fabrication de la maquette avec ou sans colle, la mise en place du sol, de la maquette, des caméras, etc... Ensuite, un programme d'essais a été proposé, concernant notamment deux études paramétriques proposées :

- La première explore l'effet de la position de la maquette par rapport au centre de la cuvette (les positions considérées correspondent à des zones de compression, traction et mixtes).
- La deuxième s'intéresse à des différents types de structures : maçonnerie avec ou sans mortier, structure avec ou sans murs de cloison, présence d'ouverture.

Pour mesurer les champs du déplacement du sol et de la structure, on fera usage de la technique DIC. Afin d'optimiser les erreurs de mesure et le temps d'analyse des images, la calibration des caméras et le choix des paramètres des logiciels DIC ont été rappelés et discutés. La détermination des incertitudes de mesure a été faite à l'aide de 2 techniques de corrélation, i.e. par défaut et incrémentale, sur un ensemble d'images statiques. Une analyse des avantages et inconvénients de chacune nous amène à retenir pour la suite des travaux, la technique incrémentale. Cependant, cette option induit une propagation de l'erreur avec le nombre d'images. Son utilisation dans les Chapitres 4 et 5 nécessitera une détermination du nombre maximal d'images à analyser sur l'ensemble d'un essai.

On note que les erreurs de déplacements hors plan des caméras sont plus importantes que celles dans le plan des caméras. Elles dépendent principalement de l'angle stéréo entre deux caméras, et augmentent quand l'angle stéréo diminue.

Chapitre 4

Méthodologie d'évaluation des dommages basée sur la corrélation d'images numériques

4.1. Introduction

Dans le chapitre précédent, nous avons proposé d'utiliser la technique de corrélation d'images numériques (DIC) pour mesurer les champs de déplacement du sol et de la structure. L'utilisation de quatre caméras rapides de haute résolution permet d'acquérir une information très riche au niveau de la surface du sol, de la fondation et du mur de façade de la structure. Dans ce chapitre, nous proposons des méthodes d'exploitation de ces données qui seront utiles pour l'évaluation des dommages induits dans la structure.

Le chapitre est organisé en trois sections principales. Dans la première section, nous nous intéressons à la résolution du problème inverse de l'interaction sol-structure pour retrouver à partir des champs de déplacement les efforts internes de la structure, notamment la réaction du sol. Ceci aide à enrichir la connaissance des modes de rupture dans le mur et donc à mieux évaluer les dommages. La deuxième section rappelle brièvement la démarche de calcul des paramètres globaux utilisés dans les méthodes d'évaluation des dommages conventionnelles typiques discutées au chapitre 2. L'objectif est de comparer ces méthodes d'évaluation avec notre analyse. La troisième section est la plus importante de ce chapitre. Nous proposons dans cette partie un modèle hybride (modèle numérique/données expérimentales) permettant de reproduire les fissures dans la maçonnerie, ce modèle étant basé sur la technique DIC (post-traitement). Dans ce modèle, les blocs sont simulés par un système d'éléments distincts. Un des avantages de ce modèle est l'identification facile des fissures produites. Dans la suite, nous proposons un indicateur de dommages lié à la longueur cumulée des fissures, conçu à partir des résultats obtenus par le modèle développé. L'intervalle de confiance de cet indicateur est estimé par une simulation de Monte-Carlo utilisant les erreurs de mesures identifiées lors de l'analyse des images statiques. Par ailleurs, dans cette section, nous discutons les limites de la technique DIC pour la détermination du nombre maximal d'images à prendre en compte lors de la réalisation d'un essai. Enfin, nous suggérons des recommandations pour une évaluation efficace des dommages dans les structures en maçonnerie dus aux mouvements de terrain.

Les outils de calculs ont été développés exclusivement sous Matlab tout au long de la thèse.

4.2. Problème inverse de l'interaction sol-structure

4.2.1. Motivation

La prise en compte de l'interaction sol-structure rend réaliste l'évaluation et la prédiction des dommages de la structure [26]. La localisation des fissures et leur taille sont liées aux efforts internes dans la structure, *i.e.*, le moment et l'effort tranchant, et à la réaction du sol. Puisque le déplacement vertical de la structure est mesurable (obtenu à partir de la technique DIC), nous pouvons donc en déduire les valeurs des efforts internes. Par exemple, pour retrouver le moment fléchissant ($M=EIy''$), il suffit de déterminer la dérivée seconde du déplacement vertical de la structure, puis la multiplier avec la rigidité en flexion de la structure EI . Les solutions les plus utilisées sont basées sur le recours à une dérivation numérique ou à une fonction continue approximative. Cependant, aucune de ces solutions ne permet de déterminer correctement la réaction du sol, parce que la forme de la réaction du sol dépend normalement de la dérivée d'ordre 4 de la fonction du déplacement du sol. Plus précisément, les dérivées numériques ou l'utilisation d'une fonction continue produisent des résultats dispersés. Cette partie de la thèse propose une méthode plus pertinente permettant d'en déduire les efforts internes et la réaction du sol.

Puisque la courbe expérimentale du déplacement de la structure est la conséquence de l'interaction sol-structure, un modèle tel que ceux de poutre ou de plaque est naturellement choisi. Pour ce travail de thèse, le modèle d'une poutre sur une fondation élastique de Winkler est utilisé en raison de sa simplicité de mise en œuvre. Néanmoins, l'implantation de ce modèle nécessite de prendre en compte les mouvements de corps rigide, le profil du sol et les différentes parties de la structure (la fondation et le mur). Les difficultés principales concernent la détermination des mouvements du corps rigide et notamment l'estimation de la réaction du sol. Une des solutions est l'utilisation d'une simulation telle que la simulation de Monte-Carlo pour rendre compte de la variabilité des paramètres.

La Figure 4.1 présente le schéma de la simulation de Monte-Carlo utilisé pour approcher la courbe expérimentale du déplacement vertical de la structure.

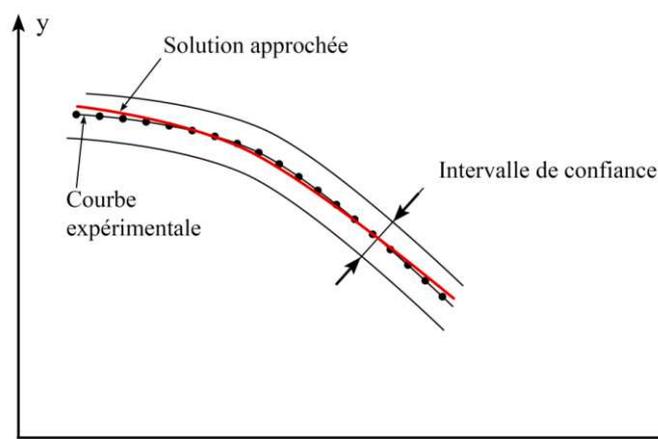


Figure 4.1. Résolution du problème inverse par la simulation de Monte-Carlo.

Dans ce schéma, un intervalle de confiance autour de la courbe expérimentale est introduit. La solution approchée est une courbe se situant à l'intérieur de cet intervalle. Par rapport aux algorithmes classiques utilisés pour la résolution des problèmes inverses, ex. la minimisation des fonctions de coût, la simulation proposée a plus d'avantage, parce qu'elle est flexible et prend en compte de plus la géométrie de la courbe.

Dans les paragraphes suivants, nous présentons un modèle de Winkler modifié pour l'identification des efforts internes dans la structure. La performance de ce modèle est discutée à travers des exemples pour trois positions de la structure étudiées.

4.2.2. Modèle de Winkler modifié

4.2.2.1. Modèle du sol

La Figure 4.2 représente différentes configurations de contact entre le sol et une fondation souple lors d'un mouvement de terrain [2].

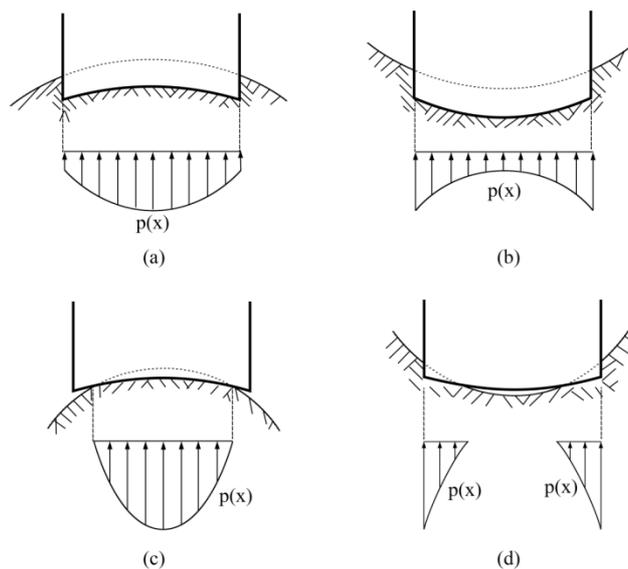


Figure 4.2. Différentes configurations de contact sol-fondation déformable : (a) contact parfait-convexe, (b) contact parfait-concave, (c) contact partiel-convexe, et (d) contact partiel-concave, cité par [2]. $p(x)$ est la réaction du sol.

Lorsque la structure est en zone convexe, la réaction du sol se concentre au milieu de la structure (Figs. 4.2 a et c) et s'annule dans les zones de non-contact (Figs. 4.2c). Inversement, dans le cas de la zone concave, la réaction du sol se concentre aux extrémités de la structure et se réduit ou s'annule au milieu de la structure (Figs. 4.2 b et d). La différence entre le contact parfait et le contact partiel est la présence ou non de la réaction $p(x)$.

De manière générale, la réaction du sol $p(x)$ en un point quelconque sous la fondation peut être décrite comme suit :

$$\begin{cases} p(x) \neq 0 & \text{si contact} \\ p(x) = 0 & \text{si non} \end{cases} \quad (4.1)$$

En tout cas, la somme de $p(x)$ le long de la structure, L , doit être égale à la somme des charges uniformément réparties, q . Ceci peut être décrit par l'équation suivante :

$$qL = \int_L p(x)dx \quad (4.2)$$

Pour concrétiser l'expression de $p(x)$, une des hypothèses les plus utilisées est celle de la déformation locale de Winkler. Selon cette hypothèse, la réaction du sol est modélisée par des ressorts élastiques, et celle-ci est proportionnelle au tassement du sol telle que $p(x)=k_s w(x)$. Le terme « $w(x)$ » est le tassement du sol et « k_s » est le module de réaction, ou la rigidité des ressorts. Traditionnellement, k_s peut être considérée comme une constante et proportionnelle au module de Young du sol E_s [71]. Dans certains cas, un module de réaction du sol variable peut être envisagé comme dans le cas de retrait-gonflement des sols argileux [72]. Dans cet exemple, les propriétés du sol tel que le module de Young E , l'angle de frottement φ , et la cohésion c diminuent lorsque l'humidité augmente.

Pour le sol sableux utilisé dans ce travail de thèse, les essais au laboratoire ont montré que les caractéristiques mécaniques tel que le module de Young, E_s , et l'angle de frottement diminuent lorsque la densité du sol diminue, voir le Chapitre 3 ou [27]. Cette relation n'est pas linéaire mais elle peut être exprimée comme suit :

$$k_s \propto E_s \propto Dr \quad (4.3)$$

Les relations dans l'équation (4.3) montrent que le module de réaction du sol est proportionnel à la densité du sable.

Pour nos essais, la méthode de mise en place du sable se traduit par une variation de la densité avec la profondeur. La densité du sable est moyenne au fond de la plateforme et correspond à un sable lâche en surface (cf. chapitre 3). Lors de la présence de la maquette de structure, la densité du sable sous la partie de la fondation est plus élevée que dans les autres endroits, en raison du poids propre de la maquette. Cependant, au cours d'un essai, la densité du sable sous la fondation peut être variable, notamment dans les zones proches de la partie de perte de contact. Ces observations conduisent à exprimer un module de réaction du sol variable :

$$p(x) = k_s(x)w(x) \quad (4.4)$$

D'où :

- $k_s(x)$ est la rigidité variable du sol,
- $w(x)$ est le tassement du sol.

Pour ce problème inverse de l'interaction sol-structure, le tassement du sol $w(x)$ est connu parce qu'il est obtenu à partir de la courbe expérimentale du déplacement de la structure, voir l'équation (4.22). Le défi consiste à déterminer le module de réaction du sol $k_s(x)$. Ici, nous proposons une simulation de type Monte-Carlo pour estimer ce paramètre. La solution directe est de tester une fonction du module de

réaction du sol, $k_s(x)$, satisfaisant les observations au-dessus. Une autre possibilité consiste à estimer indirectement une fonction de la réaction du sol, $p(x)$, liée à l'une des configurations de la Figure 4.2. En tout cas, la recherche de $k_s(x)$ ou $p(x)$ par la simulation de Monte-Carlo doit satisfaire l'équilibre des forces de l'équation (4.2).

Une attention particulière est portée sur l'hypothèse où le tassement du sol est égal à celui de la structure. Dans ce cas, la forme du terrain et le mouvement du corps rigide n'interviennent pas dans la formule pour déterminer $w(x)$, (exclus le mouvement du corps rigide). Ainsi, la formule de $w(x)$ est plus simple et les calculs sont plus légers parce que la forme du terrain non-linéaire est évitée. Cette hypothèse est discutée extensivement dans la section 4.2.4.3.

4.2.2.2. Profil du sol

Pour l'hypothèse où le modèle de l'interaction sol-structure prend en compte le profil du terrain [73]. Nous rappelons dans ce paragraphe le profil de la cuvette d'affaissement lors des essais en terrain vierge dans la Figure 4.3.

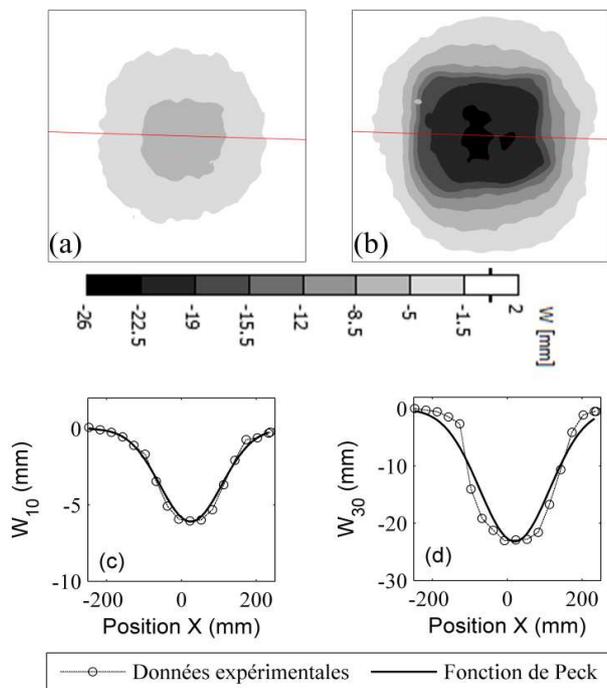


Figure 4.3. Cuvettes de la surface du sol en cas de terrain vierge correspondant au déplacement du vérin de (a, c) 10 mm et (b, d) 30 mm (état final). « W » indique le déplacement vertical du sol. « W_{10} » et « W_{30} » sont le déplacement du sol quand celui du vérin atteint 10 mm et 30 mm (état final). $X=0$ est le centre de la cuvette.

Le vérin est descendu de 0 à -30 mm, avec une vitesse relativement lente de 0,15 mm/s. La cuvette en surface est d'une amplitude maximale de 24 mm et d'une pente maximale de 45° [74]. Les Figures 3.3 a et c représentent la cuvette et une coupe passant au milieu de la cuvette lorsque le déplacement du vérin atteint

-10 mm. Respectivement, les Figures 3.3 b et d représentent leurs caractéristiques à la fin de l'essai quand le déplacement du vérin atteint -30 mm.

Dans cette figure, le profil de la cuvette peut être approché par l'équation de Peck [4], *i.e.*, le déplacement vertical de la surface du sol est estimé par une fonction gaussienne telle que :

$$v(x) = V_0 e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \quad (4.5)$$

D'où « V_0 » est l'amplitude maximale de la cuvette, se trouvant au centre de la cuvette. « i » est la distance du point d'inflexion par rapport au centre de la cuvette.

Pour cette cuvette, la valeur de i est déterminée manuellement, $i=100\pm 25$ mm pour toutes les valeurs du déplacement du vérin (de 0 à 30 mm). Néanmoins, la Figure 3.3c montre que l'approche de Peck n'est réellement applicable que quand le déplacement du vérin est inférieur à 10 mm. Au-delà de ce seuil, l'approche est moins efficace parce la cuvette est caractérisée par une forte pente localisée.

4.2.2.3. Modèle de la structure

La conception d'un modèle complet de la structure prend en compte ses différentes parties telles que la fondation et le mur. Pour cela, nous adoptons un modèle de poutre composite dont le schéma de calcul est représenté dans la Figure 4.4.

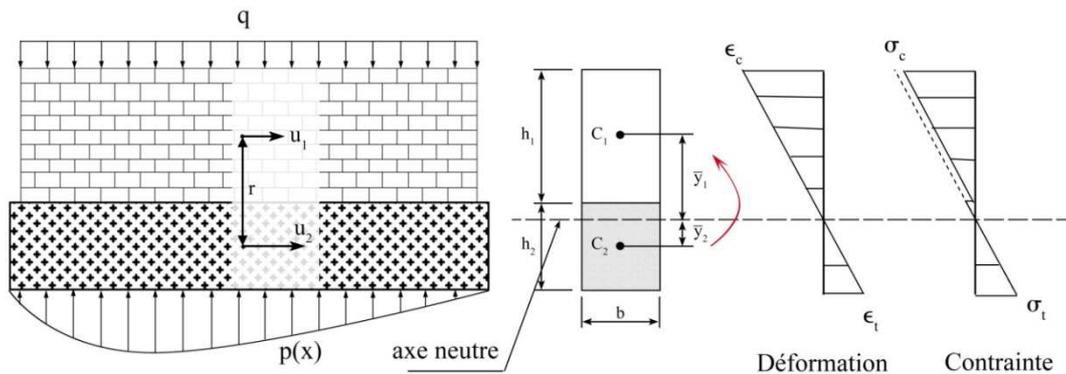


Figure 4.4. Modèle générique de la structure illustré par une poutre composite sur la fondation élastique pour le cas de l'interface parfaite. « q » est la charge répartie due au poids propre total de la structure, « $p(x)$ » est la réaction du sol. « u_1 » et « u_2 » sont le déplacement horizontal de la partie haute et de la partie basse de la poutre. « r » est la distance entre deux centres de la partie haute et de la partie basse de la poutre. « h_1 » et « h_2 » sont la hauteur de la section droite de la de la partie haute et de la partie basse de la poutre. « b » est la largeur de la section droite de la poutre. « \bar{y}_1 » (« \bar{y}_2 ») est la distance du centre de la partie haute (basse) à la position de l'axe neutre de la poutre. « ϵ_t » et « ϵ_c » sont la déformation de traction et celle de compression, « σ_t » et « σ_c » sont les contraintes de traction et de compression.

Dans ce schéma, deux types de charge extérieure sont présentes. La première est liée au poids propre de la structure, notée q . La deuxième est la réaction du sol, notée

$p(x)$. Dans ce modèle, nous explicitons deux propriétés essentielles : la position de l'axe neutre et l'équation de comportement.

Pour la détermination de l'axe neutre de la poutre composite, nous prenons l'hypothèse où les forces axiales dues à la déformation du sol et dues à l'inclinaison de la poutre sont négligeables de sorte que la somme des forces axiales soit nulle, *i.e.*, $\Sigma N \approx N_1 + N_2 = 0$. Ceci signifie que :

$$\int_{A_1} \sigma_1 dA + \int_{A_2} \sigma_2 dA = 0 \quad (4.6)$$

Où : σ_i et A_i ($i=1, 2$) sont les contraintes et les aires des sections des parties haute et basse de la poutre composite.

Selon la théorie de l'élasticité, les contraintes peuvent être exprimées par : $\sigma = E\varepsilon$, où E est le module de Young et ε est la déformation : $\varepsilon = y/\chi$ (y est la coordonnée selon l'axe Oy , et χ est le rayon de la courbure.

Par conséquent, l'équation (4.6) peut être décrite sous la forme :

$$\frac{E_1}{\chi} \int_{A_1} y dA + \frac{E_2}{\chi} \int_{A_2} y dA = 0 \quad (4.7)$$

Nous notons que :

$$\int_{A_i} y dA = \bar{y}_i A_i \quad (4.8)$$

Où \bar{y}_i est la distance entre le centre de la section et l'axe neutre de la poutre composite, voir la Figure 4.4. Cette notation permet de réécrire l'équation (4.7) comme suit :

$$E_1 A_1 \bar{y}_1 + E_2 A_2 \bar{y}_2 = 0 \quad (4.9)$$

Selon la condition géométrique présentée dans la Figure 4.4a, nous avons :

$$\bar{y}_1 + \bar{y}_2 = \frac{h_1 + h_2}{2} \quad (4.10)$$

La résolution du système linéaire des deux équations (4.9) et (4.10) donne la position de l'axe neutre comme suit :

$$\begin{aligned} \bar{y}_1 &= \frac{E_2 A_2 (h_1 + h_2)}{2(E_1 A_1 + E_2 A_2)} \\ \bar{y}_2 &= \frac{E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2(E_1 A_1 + E_2 A_2)} \end{aligned} \quad (4.11)$$

Pour mieux étudier l'influence des propriétés du matériau sur la position de l'axe neutre de la poutre composite, nous introduisons la fonction adimensionnelle comme suit :

$$f\left(\frac{E_1}{E_2}\right) = \frac{\bar{y}_1}{h_1/2} = \frac{\kappa + 1}{\kappa + \kappa^2 \frac{E_1}{E_2}} \quad (4.12)$$

Où : $\kappa = \frac{h_1}{h_2}$.

D'après la Figure 4.4, la valeur $f(E_1/E_2)=1$ indique que l'axe neutre coïncide avec l'interface entre les deux couches de la poutre composite, $f(E_1/E_2)>1$ correspond à un axe neutre dans la partie de la fondation en silicone, et $f(E_1/E_2)<1$ représente un axe neutre dans la partie du mur en bois). Puisque « κ » est fixé, la fonction $f(E_1/E_2)$ ne dépend que du rapport E_1/E_2 . Cette relation est illustrée dans la Figure 4.5. D'après cette figure, l'axe neutre se trouve dans la partie de la fondation en silicone) lorsque le rapport E_1/E_2 est inférieur à $1/\kappa^2$:

$$\frac{E_1}{E_2} < \frac{1}{\kappa^2} \quad (4.13)$$

Pour la structure modélisée dans le cadre de cette thèse, la valeur de κ est égale à $63/40$ ($\kappa=1,6$). L'axe neutre se trouve dans la partie en bas de la poutre composite lorsque $E_1/E_2 < 0,4$.

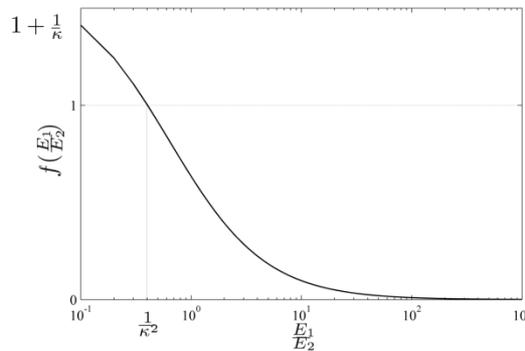


Figure 4.5. Evolution de la fonction $f(E_1/E_2)$ avec $\kappa=h_1/h_2$. Les paramètres E_i et h_i ($i=1, 2$) sont les modules de Young et les hauteurs des parties hautes et basse de la poutre composite.

En particulier en zone convexe, la condition dans l'équation (4.13) est toujours satisfaite parce que le module de Young à la traction du mur peut être très faible, notamment dans le cas du mur de joints vifs ($E_1 \ll E_2$). C'est-à-dire que le rapport E_1/E_2 est très faible et peut être beaucoup plus petit que le seuil de 0,4. Par conséquent, les calculs pour la structure en zone convexe sont effectués en considérant que l'axe neutre se trouve dans la partie de la fondation en silicone.

En ce qui concerne le comportement de l'interface entre la fondation et le mur, celui-ci est considéré linéaire, et représenté par la relation suivante :

$$v_s = K \Delta u \quad (4.14)$$

Où « v_s » est l'effort tangentiel et « K » est la rigidité tangentielle de l'interface. « Δu » est le déplacement longitudinal différentiel entre deux parties (Fig. 4.4). D'après [75], la valeur de Δu est déterminée par la formule suivante :

$$\Delta u = u_2 - u_1 - \frac{dy}{dx} r \quad (4.15)$$

Où u_1 et u_2 sont les déplacements horizontaux selon la direction x , se trouvant au centre de chaque partie de la poutre composite. La variable « r » est la distance entre les deux centres de gravités des deux parties (fondation et structure C_1 et C_2), $r = (h_1 + h_2)/2$.

Lors de la conception du modèle physique discutée dans le Chapitre 3, l'interface fondation-mur ne présente aucun déplacement relatif (*i.e.*, $v_s = 0$) puisque la colle utilisée est d'une forte cohésion. Dans ce cas, le comportement de l'interface peut être simplifié par :

$$\Delta u = 0 \quad (4.16)$$

Les équations d'équilibre et les lois de comportement en élasticité des parties haute et basse de la poutre composite sont discutées en détails dans l'Annexe B. La combinaison de celles-ci avec le comportement de l'interface permet de déterminer l'équation du comportement du système. De manière synthétique, l'équation de comportement du système d'interaction sol-structure peut être décrite comme suit :

$$\frac{\partial^4 y(x)}{\partial x^4} - \frac{1}{\omega} p(x) = -\frac{q}{\omega} \quad (4.17)$$

Où :

- y est la déflexion de la poutre composite, se trouvant à l'axe neutre de la poutre,
- q est la charge répartie totale due aux poids propres des parties de poutre composite (incluant les poids propre du mur et de la fondation),
- ω est la rigidité de flexion équivalente de la poutre composite, $\omega = EI_0 + r^2 EA_0$
- EI_0 est la somme des rigidités de flexion, $EI_0 = E_1 I_1 + E_2 I_2$
- EA_0 est la rigidité axiale équivalente, $1/EA_0 = 1/E_1 A_1 + 1/E_2 A_2$

Ici, la poutre composite est appelée une poutre « *générique* », parce qu'elle peut également être utilisée dans le cas d'une poutre simple contenant un seul matériau. Par conséquent, cette poutre générique est utilisée pour les deux cas : maquette de la structure avec et sans le mur. Nous soulignons que cette poutre composite n'est valable que dans le cas d'une interface parfaite ($v_s = 0$). Dans le cas d'une interface imparfaite ($v_s \neq 0$), l'équation de comportement du système est une équation différentielle de degré 6, voir [76].

4.2.2.4. Décomposition du déplacement

Le déplacement vertical total de la structure « y_t » est décomposé en deux parties : le mouvement de corps rigide-« y_R », et la vraie flexion de la poutre-« y_D ». Ceci peut être décrit comme suit :

$$y_t(x) = y_R(x) + y_D(x) \quad (4.18)$$

Pour mieux comprendre ce point, nous illustrons cette décomposition du déplacement pour le cas de la structure en zone de convexe dans la Figure 4.6a et le cas de la structure en zone de concave dans la Figure 4.6b.

En ce qui concerne les mouvements de corps rigide, ceux-ci peuvent être considérés comme la superposition du tassement d'ensemble, d , et de la rotation d'ensemble, α . La Figure 4.6 représente la configuration de la structure en zone convexe et en zone concave.

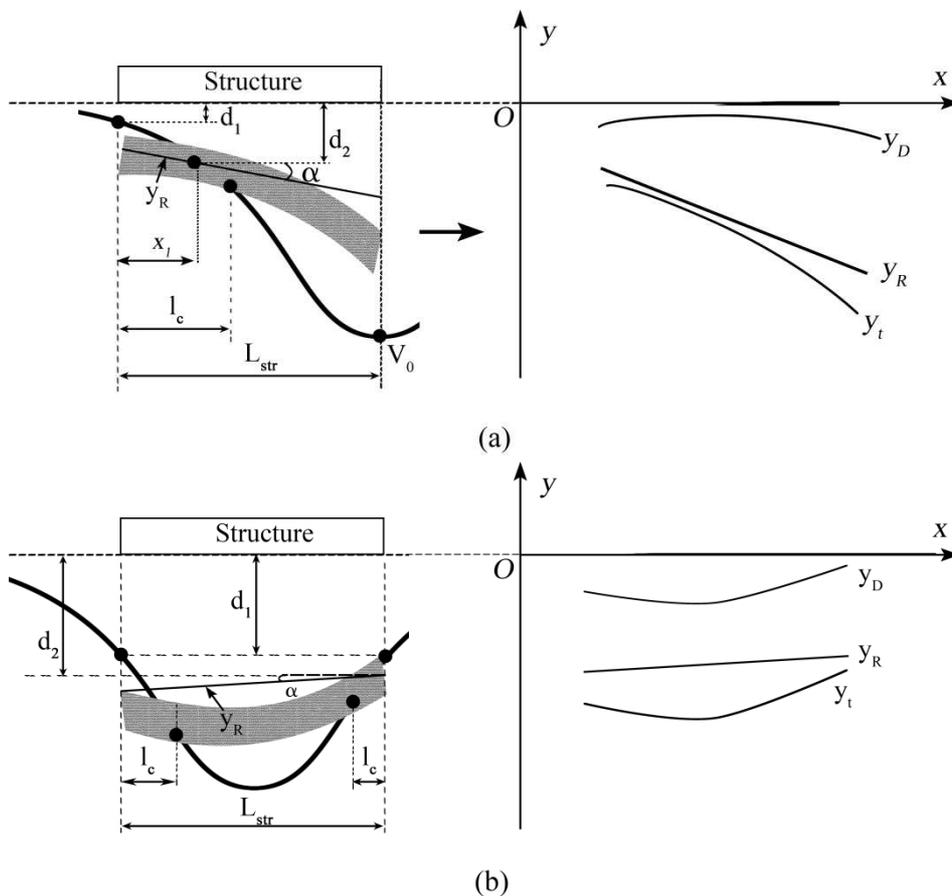


Figure 4.6. Description des mouvements de corps rigide de la structure en zone (a) convexe et en zone (b) concave. « d_1 » est la distance minimale entre la structure et le profil du terrain vierge pour les mêmes coordonnées x . « d_2 » est la pénétration de la structure dans le sol. « V_0 » est l'amplitude maximale du déplacement au centre de la cuvette, « L_{str} » est la longueur de la structure, et « l_c » est la longueur de contact.

Dans la Figure 4.6, le déplacement vertical dû aux mouvements de corps rigide y_R peut être déterminée approximativement par la formule suivante :

$$y_R(x) \approx d_2 + (x - x_1) \sin \alpha \quad (4.19)$$

Où x_1 est la coordonnée X du centre de rotation.

Dans le cas de mouvement du terrain, la valeur de y_R doit être inférieure à l'amplitude du déplacement vertical maximal de la courbe expérimentale y_t , voir la Figure 4.6. Le cas inverse (où y_R est supérieur à l'amplitude maximale de y_t) n'est pas possible, sauf dans le cas d'un sol gonflant. Prenant en compte la convention de signe (Fig. 4.6), les valeurs du déplacement sont négatives, cette relation est exprimée par :

$$\min y_R(x) \geq \min y_t(x) \quad (4.20)$$

4.2.2.5. Equation du comportement

Le comportement de la structure dans les zones de perte contact est différent avec celui-ci dans les zones de contact. Ainsi, nous distinguons deux comportements différents suivants :

Pour un point dans une zone de perte de contact, *i.e.*, la réaction du sol est nulle $p(x)=0$, l'équation du comportement de la poutre dans cette zone est une forme réduite de l'équation (4.17), et peut être décrite comme suit :

$$\frac{\partial^4 y(x)}{\partial x^4} = -\frac{q}{\omega} \quad (4.21)$$

La résolution de l'équation (4.21) donne la valeur de y_D .

Pour un point dans une zone de contact, l'équation du comportement de la poutre dans cette zone est complexe, parce que le tassement du sol doit prendre en compte la réaction du sol, le profil du sol, et les mouvements de corps rigide. Pour cela, Deck et Singh [73] proposent d'exprimer le tassement du sol sous forme :

$$w(x) = y_D(x) + y_R(x) - v(x) \quad (4.22)$$

Où : $w(x)$ est le tassement du sol, et $v(x)$ est le profil du sol.

La relation des composants dans l'équation (4.22) est illustrée par la Figure (4.7).

En injectant les expressions (4.4) et (4.22) dans l'équation (4.17), la déflexion y_D du point dans la zone de contact est la solution de l'équation suivante :

$$\frac{\partial^4 y(x)}{\partial x^4} - \eta^4(x)y(x) = -\frac{q}{\omega} + \eta^4(x)(y_R(x) - v(x)) \quad (4.23)$$

Où : $\eta^4 = k_s/\omega$.

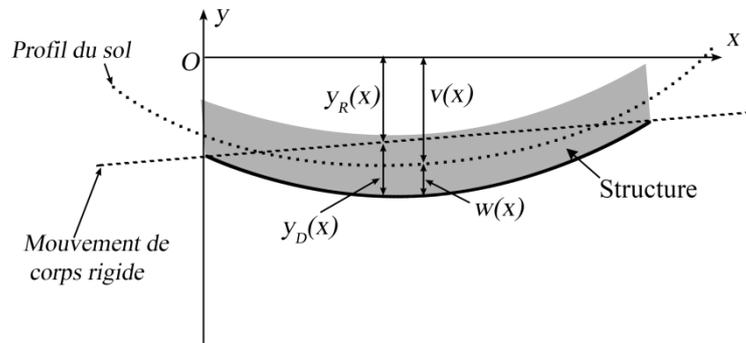


Figure 4.7. Illustration des composants du déplacement du sol et de la structure dans l'équation (4.22). $y_R(x)$ est déplacement du corps rigide, $y_D(x)$ est la vraie déflexion de la poutre, $v(x)$ est le profil du sol, et $w(x)$ est le tassement du sol.

Concernant les conditions aux limites, les moments et les efforts tranchants sont théoriquement nuls aux extrémités de la poutre, voir [73]. Ainsi, les conditions aux limites peuvent être décrites comme suit :

$$\begin{cases} M(0) = T(0) = 0 & x = 0 \\ M(L) = T(L) = 0 & x = L \end{cases} \quad (4.24)$$

4.2.3. Résolution par méthode de discrétisation

4.2.3.1. Principe

La résolution des équations du comportement de (4.21) et (4.23) devient problématique lorsque le profil du sol, $v(x)$, et le module de réaction du sol, $k_s(x)$, sont des fonctions complexes. Pour franchir ces difficultés, la résolution est effectuée par une méthode de discrétisation. Selon le principe de cette méthode, la poutre est divisée en N éléments (Fig. 4.8).

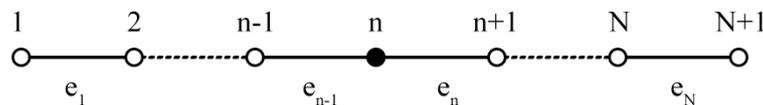


Figure 4.8. Schéma de discrétisation de la poutre en N éléments. Chaque élément est d'une longueur constante $l = L/N$.

La longueur de l'élément doit être suffisamment petite pour que, dans l'élément e_n , la réaction du sol, k_s^n , puisse être considérée comme une constante, et que le profil du sol, v_n , puisse être considéré comme linéaire. Cette linéarisation permet de résoudre facilement les équations de comportement.

Un élément e_n peut être soit en zone de contact, soit en zone de non-contact. Pour mieux décrire ceci, nous avons développé deux éléments de référence (voir les détails dans l'Annexe B.2). L'élément de référence 1 concerne les éléments se trouvant dans la zone de non contact entre le sol et la structure, alors que l'élément de référence 2 est lié aux éléments dans la zone de contact.

En résumé, la méthode de discrétisation peut être récapitulée les étapes suivantes :

(1) Discrétisation. Les éléments sont décrits dans leurs repères locaux. Ici, nous décrivons les efforts internes de chaque élément (le moment fléchissant et l'effort tranchant) en fonction des déplacements et des rotations nodaux (voir l'Annexe B.2). Les résultats finaux de cette étape sont les efforts nodaux de cet élément.

(2) Equations d'équilibre des nœuds (l'équilibre du moment et de l'effort tranchant). L'objectif est de passer les variables locales liées au repère local de l'élément aux variables globales liées au repère global de la poutre. A la fin de cette étape, nous écrivons ces équations d'équilibre sous forme matricielle : $\mathbf{K}_e \cdot \mathbf{u}_e = \mathbf{F}_e$.

(3) Assemblage des équations d'équilibre. Après avoir assemblé toutes les matrices élémentaires, nous obtenons un système linéaire ordinaire $\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F}$. Avant de résoudre ce système, nous intégrons les conditions aux limites et nous obtenons un nouveau système linéaire. La solution de ce dernier donne un vecteur des déplacements et des rotations nodaux.

(4) Post-traitement. Nous retrouvons les valeurs du moment, de l'effort tranchant, de la réaction du sol, etc., en se basant sur les déplacements et les rotations nodaux connus.

4.2.3.2. Résumé de l'algorithme

Cette partie résume l'algorithme pour la détermination des efforts internes (le moment et l'effort tranchant). Les étapes de calcul sont représentées ci-dessous :

Solution 1 :

1. Choix de la réaction du sol, $p(x)$, correspondant à une des configurations présentées dans la Figure 4.2 (associées à chacune à une fonction de forme). La détermination des paramètres de $p(x)$ doit satisfaire la condition de l'équation (4.2), *i.e.*, rechercher $p(x)$ pour que la quantité :

$$\delta = (1 - \Sigma p_i \cdot dx / qL) \text{ soit minimale.}$$

2. Calculer la rigidité du sol
 - i) Détermination de la valeur expérimentale du tassement du sol : $w = y_t \cdot v$.
 - ii) Calcul du module de réaction pour le point x_i : $k_s^i = p_i / w^i$
3. Choix de l'intervalle de confiance. Les valeurs de l'intervalle sont choisies de manière décroissante pour obtenir la meilleure estimation.
4. Retourner à l'étape 1 si aucune solution n'est trouvée.

Solution 2 :

1. Choix de la fonction du module de réaction du sol, $k_s(x)$, en cohérence avec la relation dans (4.3).
 - i) Détermination de la valeur expérimentale du tassement du sol : $w=y_t-v$.
 - ii) Détermination des paramètres de $k_s(x)$ pour satisfaire la condition dans l'équation (4.2), *i.e.*, recherche $k_s(x)$ pour que la quantité :

$$\delta=(1-\Sigma k_s^i w^i .dx/qL)$$
 soit minimale.
3. Choix de l'intervalle de confiance. Les valeurs de l'intervalle sont choisies de manière décroissante pour obtenir la meilleure estimation.
4. Retourner à l'étape 1 si aucune solution n'est trouvée.

4.2.3.3. Exemple de calcul

Dans ce paragraphe, nous illustrons la performance du modèle sol-structure développé à travers d'un exemple simple. Ceci concerne le cas où la structure est en position P_1 dont la configuration approchée en 2D est présentée dans la Figure 4.9. Dans cette figure, le profil du terrain est au-dessus du déplacement de la structure, illustrant le cas d'un contact parfait, *i.e.*, toutes les parties de la structure sont en contact avec le sol. La structure a une longueur $L=250$ mm et ses propriétés mécaniques sont : la charge répartie $q=3,44 \times 10^{-4}$ N/mm, la rigidité équivalente $EI_{eq} = 62,4$ N.mm².

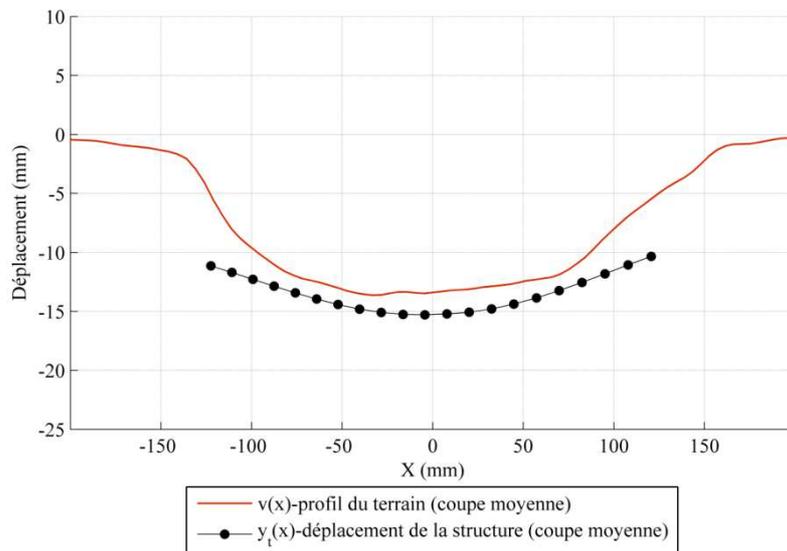


Figure 4.9. Position P_1 : configuration approchée en 2D lors du déplacement du vérin de 30 mm [53]. $X=0$ est le centre de la cuvette du sol.

Dans cet exemple, nous estimons la réaction du sol $p(x)$ en observant sa forme dans la Figure 4.2b. *A priori*, l'estimation de la forme du module de réaction du sol $k_s(x)$ n'est pas favorable parce que la densité du sable est difficile à déterminer.

Après avoir testé plusieurs fonctions possibles de $p(x)$ telles que les fonctions paraboles, les fonctions exponentielles, les fonctions sinus, etc., nous retenons la forme de $p(x)$ composée de deux fonctions gaussiennes comme suit :

$$p(x) = \begin{cases} Q_1 \exp\left(-\frac{x^2}{2c_1^2}\right) & \text{si } x \leq x_0 \\ Q_2 \exp\left(-\frac{(x-L)^2}{2c_2^2}\right) & \text{si } x > x_0 \end{cases} \quad (4.25)$$

Où : « Q_i » ($i=1, 2$) est l'amplitude maximale de $p(x)$ de côté gauche et de côté droite, « c_i » ($i=1, 2$) est un coefficient de $p(x)$ de côté gauche et de côté droite, « x_0 » est un point quelconque dans la partie d'interaction sol-structure, « L » est la longueur de la structure.

La fonction de $p(x)$ dans l'équation (4.25) est illustrée dans la Figure 4.10.

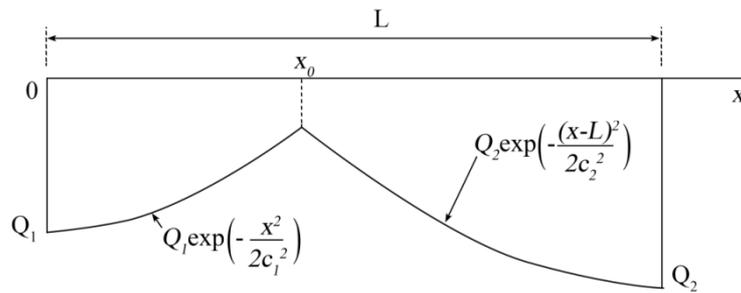


Figure 4.10. Illustration des paramètres de la fonction de la réaction du sol $p(x)$ dans l'équation (4.25).

Pour l'instant, seuls les résultats obtenus sont présentés. L'estimation des plages des paramètres (inconnus) pour la simulation de Monte-Carlo est discutée extensivement dans la section 4.2.4.1. La Figure 4.11 présente les résultats finaux de cet exemple. La valeur minimale de l'intervalle de confiance du déplacement de la structure est 2 mm (Fig. 4.11a). Ceci est acceptable mais la courbe calculée $y_i(cal)$ est plus incurvée que la courbe expérimentale $y_i(exp)$. En vue de pouvoir obtenir un meilleur résultat, les conditions aux limites doivent être modifiées, comme nous le montrons dans la section 4.2.4.1.

Concernant les efforts internes, les diagrammes du moment et de l'effort tranchant sont représentés dans les Figures 4.11 b et c. Basé sur ces diagrammes, nous pouvons en déduire que les fissures droites pourraient apparaître au milieu de la structure ($x=75-175$ mm), correspondant aux valeurs maximales du moment. Alors que les fissures diagonales pourraient se positionner aux endroits où les efforts tranchants

sont maximaux ($x=50$ mm et $x=180$ mm). Ceci est discuté en détail dans le Chapitre 5.

Les Figures 4.11 d et e représentent la réaction du sol $p(x)$ et le module de réaction du sol $k_s(x)$. Dans la Figure 4.11d, la réaction du sol est minimale au milieu de la structure et les maximums sont aux extrémités de la structure. Ces observations sont conformes aux observations dans la littérature [2] (Fig. 4.2b). Quant au module de réaction du sol, les maximums se trouvent aux positions $x=55$ mm et $x=190$ mm. Ceci est cohérent avec la densité du sable. En effet, le sable pourrait être lâche aux deux extrémités et au milieu de la structure.

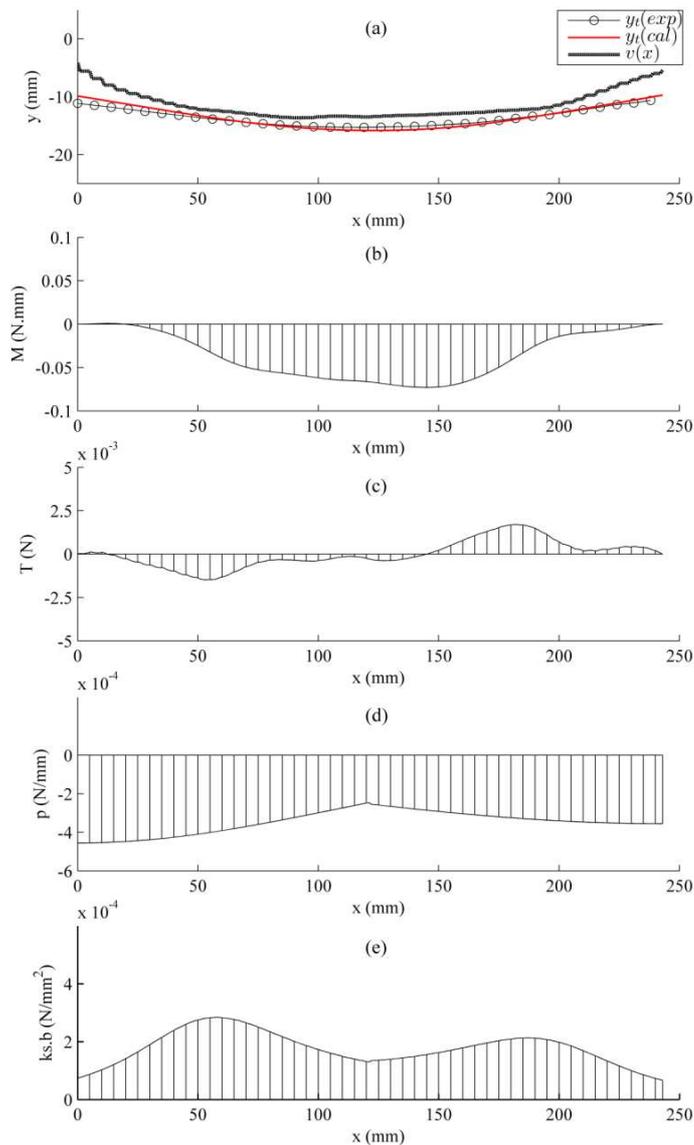


Figure 4.11. Position P_1 : (a) Solution approchée du déplacement vertical de la structure, (b) diagramme de moment, (c) diagramme de l'effort tranchant, (d) distribution de la réaction du sol, et (e) distribution du module de rigidité du sol variable. « b » est la largeur de la structure ($b=1$ mm). $x=0$ correspond à l'extrémité gauche de la structure.

En conclusion, l'exemple ci-dessus montre l'intérêt du modèle d'interaction sol-structure développé (2D). Dans la pratique, l'application de ce modèle est multiple. D'une part, il peut être utilisé pour déterminer les modes de rupture dans la structure, et par conséquent, et aide à mieux évaluer les dommages induits. D'autre part, des mesures de mitigation peuvent être applicables en connaissant les valeurs maximales du moment et de l'effort tranchant. Dans les paragraphes suivants, nous discutons les adaptations nécessaires de ce modèle pour la maquette de la structure actuelle.

4.2.4. Adaptation pour les structures étudiées

Dans le Chapitre 3, nous avons décrit en détail la géométrie de la fondation en silicone qui représente une plaque de forme carrée (Fig. 4.12a). Les positions de la structure étudiées sont : position P_1 - structure en zone concave (Fig. 4.12b), P_2 - structure en zone convexe (Fig. 4.12c), et P_3 - structure en zone mixte ((Fig. 4.12d).

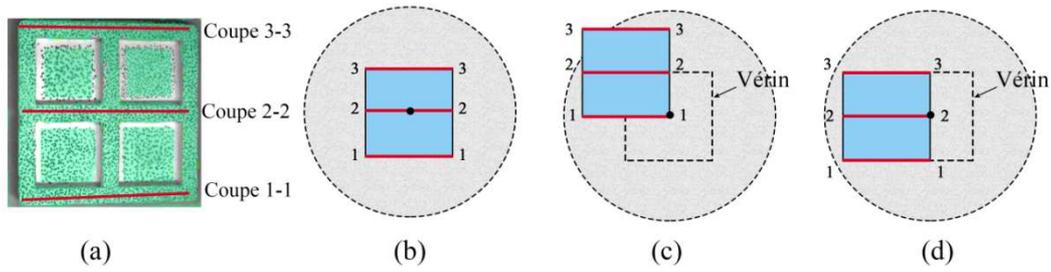


Figure 4.12. (a) Fondation en silicone, (b) maquette en zone concave P_1 , (c) maquette en zone convexe P_2 , et (d) maquette en zone mixte P_3 , [53].

Nous rappelons que la longueur de la maquette de structure est 25 cm et le diamètre de la cuvette d'affaissement en surface est de 60 à 73 cm. Selon les essais avec cette fondation seule (c'est-à-dire sans murs) réalisés par Das Dores [53] (voir également le chapitre 5), l'interaction sol-structure ne permet pas de reproduire les configurations en 2D, parce que les courbes du déplacement vertical de la structure suivant trois coupes (en bas 1-1, au milieu 2-2, et en haut 3-3) sont différentes. Cela signifie que la fondation se déforme selon deux directions. Selon la théorie des plaques de Kirchhoff, le moment fléchissant d'un point d'une tranche de largeur unité selon la direction x est :

$$m_{xx} = \frac{E}{1-\nu^2} \frac{h^3}{12} \left(\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} \right) \quad (4.26)$$

Où « E » est le module de Young, « ν » est le coefficient de Poisson, « h » est l'épaisseur de la maquette, « ψ » est le déplacement vertical, « x, y » sont les coordonnées dans le plan horizontal de la maquette.

Pour le cas idéal en 2D, la dérivée $\partial^2 \psi / \partial y^2$ s'annule, par conséquent, la rigidité à la flexion d'une tranche de largeur unité est égale à $EI = Eh^3 / 12(1-\nu^2)$. Pour les cas où

$\partial^2\psi/\partial y^2 \neq 0$ (*i.e.*, ce travail de thèse), le modèle d'interaction sol-structure développé ne peut pas être applicable directement. Une des solutions est d'utiliser la rigidité équivalente de sorte que le moment m_{xx} dans l'équation (4.26) peut être décrit comme suit :

$$m_{xx} = EI(x) \frac{\partial^2\psi}{\partial x^2} \quad (4.27)$$

Ici, $EI(x)$ n'est qu'un paramètre assurant l'équivalence des moments dans les équations (4.26) et (4.27) tel que :

$$EI(x) = \frac{E}{1-\nu^2} \frac{h^3}{12} (1 + \nu\zeta(x)) \quad (4.28)$$

$$\text{Où : } \zeta(x) = \frac{\partial^2\psi}{\partial y^2} / \frac{\partial^2\psi}{\partial x^2}.$$

L'équation (4.27) décrit une poutre équivalente ayant la même valeur du moment mais la rigidité à la flexion est variable selon la direction x . Le problème inverse avec l'utilisation d'une rigidité variable peut être résolu comme dans les travaux présentés par [77, 78]. Cependant, lorsque $EI(x)$ a une stabilité suffisante, *i.e.*, les valeurs de $EI(x)$ n'ont pas de différences significatives, une rigidité constante peut être envisagée. Ceci permet évidemment d'alléger les calculs et notamment de réduire considérablement le temps de calcul. Pour ces raisons, nous tentons d'estimer la valeur de EI équivalente et constante, considérant que celle-ci est une valeur approximative, notée EI_{eq} . Nous soulignons que EI_{eq} n'est qu'un paramètre intermédiaire permettant d'assurer l'équivalence des moments entre l'équation (4.26) et (4.27), et donc ne peut pas représenter le sens physique.

Les paragraphes suivants présentent des solutions pour la mise en pratique du modèle de Winkler développé pour chaque position de la structure étudiée, puis illustré par des exemples concrets. Nous précisons que les exemples ci-dessous n'exploitent que les données des essais réalisés par [53] dans lesquels la structure est représentée par une seule couche de matériau (cas de la fondation en silicone sans murs, voir la Figure 4.12a). L'objectif principal est de mieux évaluer l'interaction sol-structure dans les cas simples. Les cas plus complexes où les murs sont présents, *i.e.*, cas de poutre composite, sont discutés exclusivement au chapitre 5.

4.2.4.1. Estimation des paramètres

Estimation de la valeur de EI_{eq}

Pour estimer la valeur de la rigidité équivalente EI_{eq} , une méthode efficace et souvent utilisée dans ce travail de thèse est la simulation de Monte-Carlo avec une loi uniforme. Dans ce cas, la valeur initiale EI_{eq}^0 est estimée par la formule théorique du cas 2D :

$$EI_{eq}^0 = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad (4.29)$$

Selon [27], le module de Young du silicone est $E = 5$ MPa. Supposant que le coefficient de Poisson du silicone varie entre 0,2 et 0,3, $\nu = 0,2 \div 0,3$, et considérant que la hauteur de la fondation est $h = 40$ mm, la valeur initiale de EI_{eq}^0 est d'environ $2,9 \times 10^{-2}$ N.m². Lors de la simulation, cette valeur peut être augmentée ou diminuée jusqu'au moment où la solution est trouvée.

Ordre de grandeur de $p(x)$ et $k_s(x)$

Selon l'équation (4.2), nous pouvons déterminer la valeur moyenne de $p(x)$, notée p_m . Plus précisément, la forme discrète de (4.2) est exprimée sous forme :

$$qL = \sum_{i=1}^{N_c} p(x_i)l = N_c p_m l \quad (4.30)$$

Où : « $p(x_i)$ » est la réaction du sol du point x_i , « l » est le pas de la discrétisation spatiale (longueur d'éléments), et « N_c » est le nombre des points de discrétisation dans les zones de contact entre le sol et la structure.

Ainsi, la moyenne de $p(x)$ est déterminée par la formule suivante :

$$p_m = \frac{qL}{N_c l} \quad (4.31)$$

En connaissant la valeur p_m , l'ordre de grandeur de $k_s(x)$ peut être déduit :

$$k_s^m = \frac{p_m}{w_m} \quad (4.32)$$

Où k_s^m est la valeur moyenne estimée de $k_s(x)$, w_m est la valeur moyenne du tassement du sol $w(x)$. Les valeurs de $w(x)$ sont déterminées par la formule suivante :

$$w(x) = y_i(x) - v(x) \quad (4.33)$$

Où : $v(x)$ est le profil du sol.

Une autre possibilité pour estimer k_s^m est l'utilisation des formules empiriques. Par exemple, k_s peut être calculé selon la formule suivante [73] :

$$k_s = \frac{E_g}{b C_s (1-\nu_g^2)} \quad (4.34)$$

Où : E_g est le module de Young du sol, b est la largeur de la structure, C_s est un coefficient où $C_s = 2 \div 2.4$ ($L > b$), ν_g est le coefficient de Poisson du sol.

Nouvelles conditions aux limites

Les conditions aux limites décrites dans l'équation (4.24) présentent une seule possibilité où les moments et les efforts tranchants doivent être nuls aux extrémités de la poutre. Pour le problème inverse, celles-ci doivent être plus souples pour pouvoir décrire les cas particuliers. Pour cela, nous mettons les conditions aux limites selon les valeurs du déplacement et de la rotation aux extrémités de la structure. Plus précisément, elles peuvent être décrites comme suit :

$$\begin{cases} y_1 = y_D(x=0) & ; & \theta_1 = \theta(x=0) \\ y_{N+1} = y_D(x=L) & ; & \theta_{N+1} = \theta(x=L) \end{cases} \quad (4.35)$$

Dans l'équation (4.35), les valeurs (y_l, y_{N+1}) sont les valeurs de $y_D(x)$ aux extrémités de la structure. Ici, la fonction $y_D(x)$ est simplement déterminée à partir de l'équation (4.18) :

$$y_D(x) = y_l(x) - y_r(x) \quad (4.36)$$

Où : « $y_r(x)$ » est déterminé par la simulation de Monte-Carlo.

La détermination des valeurs de rotation (θ_l, θ_{N+1}) est plus délicate. En principe, elles sont les valeurs de la première dérivée de $y_D(x)$. Pour éviter le bruit des données expérimentales, une fonction continue approchée de $y_D(x)$ est recommandée, puis la première dérivée de celle-ci donne la fonction de rotation, notée par $\theta(x)$. Dans le cadre de ce travail de thèse, des polynômes d'ordre supérieur sont utilisés comme suit :

$$\begin{aligned} y_D^{app.}(x) &= \sum_{i=0}^{N_p} a_i x^i \\ \theta^{app.}(x) &= \frac{\partial y_D^{exp.}(x)}{\partial x} \end{aligned} \quad (4.37)$$

Où : $y_D^{app.}(x)$ et $\theta^{app.}(x)$ sont les fonctions approchées de $y_D(x)$ et $\theta(x)$. « N_p » est le degré du polynôme. Pour ce travail, les polynômes retenus ont les degrés de 3 à 5, *i.e.*, la fonction $y_D^{app.}(x)$ peut être exprimée par :

$$y_D^{exp.}(x) = a_0 + a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3 + (a_4 x^4) + (a_5 x^5).$$

Finalement, les nouvelles conditions aux limites peuvent être décrites comme suit :

$$y_1 = y_D^{app.}(0); \quad \theta_1 = \theta^{app.}(0); \quad y_{N+1} = y_D^{app.}(L); \quad \theta_{N+1} = \theta^{app.}(L) \quad (4.38)$$

4.2.4.2. Solution 1 : moyenne des courbes du déplacement

La première solution moyenne séparement les courbes du déplacement pour différents profils du sol et de la structure. Ceci est applicable lorsque les courbes du

déplacement (sol et structure) entre les coupes ne présentent pas de différences importantes. Approximativement, la maquette peut être considérée comme une plaque travaillant dans une seule direction ($\partial^2\psi/\partial y^2 \approx 0$).

La Figure 4.13 présente les courbes du déplacement de la structure pour les trois coupes 1-1, 2-2, et 3-3 (voir Fig. 4.10) et leurs courbes moyennes pour les trois positions étudiées. Parmi ces trois positions, les courbes de la position P_2 (voir Fig. 4.13b) sont très différentes, par conséquent, la méthode de moyenne des courbes ne peut pas être applicable. Alors que celles-ci en position P_1 et P_3 peuvent être envisagées car elles sont similaires. Toutefois, ceci n'est pas toujours suffisant parce qu'il est nécessaire de vérifier l'homogénéité des courbes du sol.

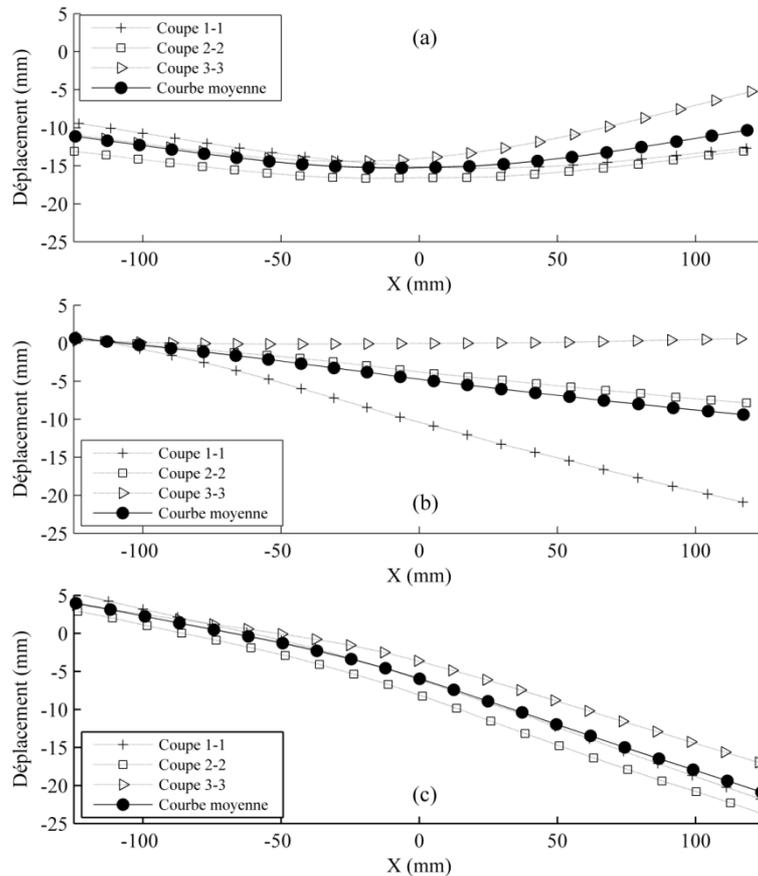


Figure 4.13. Courbes expérimentales de la structure en (a) position P_1 , (b) position P_2 , et (c) position P_3 des essais réalisés par [53]. Le déplacement du vérin est 30 mm (état final) et $X=0$ est le centre de la structure.

Pour le profil du sol en terrain vierge de ce travail, trois coupes 1-1, 2-2, et 3-3 (pour les positions P_1 et P_3) sont présentées dans la Figure 4.14. Dans cette figure, les courbes ne sont pas homogènes, par conséquent, la méthode de moyenne des courbes est peu pertinente. Malgré tout, nous exploitons la cuvette actuelle, considérant que celle-ci est une démonstration du problème inverse de l'interaction sol-structure. D'ailleurs, on note dans la Figure 4.14 que la courbe moyenne du profil du sol est

exclusivement dédiée à deux cas des positions P_1 et P_3 lorsque le déplacement du vérin atteint 30 mm.

En ce qui concerne les propriétés mécaniques de la maquette de la structure, la masse totale de la maquette est $m=21,5$ N (poids volumique : $\rho=11,3 \times 10^{-6}$ N/mm³), occupant une surface de $S=250 \times 250$ mm². Ainsi, la charge répartie appliquée sur cette tranche de largeur unité est $q=21,5/(250 \times 250)=3,44 \times 10^{-4}$ N/mm le long de la structure selon la direction x .

Puisque seules les courbes moyennes du déplacement de la structure et du sol sont prises en compte, le problème d'interaction sol-structure dans ce cas peut être simplifié par une configuration approchée en 2D. Les paragraphes ci-dessous illustrent les résultats pour la structure en position P_1 et P_3 .

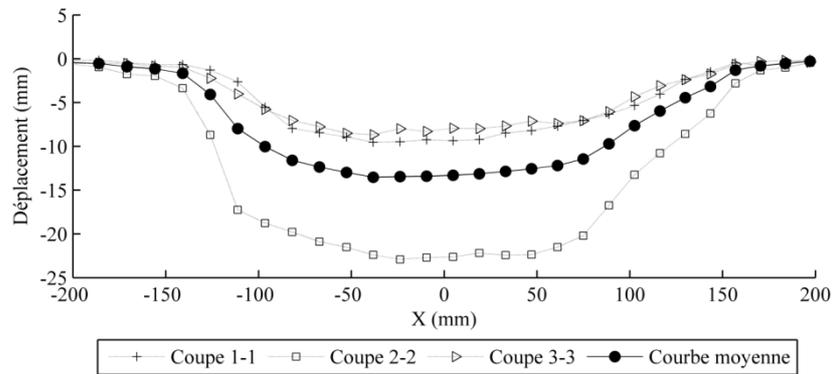


Figure 4.14. Courbes expérimentales du sol en terrain vierge pour les positions P_1 et P_3 d'un essai réalisé par [53]. Le déplacement du vérin est 30 mm (état final) et $X=0$ est le centre du vérin.

Structure en position P_1

D'après l'équation (4.31), l'ordre de grandeur de $p(x)$ correspond à la valeur moyenne $p_m = 3,48 \times 10^{-4}$ N/mm. Quant à $k_s(x)$, pour la moyenne du tassement du sol w_m de 2,2 mm, le module de réaction du sol doit avoir l'ordre de grandeur de k_s^m de $1,6 \times 10^4$ N/mm². Alors que la formule empirique dans l'équation (4.34) donne la valeur k_s varie entre 1,3 et 1,6 N/mm² ($E_g = 3$ N/mm², $\nu_g=0,2 \div 0,3$, $b=1$ mm). Ceci est bien supérieur à $k_s^m=1,6 \times 10^{-4}$ N/mm². Par conséquent, l'estimation par la formule empirique dans l'équation (4.34) est clairement imprécise et donc inapplicable.

Dans cet exemple, nous comparons deux types de conditions aux limites :

(i) Le premier concerne le cas théorique où les moments et les efforts tranchants sont nuls aux extrémités de la poutre, voir l'équation (4.24). Les résultats obtenus sont illustrés dans la Figure 4.11 (section 4.2.3.3).

(ii) Le deuxième est lié aux données expérimentales des déplacements nodaux et des rotations nodales des extrémités, voir l'équation (4.38). Les résultats obtenus sont illustrés dans la Figure 4.15.

L'observation des Figures 4.11 et 4.15 montrent que ces deux types de conditions aux limites donnent les amplitudes et les formes similaires de la réaction du sol $p(x)$ et

du module de réaction du sol $k_s(x)$. Cependant, les diagrammes du moment et de l'effort tranchant présentent une différence. Plus précisément, le premier type de conditions aux limites impose que le moment fléchissant et l'effort tranchant aux extrémités de la structure soient nuls (Figs. 4.11 b et c).

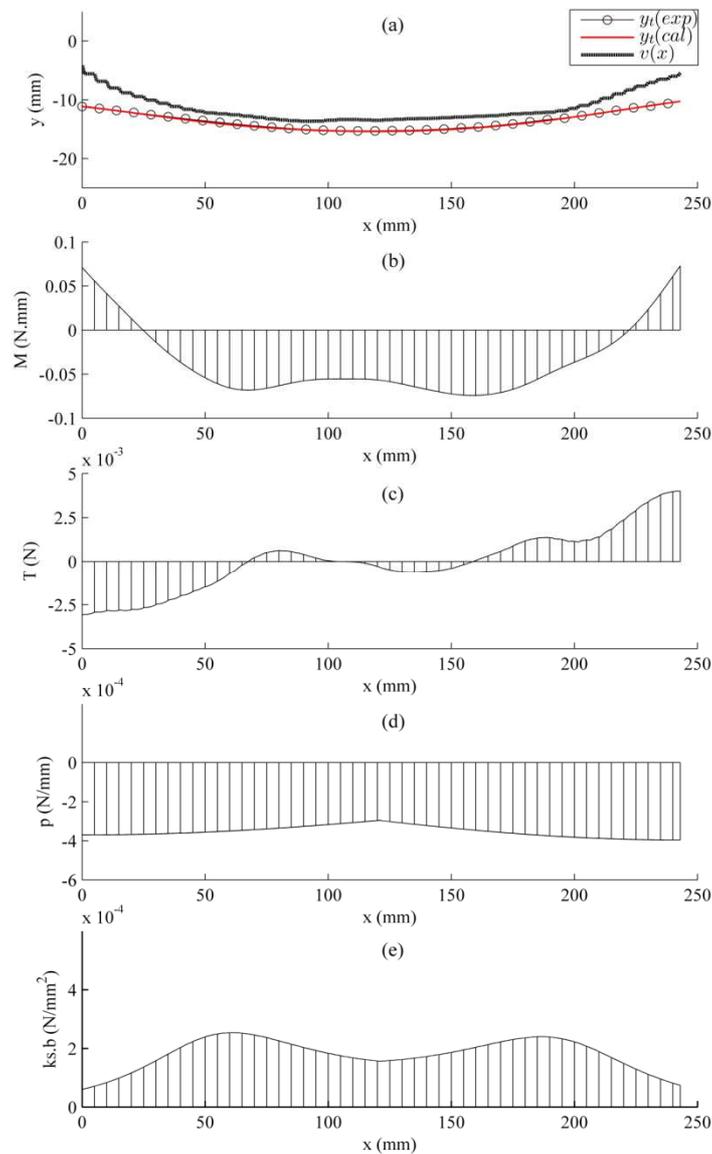


Figure 4.15. Position P_1 : méthode de moyenne des déplacements, conditions aux limites appliquées décrites dans l'équation (4.38). (a) Solution approchée du déplacement vertical de la structure. Pour une tranche de largeur unité, le diagramme (b) est du moment, (c) est de l'effort tranchant, (d) est de la réaction du sol, et (e) est du module de rigidité du sol variable. « b » est la largeur d'une tranche de largeur unité de la structure ($b=1$ mm). $x=0$ correspond à l'extrémité gauche de la structure.

Alors que le deuxième type de conditions aux limites donne les valeurs non-nulles du moment fléchissant et de l'effort tranchant aux extrémités (Figs. 4.15 b et c). Ceci est plus proche de nos observations lors de l'analyse des dérivées numériques de la courbe expérimentale du déplacement y_t ($M=EIy_t''$ et $T=M'$). D'autant plus, un autre avantage du deuxième type de conditions aux limites consiste à obtenir une meilleure valeur de l'intervalle de confiance (voir le Tableau 3.3).

Tableau 4.1. Comparaison des paramètres obtenus après la simulation de Monte-Carlo pour deux conditions aux limites proposées.

Etat	C.L dans l'équation (4.24) $\begin{cases} M(0) = T(0) = 0 \\ M(L) = T(L) = 0 \end{cases}$	C.L dans l'équation (4.38) $\begin{cases} y_1 = y_D^{app.}(0) & ; & \theta_1 = \theta^{app.}(0) \\ y_{N+1} = y_D^{app.}(L) & ; & \theta_{N+1} = \theta^{app.}(L) \end{cases}$
EI_{eq} (N.mm ²)	62,4	87,4
Q_1 (N/mm)	$-4,55 \times 10^{-4}$	$-3,70 \times 10^{-4}$
Q_2 (N/mm)	$-3,55 \times 10^{-4}$	$-9,96 \times 10^{-4}$
c_1	109	180
c_2	148	160
x_0 (mm)	121,5	121,5
Intervalle de confiance (mm)	2	0,5

Le Tableau 4.1 montre que l'utilisation des conditions dans l'équation (4.38) est plus pertinente parce que la valeur minimale de l'intervalle de confiance obtenue est 0,5 mm, contre 2 mm pour les conditions aux limites dans l'équation (4.24). Ainsi, pour la suite, nous n'utilisons que les conditions aux limites dans l'équation (4.38) .

Structure en position P_3

Pour la structure en position P_3 , la configuration approchée en 2D de celle-ci est présentée dans la Figure 4.16. Cette configuration illustre le cas d'un contact partiel où il existe le long de la structure à la fois des zones de non-contact (Zones 1 et 3) et des zones de contact (Zones 2 et 4).

Dans cet exemple, la fonction de réaction du sol $p(x)$ est choisie et décomposée en deux fonctions gaussiennes :

$$p(x) = \begin{cases} Q_1 \exp\left(-\frac{(x-x_{01})^2}{2c_1^2}\right) & \text{si } L_1 \leq x \leq L_2 \\ Q_2 \exp\left(-\frac{(x-x_{02})^2}{2c_2^2}\right) & \text{si } L_3 \leq x \leq L_4 \end{cases} \quad (4.39)$$

Dans l'équation (4.39), les deux zones de contact sol-structure sont limitées par « Zone 2 » = $[L_1, L_2]$, et « Zone 4 » = $[L_3, L_4]$. « x_{0i} » ($i=1, 2$) sont des paramètres de correction tels que $p(x_{01})=Q_1$ et $p(x_{02})=Q_2$.

De manière analogue au calcul dans l'exemple précédent, l'ordre de grandeur de $p(x)$ est $p_m=7,89 \times 10^{-4}$ N/mm, et celui de $k_s(x)$ est $k_s^m=3,3 \times 10^{-4}$ N/mm² ($w_m=2,4$ mm).

Les résultats obtenus après la simulation de Monte-Carlo sont : $EI_{eq}=499,5$ N.mm², $Q_1=-7,32 \times 10^{-4}$ N/mm, $c_1=46$, $x_{01}=126,5$ mm, $Q_2=-6,53 \times 10^{-4}$ N/mm, $c_2=194$, $x_{02}=129$ mm. L'intervalle de confiance est 0,5 mm.

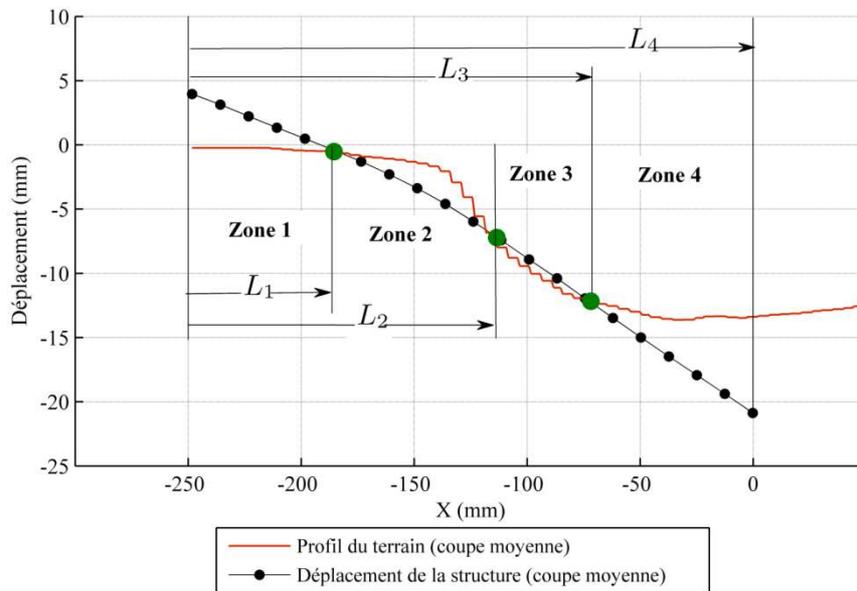


Figure 4.16. Position P_3 : configuration approchée en 2D lors du déplacement du vérin de 30 mm [53]. « Zone 1 » et « Zone 3 » sont les zones de non-contact, « Zone 2 » et « Zone 4 » sont les zones de contact sol-structure. $X=0$ est le centre de la cuvette du sol.

La Figure 4.17 représente les diagrammes du moment fléchissant, de l'effort tranchant, de la réaction du sol, et du module de réaction du sol. Par rapport au cas de la structure en position P_1 (Fig. 4.15), les valeurs du moment et de l'effort tranchant sont beaucoup plus élevées (approximativement 10 fois de plus). Ceci est principalement dû à la valeur importante obtenue de EI_{eq} : $EI_{eq}=499,5$ N.mm² pour la position P_3 , contre $EI_{eq}=87,4$ N.mm² pour la position P_1 .

Pour la réaction du sol $p(x)$, on note que les valeurs sont légèrement plus importantes que celles de la position P_1 (Fig. 4.15), mais elles restent dans un même ordre de grandeur. Pour la position P_3 , les zones de contact sol-structure (Fig. 4.17c) représentent le rôle de deux appuis.

D'ailleurs, on note que le module de réaction du sol $ks(x)$ de la position P_3 (Fig. 4.17d) est beaucoup plus concentré que celui de la position P_1 (Fig. 4.15d). Notamment, deux valeurs de k_s à la position $x=65$ mm et $x=175$ mm représentent deux ressorts à forte rigidité.

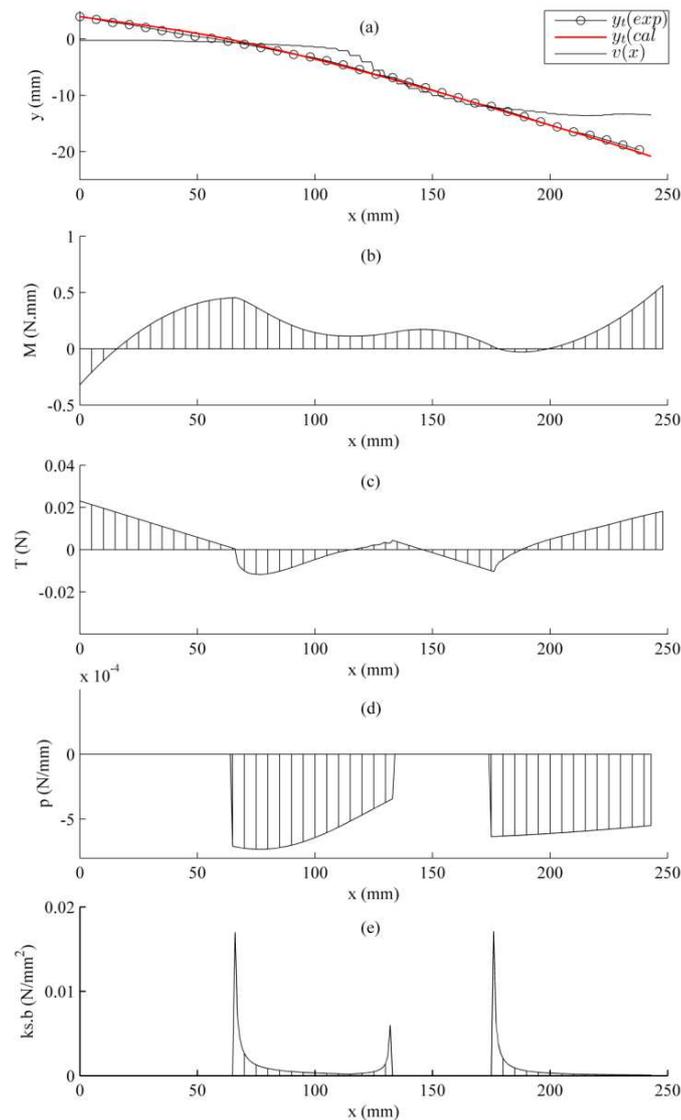


Figure 4.17. Position P_3 : méthode de moyenne des déplacements, conditions aux limites appliquées décrites dans l'équation (4.38). (a) Solution approchée du déplacement vertical de la structure. Pour une tranche de largeur unité, le diagramme (b) est du moment, (c) est de l'effort tranchant, (d) est de la réaction du sol, et (e) est du module de rigidité du sol variable. « b » est la largeur d'une tranche de largeur unité de la structure ($b=1$ mm). $x=0$ correspond à l'extrémité gauche de la structure.

4.2.4.3. Solution 2 : superposition des déplacements

Dans le paragraphe précédent, la solution de moyenne des déplacements montre des résultats intéressants. Pourtant, la courbe moyenne du profil du sol n'est pas pertinente en raison de la dimension limitée de la cuvette du sol. Pour éviter les difficultés liées à la détermination du profil du sol, une version modifiée du modèle de Winkler est envisagée. Le point clé concerne l'hypothèse que la réaction du sol est proportionnelle au déplacement y_D de la structure telle que :

$$p(x) = k_s(x)y_D(x) \quad (4.40)$$

En remplaçant cette expression de $p(x)$ dans l'équation (4.17), l'équation du comportement de ce système d'interaction sol-structure peut être décrite comme suit :

$$\frac{\partial^4 y(x)}{\partial x^4} - \eta^4(x)y(x) = -\frac{q}{\omega} \quad (4.41)$$

La solution de l'équation (4.41) est la fonction de $y_D(x)$.

Par rapport au modèle d'interaction sol-structure initial, les fonctions de déplacements $y_R(x)$ et $y_D(x)$ de ce modèle sont indépendants, et le tassement du sol $w(x)$ ne dépend pas de $y_R(x)$ et $v(x)$. Pour mieux comprendre ce système d'interaction sol-structure, nous illustrons le schéma de calcul de celui-ci dans la Figure 4.18.

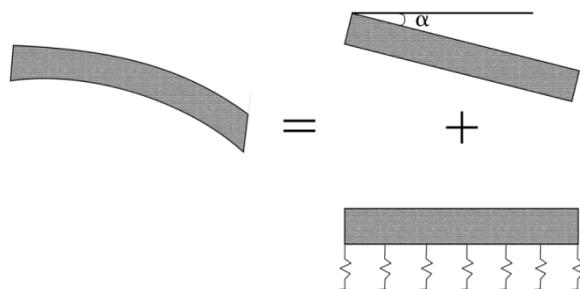


Figure 4.18. Modèle de poutre de Winkler, avec l'hypothèse de superposition des déplacements du corps rigide et déformable matérialisé par les déplacements des ressorts.

Dans le cas présent, l'équation (4.41) n'est qu'une forme particulière de l'équation (4.23) dont les termes « y_R » et « v » sont nuls. Ceci présente un avantage évident lorsque l'algorithme développé est utilisable. Dans la suite de cette partie, nous montrons la performance de ce nouveau système d'interaction sol-structure au travers d'un exemple. Cet exemple illustre le cas de la structure en position P_2 où la méthode de moyenne des déplacements est complètement inapplicable.

Dans cet exemple, la courbe expérimentale étudiée est celle du déplacement de la coupe 1-1, voir les Figures 4.12c et 4.13b. Pour estimer le module de réaction du sol, $k_s(x)$, nous supposons que la réaction du sol, $p(x)$, est égale à la charge répartie, $q(x)$. Ainsi, $k_s(x)$ peut être déterminé par la formule suivante :

$$k_s(x_i) = \frac{q}{y_D(x_i)} \quad (4.42)$$

Où : $y_D(x_i)$ est déterminé à partir de l'équation (4.36), *i.e.*, $y_D^{\text{exp}} = y_t^{\text{exp}} - y_R$. Ici, la forme de $k_s(x)$ dépend de la valeur $y_R(x)$ qui est déterminée par la simulation de Monte-Carlo.

La Figure 4.19 présente les résultats obtenus après simulation de Monte-Carlo, avec l'intervalle de confiance est 0,5 mm. La valeur de EI_{eq} est 50 N.mm².

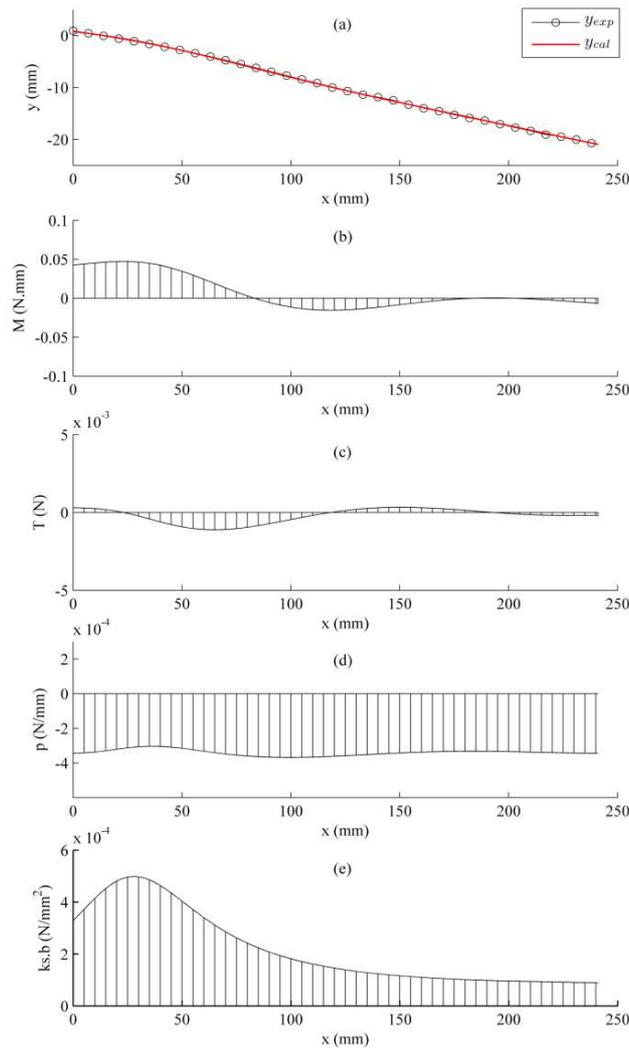


Figure 4.19. Position P_2 : méthode de superposition des déplacements, conditions aux limites appliquées décrites dans l'équation (4.38). (a) Solution approchée du déplacement vertical de la structure. Pour une tranche de largeur unité, le diagramme (b) est du moment, (c) est de l'effort tranchant, (d) est de la réaction du sol, et (e) est du module de rigidité du sol variable. « b » est la largeur d'une tranche de largeur unité de la structure ($b=1$ mm). $x=0$ correspond à l'extrémité gauche de la structure.

4.3. Méthodes conventionnelles pour l'évaluation des dommages

4.3.1. Quelques indicateurs typiques

La Figure 4.20 représente le schéma de calcul des indicateurs classiques de l'évaluation de dommages. « Δ^s » est la déflexion de la structure. Les indices « *hog* » et « *sag* » désignent respectivement les cas de zone convexe et zone concave. « β » est la pente moyenne. « $L_{A'B'}$ » et « $L_{C'D'}$ » sont les longueurs des fibres supérieure et inférieure. « ε_{haut} » et « ε_{bas} » sont la déformation de la fibre supérieure et inférieure. « L_{hog} », « L_{sag} », et « L_{str} » sont respectivement la longueur de la zone convexe, de la zone concave, et de la structure.

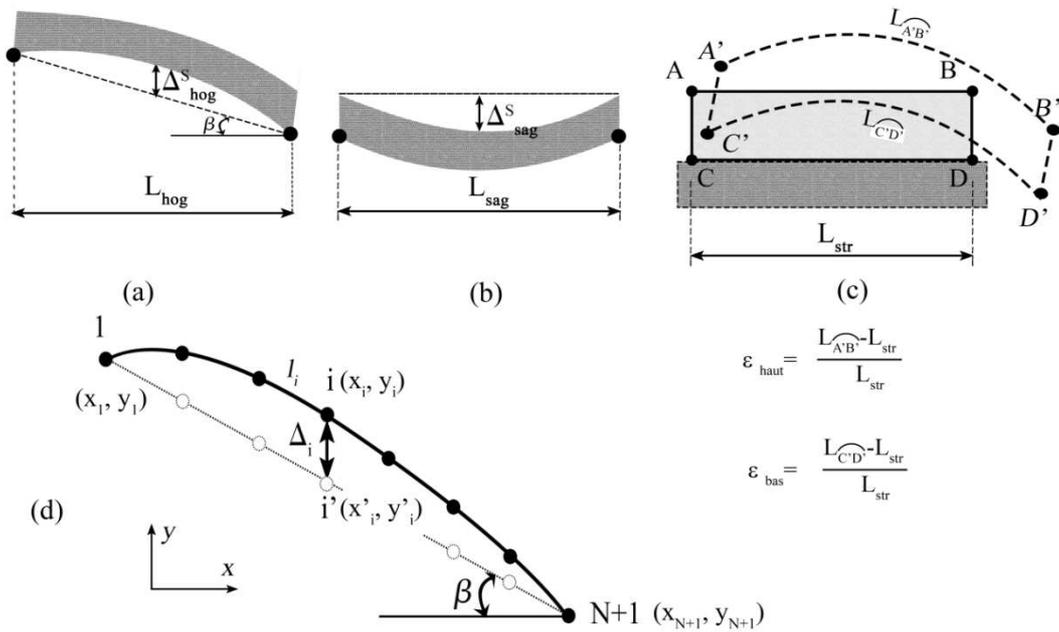


Figure 4.20. Définition (a, b) de la déflexion maximale et la pente en zone convexe et concave, (c) des déformations de la fibre supérieure et inférieure de la structure. (d) Illustration du schéma de discrétisation spatiale.

Le premier indicateur est lié à la pente moyenne de la structure. Pour cela, nous déterminons deux points aux extrémités de la fondation en silicone. La pente moyenne est déterminée par la formule suivante :

$$\tan \beta = \frac{y_{N+1} - y_1}{x_{N+1} - x_1} \quad (4.43)$$

Notons que $L = x_{N+1} - x_1$ est également la longueur de la maquette de la structure et que β n'est pas l'angle de distorsions proposée par [2, 79].

La déflexion relative est calculée par la formule :

$$\frac{\Delta}{L_{str}} = \frac{1}{L_{str}} \max(\Delta_i) \quad (4.44)$$

Où : Δ_i est la déflexion du point i , $\Delta_i = |y'_i - y_i|$.

En ce qui concerne la détermination des déformations des fibres inférieure et supérieure de la structure, celles-ci sont déterminées à partir de la discrétisation spatiale :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{haut} &= \frac{L_{\widehat{A'B}} - L_{str}}{L_{str}} = \frac{1}{L_{str}} \sum_{i=1}^N l_i^{haut} - 1 \\ \varepsilon_{bas} &= \frac{L_{\widehat{C'D'}} - L_{str}}{L_{str}} = \frac{1}{L_{str}} \sum_{i=1}^N l_i^{bas} - 1 \end{aligned} \quad (4.45)$$

« l_i » est la longueur de l'élément e_i de la fibre considérée.

4.3.2. Abaque de Burland

Nous évaluons ici les dommages à travers les abaques de Burland [10], un des outils les plus utilisés pour évaluer les dommages dus aux mouvements de terrain et considéré comme référence dans ce travail de thèse. Cet abaque représente la relation entre la déflexion relative maximale et la déformation associée de la structure. La version originale de cette abaque considère que la structure est une poutre carrée, *i.e.*, le ratio entre sa longueur, L , et sa hauteur, H , est $L/H=1$, et qu'une charge ponctuelle est appliquée au milieu de la poutre. Notre maquette de structure, comme la majorité des ouvrages pouvant être affectés par les mouvements de terrain, est soumise un chargement réparti et présente un rapport $L/H > 1$. Pour ce type de configuration, Saeidi [5] a établi les relations entre la déflexion et la déformation comme suit :

En cas de flexion :

$$\Delta_f^* = \left(\frac{5}{48} \frac{L}{y} + \frac{1}{12\kappa_c} \frac{E/G}{L/H} \frac{H}{y} \right) (\varepsilon_{cr} - \varepsilon_h) \quad (4.46)$$

En cas de cisaillement :

$$\Delta_{cis}^* = \left(\frac{1}{2} + \frac{5\kappa_c}{8} \frac{(L/H)^2}{E/G} \right) \sqrt{\left(\varepsilon_{cr} - \frac{1-\nu}{2} \varepsilon_h \right)^2 - \left(\frac{1+\nu}{2} \right)^2 \varepsilon_h^2} \quad (4.47)$$

Où : « κ_c » est le coefficient de réduction de la section lors du cisaillement, pour la section rectangulaire, $\kappa_c=5/6$. « E » est le module de Young, « G » est le module de cisaillement, « y » est la position de la fibre neutre considérée dans la section de la poutre. « ε_{cr} » est la déformation critique (voir le Tableau 2.1), et « ε_h » est la

déformation horizontale du sol transmise vers la structure. « ν » est le coefficient de Poisson.

Ici, la déflexion utilisée pour tracer l'abaque de Burland est la valeur minimale de Δ_f^* et Δ_{cis}^* . Pour notre modèle, représentant une poutre composite, composée de la fondation en silicone (partie basse) et du mur en blocs de bois (partie haute), les dimensions de la façade totale sont $250 \times 103 \text{ mm}^2$, correspondant à une valeur $L/H=2,4$. Pour le cas d'un matériau isotrope, le rapport E/G est déterminé par la formule $E/G=2(1+\nu)$. Ici, nous supposons que « ν » varie entre 0,2 et 0,3, ce qui est souvent rencontré dans les structures en maçonnerie [5]. Pour évaluer l'influence de la valeur de « ν » sur les seuils de dommages selon la méthode de Burland, nous examinons un exemple simple : lorsque la déformation critique du sol est $\varepsilon_{cr}=0,3$ (dommage sévère et très sévère), l'axe neutre est en bas $y=H$, et $L/H=2,4$, les seuils de cette classe de dommage selon les différentes valeurs de « ν » sont présentés dans la Figure 4.21. Cet exemple montre que (i) le seuil du niveau de dommage subit peu de changement quand « ν » augmente, et que dans le même temps (ii) le seuil de dommage diminue. Ce dernier signifie que plus la valeur de « ν » est petite, plus le résultat de l'approche sera dans le sens de la sécurité. Pour cette raison, la valeur $\nu=0,2$ est choisie pour la suite de ce travail de thèse.

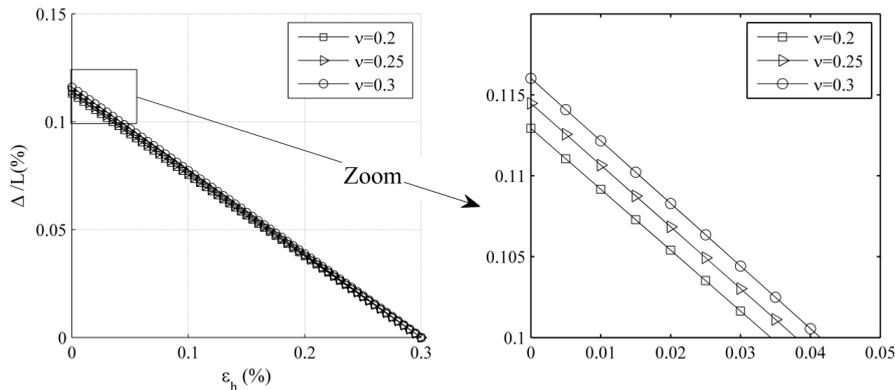


Figure 4.21. Exemple de l'influence du coefficient de Poisson « ν » sur le seuil de dommage selon la méthode de Burland [10]. Les paramètres sont : $\varepsilon_{cr}=0,3$ (déformation), $y=H$ (position de l'axe neutre), $L/H=2,4$, et la charge est uniformément répartie.

Les abaques de Burland correspondant au cas de la maquette actuelle de structure sont représentés dans la Figure 4.22. Dans cette figure, l'abaque gauche (Fig. 4.22a) considère que l'axe neutre se situe au centre de la structure, adapté raisonnablement pour le cas de la structure en zone concave. Alors que celui de droite (Fig. 4.22b) considère que l'axe neutre est en bas de la structure, exclusivement dédié au cas de zone convexe.

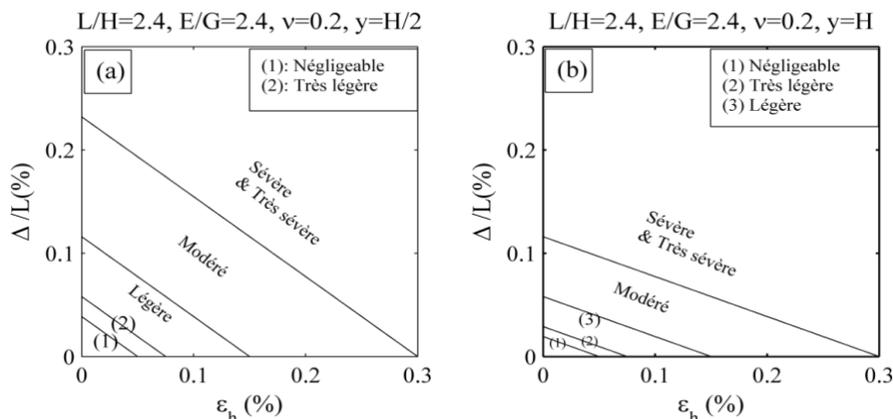


Figure 4.22. Adaptation de l'abaque de Burland [10] pour une maison individuelle en maçonnerie, considérant que l'axe neutre est (a) au centre, et (b) en bas de la structure. L/H est le rapport entre la longueur et la hauteur de la structure, E/G est le rapport entre le module de Young et le module de cisaillement de la structure, ν est le coefficient de Poisson, et y est la position de l'axe neutre.

4.4. Une méthode d'analyse des dommages pour la maçonnerie

4.4.1. Motivation

Comme discuté au Chapitre 2, l'identification des fissures dans la maçonnerie peut être effectuée en observant la déformation de Von-Mises [48, 49]. Cependant, les inconvénients sont l'imprécision lors de la détermination de la fissure et la valeur de la déformation de Von-Mises varie en fonction de la taille de la fenêtre de corrélation (ZOI), *i.e.*, la taille du maillage. Par conséquent, l'utilisation du champ du déplacement est plus favorable que l'utilisation du champ de la déformation pour l'identification des fissures. Nous avons discuté une telle utilisation à travers des modèles comme X-DIC et I-DIC. Ces modèles ont montré leur performance pour l'identification des fissures, mais ils sont complexes et ne sont pas recommandés par les expérimentateurs. De plus, un des points faibles de ces modèles réside dans la perte de la résolution spatiale. Ceci est critique parce qu'elle provoque une perte importante d'information aux bords de la région de corrélation (ROI) où dans certains cas les fissures commencent à apparaître.

Dans cette partie, nous proposons un modèle simple permettant de reproduire les fissures dans la maçonnerie en évitant le problème de perte de résolution spatiale. Le champ du déplacement obtenu est choisi comme point de départ de l'analyse. La conception du modèle s'inspire du fait que la maçonnerie est souvent modélisée par la méthode des éléments distincts et que le mur est considéré comme l'assemblage des différents blocs. Dans une telle description, le mouvement d'un bloc est décomposé en deux parties : la rotation et la translation. Puisque ce modèle est basé sur les données

de DIC et développé exclusivement pour la maçonnerie, nous l'appellerons dans la suite modèle « *DIC-M* » (ceci fait l'objet d'un article publié [80]). Les paragraphes suivants présentent la conception de ce modèle.

4.4.2. Reconstruction de la maçonnerie

4.4.2.1. Reconstruction de la géométrie

En raison de la perte de la résolution spatiale lors de l'utilisation d'un logiciel DIC, les points aux bords du mur ne sont pas pris en compte. Pour le mur en maçonnerie étudié dans cette thèse, ces points peuvent être reconstruits avec une bonne précision. Pour cela, la reconstruction de la géométrie des blocs est nécessaire. Ceci est réalisable parce que la taille des blocs et les dimensions du mur sont connues. Plus précisément, un nouveau système de blocs est d'abord construit, basé sur les dimensions idéales des blocs ($14 \times 7 \text{ mm}^2$). Le point clé se situe dans la détermination des coordonnées des interfaces entre blocs. Ensuite, la confrontation des coordonnées du nouveau système avec celles issues de la DIC est effectuée grâce à un *point de repère* (Fig. 4.23 a et b). Enfin, on peut chercher des points à l'intérieur de chaque bloc très facilement.

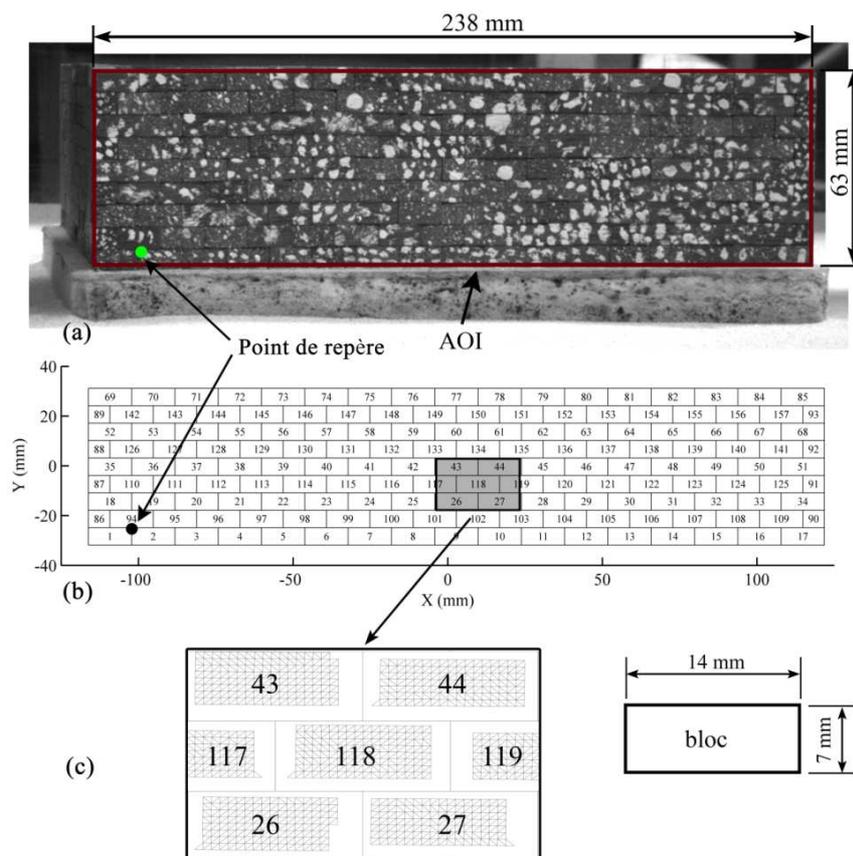


Figure 4.23. Reconstruction de la géométrie du mur. (a) Région de corrélation considérée dans le logiciel VIC-3D, (b) Nouveau système des coordonnées, et (c) Blocs en détail avec maillage.

Dans cette étape, la qualité de la géométrie reconstruite peut être affectée par trois facteurs principaux ci-dessous :

(i) Le premier facteur est lié aux coordonnées des points. En effet, dans un joint horizontal, les points doivent avoir les mêmes coordonnées Y, et dans un joint vertical, les points doivent avoir les mêmes coordonnées X. Pour cela, les caméras doivent être réglées de sorte que la ligne de projection des caméras soit alignée avec les joints horizontaux du mur observé.

(ii) Le deuxième facteur concerne la précision du point de repère.

(iii) Le dernier est lié aux défauts de fabrication des blocs. En particulier, les blocs en bois sont de dimensions légèrement différentes dues à la précision de la fabrication. Par conséquent, la détermination des points à l'intérieur d'un bloc peut être imprécise.

Une solution pour limiter les effets de (ii) et (iii) est de réduire la zone de recherche des points à l'intérieur dans le bloc considéré. Dans le présent travail, pour un bloc de dimensions théoriques 14 mm x 7 mm, correspondant à une surface de 98 mm², les dimensions de la zone de recherche sont réduites à 13,4 x 6,4 mm², correspondant à 87,5% de la surface totale, ce pourcentage étant le résultat d'une optimisation.

La Figure 4.23c représente les points (et le maillage associé) à l'intérieur de chaque bloc. L'image complète du mur en maçonnerie observé fait apparaître un mur qui contient 157 blocs, de deux types différents : les grands blocs de dimensions 14x7 mm² et les petits blocs de dimensions 7x7 mm². En réalité, les petits blocs sont aussi des grands blocs appartenant aux murs perpendiculaires au plan des caméras. Ainsi, les petits blocs se trouvent uniquement aux bords du mur. Ici, chaque grand bloc contient environ 150 points, contre 40 points seulement pour les petits blocs dus à la perte de la résolution spatiale.

4.4.2.2. Reconstruction des mouvements

En utilisant la technique DIC, le champ de déplacement \mathbf{u} d'un bloc est connu. L'objectif est de décomposer ce champ en deux parties : la rotation et la translation de corps rigide.

Considérons maintenant un bloc arbitraire dans le mur observé, occupant un volume Ω_0 à l'instant $t_0 = 0$ et la configuration actuelle Ω_t à l'instant t . Le déplacement d'un point matériel est exprimé par l'application $\boldsymbol{\varphi} : (\Omega_0 \times \mathbb{R}) \rightarrow \Omega_t$, qui est la transformation du point $\mathbf{X} \in \Omega_0$ à l'instant t_0 au point $\mathbf{x} = \boldsymbol{\varphi}(\mathbf{X}, t) \in \Omega_t$ à l'instant $t \in [0, T]$. Le déplacement du point \mathbf{X} à l'instant t est noté par :

$$\mathbf{u}(\mathbf{X}, t) = \mathbf{x} - \mathbf{X} \quad (4.48)$$

Pour la description lagrangienne, le gradient de la transformation du déplacement est un tenseur de second-ordre défini par :

$$\mathbf{F} = \nabla \boldsymbol{\varphi} \quad (4.49)$$

Dans ce travail de thèse, le tenseur Green-Lagrange à droite est utilisé pour le calcul de la déformation. Pour rappel de la mécanique des milieux continus, ce tenseur est déterminé à partir du gradient de la transformation comme suit :

$$\mathbf{C} = \mathbf{F}^T \mathbf{F} \quad (4.50)$$

Pour cela, le tenseur Green-Lagrange \mathbf{C} est d'abord décrit sous forme d'un tenseur des valeurs propres selon les directions principales. En utilisant l'opérateur de décomposition spectrale, le tenseur \mathbf{C} peut être exprimé sous forme :

$$\mathbf{C} = \sum_{i=1}^k \lambda_i \mathbf{n}_i \otimes \mathbf{n}_i \quad (4.51)$$

Où λ_i sont les valeurs propres de \mathbf{C} et \mathbf{n}_i sont les vecteurs des directions principales. $k=2$ pour un problème en deux dimensions et $k=3$ pour un problème en trois dimensions.

L'écriture du tenseur Green-Lagrange dans l'expression (4.51) permet de décrire le gradient de la transformation du déplacement \mathbf{F} suivant une décomposition polaire :

$$\mathbf{F} = \mathbf{R} \mathbf{U} \quad (4.52)$$

Où \mathbf{U} est le tenseur de déformation pure, calculé par la formule suivante :

$$\mathbf{U} = \mathbf{C}^{1/2} \quad (4.53)$$

Et \mathbf{R} est le tenseur de rotation pure. Lorsque \mathbf{R} est orthogonal, *i.e.*, $\mathbf{R}\mathbf{R}^T = \mathbf{R}^T\mathbf{R} = \mathbf{1}$, le tenseur de rotation pure du point \mathbf{X} du bloc considéré est déterminé à partir de (4.52) :

$$\mathbf{R} = \mathbf{F} \mathbf{U}^{-1} \quad (4.54)$$

Une autre manière pour calculer le tenseur \mathbf{R} est possible en observant la déformation d'un corps rigide. Pour les blocs rigides, le tenseur de la déformation pure est égal au tenseur unité, *i.e.*, $\mathbf{U} = \mathbf{1}$. Par conséquent, le tenseur de rotation pure \mathbf{R} peut être déterminé par la formule suivante :

$$\mathbf{R} = \mathbf{F} \quad (4.55)$$

Par ailleurs, la position du point \mathbf{X} à l'instant t peut être décrit comme suit :

$$\mathbf{x} = \mathbf{R}\mathbf{X} + \mathbf{c} + \mathbf{G}_0 \quad (4.56)$$

Où \mathbf{c} est la translation décrivant le mouvement du corps rigide et \mathbf{G}_0 est le centre de rotation. Par conséquent, la translation du point \mathbf{X} du bloc considéré est déterminée par la formule suivante :

$$\mathbf{c} = \mathbf{x} - \mathbf{R}\mathbf{X} - \mathbf{G}_0 \quad (4.57)$$

Notons dans l'expression (4.57) que le vecteur \mathbf{x} correspond aux coordonnées du point considéré à l'instant t (image déformée), et le vecteur \mathbf{X} correspond aux coordonnées de ce point à l'instant $t_0=0$ (image initiale).

Le point délicat est le calcul du centre de rotation \mathbf{G}_θ du point \mathbf{X} . Théoriquement, ceci peut être identifié en connaissant deux valeurs différentes de la rotation. En pratique, nous pouvons obtenir ces deux valeurs différentes de rotation en considérant que le centre de rotation est le même pour deux instants consécutifs « t » et « $t+1$ ». Cette considération est acceptable lorsque le chargement est lent. Cependant, les données obtenues à partir de l'analyse des images contiennent souvent des bruits de sorte que chaque point \mathbf{X} du bloc considéré a son propre centre de rotation. Une des solutions est qu'on considère que le centre de rotation coïncide avec le centre de gravité du bloc. Cette hypothèse est applicable lorsque l'angle de rotation est suffisamment petit. Dans ce travail de thèse, cette hypothèse est considérée. Puis, une étape de correction de la valeur de rotation est introduite au travers de la minimisation d'une fonction de coût.

4.4.3. Implémentation numérique

4.4.3.1. Discrétisation spatiale

Cette partie décrit la mise en œuvre des calculs des composantes de rotation et de translation du champ de déplacement \mathbf{u} , connu à partir de l'analyse des images.

Le calcul est basé sur la méthode des éléments finis standard, utilisant l'élément de type triangle à trois nœuds. Le maillage de chaque bloc est illustré dans la Figure 4.23c.

Pour chaque élément e , le gradient du déplacement peut être décrit comme ci-dessous :

$$\nabla \mathbf{u}^e = \mathbf{B}^e \mathbf{q}^e \quad (4.58)$$

Où \mathbf{B}^e et \mathbf{q}^e sont la matrice des fonctions de forme et le vecteur des déplacements nodaux de l'élément e . L'expression (4.58) permet de décrire le gradient de transformation \mathbf{F}^e de l'élément e comme suit :

$$\mathbf{F}^e = \mathbf{I} + \nabla \mathbf{u}^e \quad (4.59)$$

La rotation et la translation de l'élément e sont déterminées à partir des équations (4.54), (4.55), et (4.57). Précisément, la rotation peut être calculée à partir des formules suivantes :

$$\begin{cases} \mathbf{R}^e = \mathbf{F}^e \mathbf{U}^{e-l} \\ \mathbf{R}^e \approx \mathbf{F}^e \end{cases} \quad (4.60)$$

Où \mathbf{U}^e est la matrice de la déformation pure, $\mathbf{U}^e = (\mathbf{C}^e)^{1/2}$, avec \mathbf{C}^e déterminée à partir de (4.50) et (4.51).

Finalement, la translation de l'élément e est calculée comme suit :

$$\mathbf{c}^e = \mathbf{x}^e - \mathbf{R}^e \mathbf{X}^e - \mathbf{G}_0^e \quad (4.61)$$

Ici, la manière de calculer les composantes de la rotation et de la translation appelle les remarques suivantes :

(i) La rotation \mathbf{R}^e et la translation \mathbf{c}^e sont calculées et stockées au point Gauss de l'élément e . Pour ce travail de thèse, le point de Gauss choisi est le centre de gravité de l'élément e .

(ii) Les valeurs de \mathbf{R}^e et \mathbf{c}^e des différents éléments dans un bloc varient du fait des bruits de mesures. Ces valeurs doivent être cependant identiques pour un bloc rigide.

4.4.3.2. Fonction de coût

Puisque la rotation et la translation des points du bloc rigide doivent être identiques, une étape complémentaire est nécessaire pour la détermination de ces composantes. Pour cela, nous introduisons maintenant une nouvelle variable décrivant les composantes du mouvement au centre du bloc comme ci-dessous :

$$\mathbf{d} := \{\alpha, c_x, c_y\} \quad (4.62)$$

Où « α » est l'angle de rotation, « c_x » et « c_y » sont respectivement la translation horizontale et verticale du centre du bloc considéré. Ces valeurs sont proches des moyennes des éléments triangles contenus dans le bloc de sorte que nous puissions considérer que la solution initiale du problème est :

$$\alpha_0 = \frac{\sum \alpha_i}{n}; \quad c_{x0} = \frac{\sum c_{xi}}{n}; \quad c_{y0} = \frac{\sum c_{yi}}{n} \quad (4.63)$$

Avec « n » le nombre des éléments « triangles » dans le bloc considéré.

Pour optimiser ces valeurs, une des solutions est d'introduire une fonction de coût. Parce que le champ du déplacement \mathbf{u} est reconstruit à partir des expressions (4.48) et (4.56), les dérivées de \mathbf{u} sont connues. Selon [34], les fonctionnelles coûts de type moindres carrés sont particulièrement adaptés. Nous pouvons choisir une fonction de coût de cette famille telle que :

$$J(\mathbf{d}) = \sum (\mathbf{u} - \mathbf{u}^{exp})^2 \quad (4.64)$$

Plus précisément, la fonction (4.64) peut être décrite sous une forme indicelle telle que :

$$J(\mathbf{d}) = \sum_{k=1}^n j_k^2(\mathbf{d}) \quad (4.65)$$

Où « n » est le nombre de points dans le bloc considéré, et $j_k(\mathbf{d}) = \mathbf{u}_k(\mathbf{d}) - \mathbf{u}_k^{exp}$. Nous rappelons que le vecteur du déplacement $\mathbf{u}_k(\mathbf{d})$ est déterminé à partir de la combinaison des équations (4.48) et (4.56).

Pour ce travail de thèse, l'algorithme de descente de Levenberg-Marquardt est utilisé (voir [34]). Ainsi, les dérivées première (le gradient) et seconde (le hessien) de cette fonction peuvent être exprimées comme suit :

$$\begin{aligned} (\nabla_d J)_i &= \frac{\partial J}{\partial d_i} = 2 \sum_{k=1}^n j_k \frac{\partial j_k}{\partial x_i} \\ (H)_{ij} &\approx 2 \sum_{k=1}^n \left(\frac{\partial j_k}{\partial d_i} \frac{\partial j_k}{\partial d_j} \right) \end{aligned} \quad (4.66)$$

La matrice jacobienne, ou matrice de sensibilité, est définie par :

$$\mathbf{A} = \begin{pmatrix} \frac{\partial j_1}{\partial d_1} & \frac{\partial j_1}{\partial d_2} & \frac{\partial j_1}{\partial d_3} \\ \dots & \dots & \dots \\ \frac{\partial j_n}{\partial d_1} & \frac{\partial j_n}{\partial d_2} & \frac{\partial j_n}{\partial d_3} \end{pmatrix} \quad (4.67)$$

Ainsi, le gradient et le hessien dans l'équation (4.66) peuvent être exprimés par :

$$\begin{aligned} \nabla_d J &= 2\mathbf{A}\mathbf{j} \\ \mathbf{H} &\approx 2\mathbf{A}^T\mathbf{A} \end{aligned} \quad (4.68)$$

Où $\mathbf{j} = (j_1, \dots, j_n)^T$.

La minimisation de la fonction de coût consiste à chercher le vecteur \mathbf{d} après p itérations, i.e., $\mathbf{d}_p = \mathbf{d}_{p-1} + \Delta\mathbf{d}$. Selon l'algorithme de Levenberg-Marquardt, $\Delta\mathbf{d}$ est la solution du système d'équations linéaires suivant :

$$(\mathbf{A}^T\mathbf{A} + \lambda\mathbf{I})\Delta\mathbf{d} = -\mathbf{A}^T\mathbf{j} \quad (4.69)$$

Où λ est un facteur de régulation pour que le produit $(\mathbf{A}^T\mathbf{A})$ soit défini positif.

Le critère d'arrêt est choisi pour assurer que la différence entre valeurs expérimentales et valeurs calculées soit inférieure ou égale à 5%. Pour cela, la fonction objectif est choisie comme suit :

$$\delta(\mathbf{d}) = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{u_i^{cal} - u_i^{exp}}{u_i^{exp}} \right)^2} \leq 5\% \quad (4.70)$$

Ici, la sensibilité de la fonction de coût en numérique n'est pas étudiée, mais une analyse de sensibilité aux paramètres est réalisée par la simulation de Monte-Carlo, comme nous le montrons dans le paragraphe 4.4.4.3. L'étude de sensibilité numérique peut être effectuée par la méthode des différences finies, ex. [34].

4.4.4. Indicateur de dommages lié à la longueur des fissures

4.4.4.1. Conception

Dans cette partie, nous proposons un indicateur de dommages lié à la longueur des fissures, conçu à partir des résultats du modèle DIC-M. La classification des dommages selon la largeur des fissures présentée dans le Tableau 2.1 correspond parfaitement à notre objectif. Dans ce système de classification, les trois premières classes D_0 , D_1 , et D_2 sont associées à un niveau de dommage négligeable à léger, correspondant à un dégât architectural. Les classes D_3 et D_4 sont associées à un niveau de dommage modéré à sévère, et liées à des dégâts fonctionnels qui nécessitent une réparation afin de remettre le bâtiment en service. La classe D_5 concerne les dégâts structuraux qui affectent la stabilité intégrale du bâtiment.

Le modèle DIC-M fournit le champ de déplacement complet, en incluant les blocs aux bords du mur. Cela signifie que la possibilité de perte de résolution spatiale a été éliminée. Pour la quantification des fissures, nous introduisons ici la *longueur élémentaire* d'un point de fissure, correspondant à une classe de dommages D_i . La définition de cette longueur est illustrée par la Figure 4.24. D'abord, un maillage régulier est généré pour l'identification des points sur les joints (Fig. 4.24a).

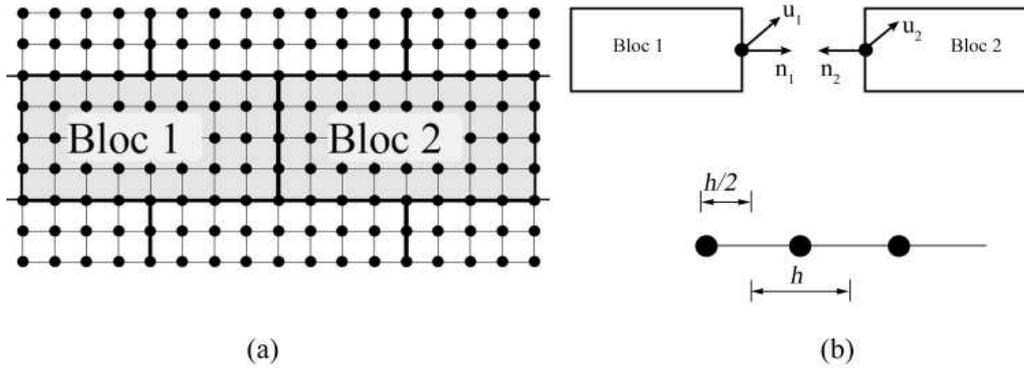


Figure 4.24. (a) Interface entre deux blocs et (b) définition de la longueur pour chaque point sur l'interface. « u_1 , u_2 » sont les déplacements du bloc 1 et 2. « n_1 et n_2 » sont les vecteurs normaux sortant de l'interface du bloc 1 et 2. « h » est le pas du maillage.

Pour un point de l'interface entre deux blocs dans la Figure 4.24b en haut, la largeur de fissure est définie comme suit :

$$\Delta u = u_1 n_1 + u_2 n_2 \quad (4.71)$$

Où u_1 , u_2 sont les déplacements du bloc 1 et 2. Respectivement, n_1 et n_2 sont les vecteurs normaux sortant de l'interface du bloc 1 et 2.

Dans l'équation (4.71), une valeur négative de Δu correspond à une ouverture de fissure. Pour un point de la fissure, la longueur élémentaire est égale à h pour les

points intérieurs et égale à $h/2$ pour les points aux bords du mur (Fig. 4.24b en bas). Ce point de fissure est ensuite lié à une des classes de dommages (Tableau 2.1). Nous notons que les points qui sont à l'intersection de trois blocs ne sont pas pris en compte, parce que le calcul de Δu de ces points présente des erreurs.

Pour chaque classe de dommages, nous pouvons déterminer le nombre de points de fissures. En conséquence, la longueur des fissures pour la classe D_i est déterminée sous une forme adimensionnelle comme suit :

$$L_{Di}^* = \frac{1}{L_0} \sum_{j=1}^n l_{Di}^j \quad (4.72)$$

Où « l_{Di}^j » est la longueur discrète associée au point de contact « j », associée à la classe de dommages « D_i ». La Figure 4.24b montre que la valeur l_{Di}^j est égale au pas du maillage, *i.e.*, $l_{Di}^j = h$, pour les points à l'intérieur du mur, et $l_{Di}^j = h/2$ pour les points aux bords du mur. Le terme « n » indique le nombre des points dans la classe D_i . « L_0 » est la longueur totale des joints (joints verticaux et horizontaux).

Le processus de calcul de la longueur des fissures (4.72) appelle deux remarques. Premièrement, la valeur de L_{Di}^* est proportionnelle au nombre de points (n) puisque les longueurs élémentaires sont fixes. Deuxièmement, la version originale du système de classification des dommages selon la largeur des fissures contient 6 classes de D_0 à D_5 (Tableau 2.1), par conséquent, selon l'équation (4.72), les fissures ont également 6 longueurs de $L_{D_0}^*$ à $L_{D_5}^*$ et la somme de celles-ci doit être égale à 1. Ceci signifie que :

$$\sum_{i=1}^6 L_{Di}^* = 1 \quad (4.73)$$

Ainsi, nous pouvons déterminer « *la classe de dommages moyenne* » comme ci-dessous :

$$D_m = \sum_{i=1}^6 (L_{Di}^* \times D_i) \quad (4.74)$$

Où « D_i » prend les valeurs de 1 à 6, correspondant aux 6 classes de dommages.

Le calcul de D_m selon l'équation (4.74) permet d'aborder une première estimation du niveau de dommage de la structure. En plus, il permet de faire la comparaison des niveaux de dommages pour les différentes positions de la structure étudiées, comme nous le montrerons dans le chapitre 5.

4.4.4.2. Incertitude de mesures

Dans le chapitre 3, nous avons proposé une analyse des images statiques pour évaluer l'incertitude des mesures de déplacement. De plus, nous avons montré que l'option incrémentale est favorable par rapport à l'objectif d'analyse des

caractéristiques de fissures. Cependant, cette option entraîne une propagation des erreurs de mesures. Cette partie discute de la détermination du nombre maximal des images par essai pour une erreur de mesure acceptable.

La technique DIC entraîne des faux déplacements lors de l'analyse des images statiques. Cela signifie que cette technique peut produire le calcul de fausses fissures. Pour l'évaluation de ces fausses fissures, nous reprenons dans cette partie l'exemple de l'analyse des 1000 images statiques du chapitre 3. Ici, le modèle DIC-M est utilisé pour la détermination des valeurs de Δu . En prenant en compte le facteur d'échelle, $1/40$, du modèle physique réduit, les valeurs de Δu doivent être multipliées par 40 pour correspondre à l'échelle du prototype. La Figure 4.25 présente les histogrammes et les probabilités de détermination de fausses fissures pour les 1000 images statiques. Les Figures 4.25a-d montrent que la largeur des fausses fissures croît lorsque le nombre d'images statiques augmente. De plus, dans la Figure 4.25e, nous constatons que les 100 premières images fournissent 95% des valeurs d'ouverture de fissures Δu qui sont inférieures à 1 mm. Pour ce travail de thèse, nous acceptons une incertitude de Δu jusqu'à 1 mm. En conséquence, le nombre maximal d'images à prendre dans un essai est 100 images, puisque le nombre d'images de l'essai devrait être égal au nombre des images statiques.

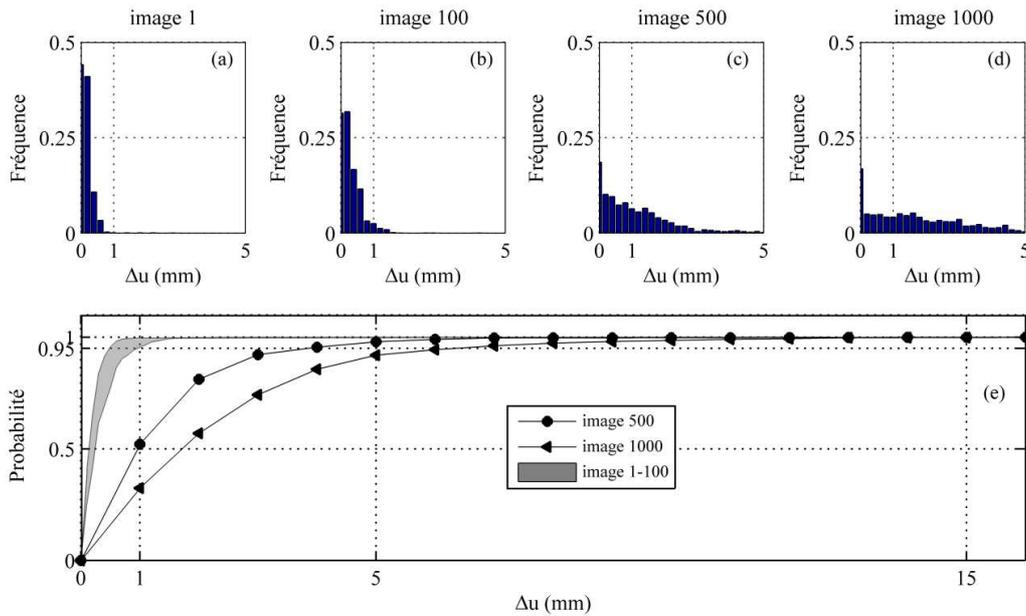


Figure 4.25. (a) Histogramme et (b) probabilité de détermination des «fausses fissures».

L'acceptation d'une incertitude sur la largeur des fissures de 1 mm signifie que les fissures des classes D_0 et D_1 ne sont pas déterminées précisément. Par commodité, nous groupons donc ces deux classes en une seule classe, notée $D_{0\&1}$, et l'analyse des dommages de cette classe ne sera pas faite dans la suite des travaux. Cette analyse se focalisera sur les classes de dommages au-delà de D_2 .

Par ailleurs, pour faciliter la comparaison avec les autres systèmes de classification de dommages, ex. la classification selon les déformations [8], nous combinons les classes D_4 et D_5 en une seule classe $D_{4\&5}$, correspondant plutôt aux dégâts structuraux

parce que la déformation horizontale de la structure est supérieure à 0,3% (selon Boscardin [8]).

4.4.4.3. Intervalle de confiance

Cette partie discute la détermination de l'intervalle de confiance pour l'indicateur de dommages proposé, *i.e.*, la longueur relative des fissures définie dans l'équation (4.72). Pour cela, la simulation de Monte-Carlo [81] est proposée, parce que les histogrammes des erreurs de mesures (des déplacements et des largeurs des fissures) sont connus. Cette simulation est particulièrement efficace pour les systèmes complexes avec plusieurs variations des variables comme notre système.

Pour ce travail de thèse, le nombre des images statiques et des images déformées lors d'un essai sont identiques, égaux à 100 images. Puisque les erreurs croissent en fonction du nombre d'images, les erreurs calculées à partir de l'image statique 100 sont maximales. En pratique, ces valeurs peuvent être considérées comme identiques pour toutes les images. Certes, les images de 1 à 99 présentent des erreurs inférieures à celles de l'image 100, mais cette manière de calculer permet de gagner du temps et va dans le sens de la sécurité puisque les erreurs maximales sont prises en compte.

L'application de la simulation de Monte-Carlo peut être effectuée en utilisant l'histogramme de la largeur des fausses fissures de l'image statique 100 présenté dans la Figure 4.25b. Chaque tirage de cet histogramme donne une valeur appelée $\delta_{\Delta u}$. L'analyse de chaque image déformée donne une valeur de la largeur des vraies fissures, notée Δu . En conséquence, la classification des dommages est effectuée à partir de la valeur $\Delta u' = \Delta u + \delta_{\Delta u}$. Ce type de simulation est effectué après l'étape de reconstruction de la maçonnerie, donc rapide. Cependant, la loi de cette distribution est arbitraire et ceci pose les difficultés lors de l'utilisation du logiciel Matlab. Plus précisément, les fonctions disponibles de Matlab sont pour le tirage selon la distribution normale ou selon la distribution uniforme. Pour franchir cette difficulté, une des solutions est l'utilisation d'un histogramme de la largeur des fausses fissures déduit à partir des histogrammes des déplacements horizontaux et verticaux (Figs. 3.14 c et f du chapitre 3). Cet histogramme est conçu à partir de l'équation (4.71). Ici, nous considérons que chaque point de l'image a la même loi de distribution, *i.e.*, les mêmes valeurs de la moyenne et de l'écart-type. Ainsi, cette loi est applicable pour les points sur les interfaces des blocs. Selon l'équation (4.71), la largeur de fissure d'un point sur l'interface entre deux blocs 1 et 2 est déterminée à partir de deux valeurs du déplacement normal. Par conséquent, l'erreur de la largeur de fissure peut être déterminée par la formule suivante :

$$\delta_{\Delta u} = \sqrt{2}\delta_d \quad (4.75)$$

Où l'indice « d » dénote le déplacement vertical (v) ou horizontal (u) obtenu à partir de l'analyse des images dans VIC-3D.

L'Équation (4.75) montre que la distribution de $\delta_{\Delta u}$ a la même forme que δ_d , mais la valeur d'écart-type est multipliée par $\sqrt{2}$. Ici, nous constatons qu'il y a deux distributions différentes de $\delta_{\Delta u}$, correspondant aux distributions du déplacement vertical et horizontal. Pour ce travail de thèse, ces deux distributions de $\delta_{\Delta u}$ sont assumées indépendantes en raison de la difficulté de la détermination de la relation entre le déplacement vertical et horizontal, *i.e.*, la relation u-v.

Une autre solution est l'utilisation des lois de distributions des déplacements dont le tirage est effectué avant l'étape de reconstruction de la maçonnerie. Cependant, ce type de simulation est très couteux en termes de temps de calcul. En effet, chaque tirage appliqué pour 100 images coute 5 heures de calcul pour un ordinateur à un seul processeur (3 minutes/image, incluant le temps de la reconstruction des mouvements des blocs, de la minimisation de la fonction de coût, et du calcul de la longueur des fissures), donc pour 10^6 tirages par exemple, le temps de calcul sera $5 \times 10^6 / (24 \times 365) = 571$ ans. Même dans le cas de 100 tirages, le temps de calcul sera 21 jours. Par conséquent, cette solution n'a pas été choisie.

La Figure 4.26 illustre le résultat de 10^6 simulations (une image ayant 3000 points environ sur les joints). Les trois premières classes $D_{0\&1}$, D_2 , et D_3 peuvent être modélisées par une loi normale. Cependant, ceci n'est pas applicable pour la classe $D_{4\&5}$, parce qu'il y a très peu de variation de sorte que la distribution est très pointue. Ici, on note que l'intervalle de confiance de 3% de L_D^* pour les deux premières classes $D_{0\&1}$ et D_2 , correspondant à une longueur cumulée de fissure de 3,6 m qui est égale à la hauteur d'un étage pour une maison individuelle (échelle du prototype). Cependant, ceci ne concerne que les petites fissures (non connectées) dans les classes de dommages légers. Ainsi, nous négligeons les classes $D_{0\&1}$ et D_2 , et leur incertitude de la longueur des fissures dans notre analyse de dommages de la structure.

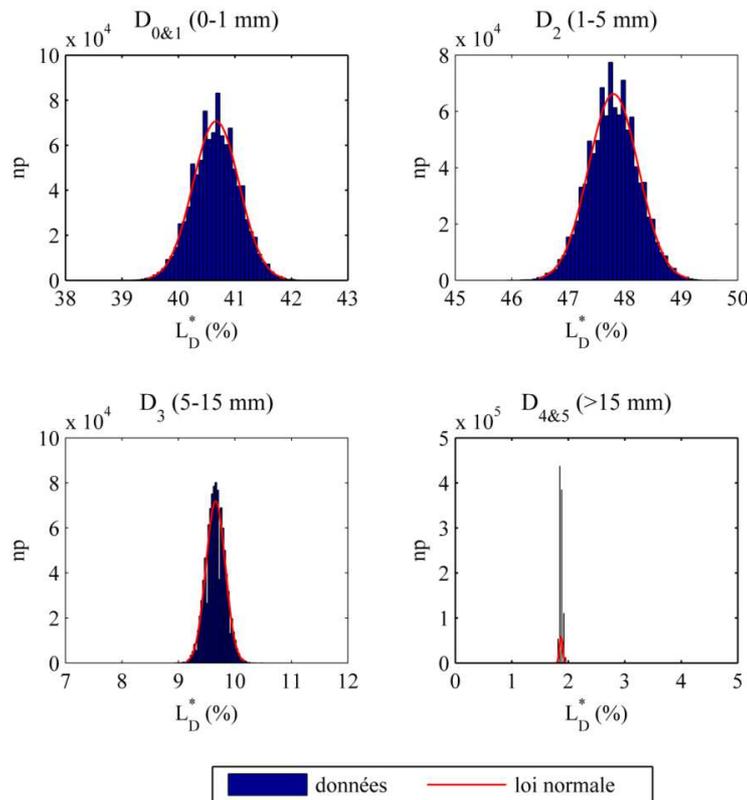


Figure 4.26. Histogramme de la longueur relative des fissures de la (a) classe $D_{0\&1}$, (b) classe D_2 , (c) classe D_3 , et classe $D_{4\&5}$. « np » est le nombre des points. L_D^* est la longueur relative des fissures.

Par rapport aux deux premières classes de dommages, les longueurs des fissures de deux dernières classes de dommages D_3 et $D_{4\&5}$ ont les intervalles de confiances moins importantes : $\pm 1\%$ pour la classe D_3 , et $\pm 0,5\%$ pour la classe $D_{4\&5}$ (Fig.4.26). A l'échelle du prototype, l'incertitude de $\pm 1\%$ correspond à une fissure 1,2 m (la moitié de la hauteur d'un étage d'une maison individuelle). Alors que celle-ci de $\pm 0,5\%$ correspond à une fissure 0,6 m (une hauteur de deux moellons). En conséquence, l'intervalle de confiance de la classe D_3 est le plus significatif et ceci doit particulièrement être pris en compte dans l'évaluation des dommages.

4.4.5. Résumé de l'algorithme

4.4.5.1. Calculs des rotations et des translations des blocs

Données : les coordonnées (x, y) et les déplacements $\mathbf{u}=(u, v)$ des points de la surface du mur en maçonnerie. Certaines données ne sont pas disponibles à cause de la perte d'information en quelques points (due à la non-convergence de la corrélation d'images). Les étapes de calculs sont présentées schématiquement comme suit :

Processus :

1. Reconstruction de la géométrie des blocs
 - a) Construction d'un nouveau système de coordonnées, basé sur les dimensions des blocs et du mur.
 - b) Confrontation du nouveau système avec celui donné par le logiciel DIC
2. Identification des points à l'intérieur des blocs

For $i=1 : n$ (n est le nombre des blocs)

 - a) Détermination des points à l'intérieur du bloc i
 - b) Triangulation des nœuds, matrice de connectivité, centre de gravité de chaque élément.

End

BOUCLE : pour chaque image

3. Calculs des paramètres

For $i=1 : n$ (n est le nombre des blocs)

For $j=1 : m_i$ (m_i est le nombre des éléments du bloc i)

a) *Si l'utilisation de la formule exacte pour calculer la rotation*

* Calculs des gradients et des déformations

$$\nabla u = B \cdot q$$

$$F = I + \nabla u$$

$$C = F^T \cdot F$$

$$C' = \sum \lambda_a^2 n_a \otimes n_a$$

$$U = C'^{1/2}$$

* Calculs de la rotation et de la translation

$$R = F \cdot U^{-1} \text{ (formule exacte)}$$

$$c = x - R \cdot X - G_0$$

G_0 est le vecteur des coordonnées du centre de gravité du bloc i

b) Si non : l'utilisation de la formule approximative pour calculer la rotation

$$\nabla u = B \cdot q$$

$$F = 1 + \nabla u$$

$$R = F \text{ (formule approximative)}$$

$$c = x - R \cdot X - G_0$$

End

End

4. Minimisation de la fonction de coût (pour le bloc rigide)

a) Utilisation de l'algorithme de Levenberg-Marguardt avec les valeurs initiales :

$$\alpha_0 = \frac{\sum \alpha_i}{n}; \quad c_{x0} = \frac{\sum c_{xi}}{n}; \quad c_{y0} = \frac{\sum c_{yi}}{n}$$

b) Calculs des déplacements des points, appelés \mathbf{u}^{cal}

c) For $i=1 : n$ (n est le nombre des blocs)

Tant que $\delta > 5\%$

i) Résolution du problème de minimisation de la fonction de coût

$$J(\mathbf{d}) = \sum (\mathbf{u} - \mathbf{u}^{\text{exp}})^2, \text{ avec } \mathbf{d} := \{\alpha, c_x, c_y\}$$

Le résultat est $\Delta \mathbf{d}$

ii) Recalculer les rotations et les translations : $\mathbf{d} = \mathbf{d} + \Delta \mathbf{d}$

iii) Recalculer les déplacements des points

iv) Calculer la fonction objectif

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{u_i^{\text{cal}} - u_i^{\text{exp}}}{u_i^{\text{exp}}} \right)^2}$$

End

End

Nous soulignons que les données de chaque image sont indépendantes, pour gagner le temps, le code est rédigé pour le calcul parallèle sur une machine multiprocesseurs.

4.4.5.2. Calcul de la longueur cumulée des fissures

Les calculs de la longueur des fissures a pour objectif de déterminer la longueur des fissures pour chaque classe de dommages, intégrant les erreurs de mesures. Ces calculs sont également implantés dans un algorithme de calcul parallèle sur une machine multiprocesseurs.

Données : les rotations et les translations des blocs calculées à partir du programme précédent (voir Section 4.4.5.1).

Processus :

1. Génération d'un maillage régulier, détermination des points de contact sur les joints, et des vecteurs normaux sortant de l'interface.

BOUCLE : pour chaque image

2. Simulation de Monte-Carlo

a) For $i=1 : k$ (k est le nombre de tirage)

joints i) Calculs des largeurs (ouvertures) des fissures pour chaque point des joints

$$\Delta u = \mathbf{u}_1 \mathbf{n}_1 + \mathbf{u}_2 \mathbf{n}_2$$

ii) Tirage selon la loi normale de $\delta \Delta u$

$$\Delta u = \Delta u + \delta_{\Delta u}$$

iii) Classification les valeurs de Δu selon différentes classes de dommages

iv) Calcul de la longueur des fissures pour chaque classe de dommages

$$L_{Di}^* = \frac{1}{L_0} \sum_{j=1}^n l_{Di}^j$$

End

b) Calcul de l'intervalle de confiance à partir de k valeurs de L_{Di}^* de k simulations, assumant que la distribution de L_{Di}^* obéit la loi normale.

4.4.6. Exemples

Les paragraphes suivants illustrent la performance du modèle DIC-M pour calculer l'indicateur des longueurs des fissures ainsi que son intervalle de confiance. Pour cela, deux exemples sont présentés : le mur en zone concave (position P_1) et en zone convexe (position P_2), voir la Figure 3.12. Pour chaque exemple, le nombre de simulations est 10^6 . Ici, l'intervalle de confiance de chaque valeur de longueur des fissures correspond à deux fois la valeur de l'écart-type, *i.e.*, $\pm 2\sigma L_{Di}^*$. Ceci présente 95% de chance pour la valeur de L_{Di}^* d'être dans cet intervalle.

La Figure 4.27 représente l'indicateur des longueurs des fissures dans le cas où la structure est en zone concave (position P_1). Puis, la Figure 4.28 représente l'indicateur des longueurs des fissures dans le cas où la structure est en zone convexe (position P_2).

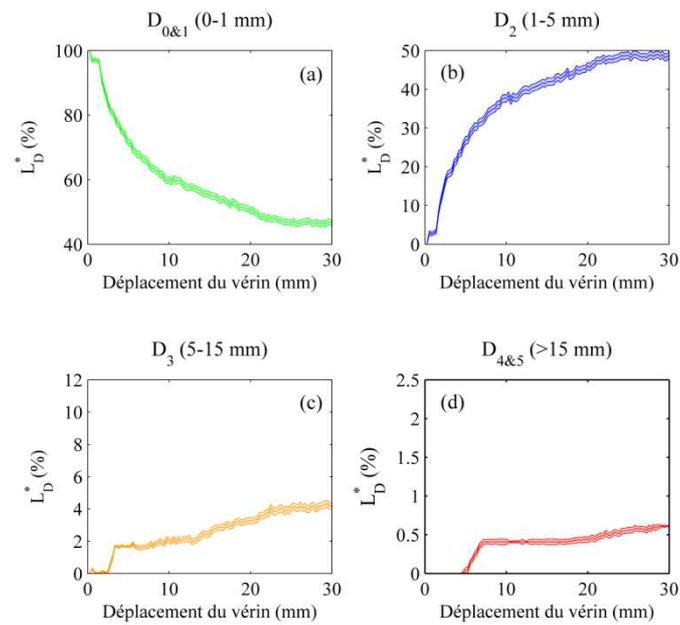


Figure 4.27. Structure en position P_1 : intervalle de confiance pour l'indicateur de dommages. L_D^* est la longueur cumulée des fissures (relative). La classe $D_{0\&1}$ correspond à une ouverture de fissures entre 0 et 1 mm, D_2 pour une ouverture de fissures 1-5 mm, D_3 pour une ouverture de fissures 5-15 mm, et $D_{4\&5}$ pour une ouverture de fissures supérieure à 15 mm.

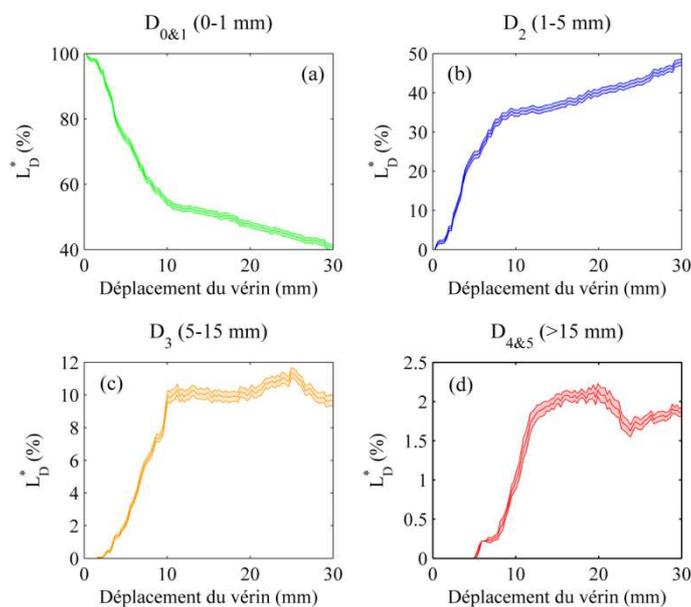


Figure 4.28. Structure en position P_2 : intervalle de confiance pour l'indicateur de dommages. L_D^* est la longueur cumulée des fissures (relative). La classe $D_{0\&1}$ correspond à une ouverture de fissures entre 0 et 1 mm, D_2 pour une ouverture de fissures 1-5 mm, D_3 pour une ouverture de fissures 5-15 mm, et $D_{4\&5}$ pour une ouverture de fissures supérieure à 15 mm.

Nous constatons que toutes les courbes de ces deux exemples (Fig. 4.27 et Fig. 4.28) présentent des intervalles de confiance faibles. De plus, on note qu'il n'y a pas de différence importante pour chaque classe de dommages. Ceci est dû au fait que l'utilisation des images statiques pour estimer l'intervalle de confiance donne les sources d'erreurs similaires. Pour ces raisons, nous pouvons prendre ces résultats pour appliquer aux autres essais : l'intervalle de confiance est pris $\pm 3\%$ pour les classes $D_{0\&1}$ et D_2 , $\pm 1\%$ pour la classe D_3 , et $\pm 0,5\%$ pour la classe $D_{4\&5}$.

4.5. Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre une méthodologie permettant de traiter les résultats obtenus à partir des essais du modèle physique réduit. Dans un premier temps, le problème inverse d'interaction sol-structure a été tout d'abord résolu à l'aide d'un modèle d'interaction sol-structure 2D original basé sur le modèle de Winkler. L'originalité de ce modèle réside dans sa capacité à prendre en compte le profil du sol et le mouvement de corps rigide de la structure, tout en supposant que le module de la réaction du sol est variable. Des adaptations ont été proposées pour son application dans le cas de ce travail de thèse. Les différents exemples étudiés ont démontré l'intérêt de notre méthode dans l'interprétation des mécanismes physiques mis en jeu (perte de contact par exemple).

Dans un deuxième temps, nous avons proposé le modèle DIC-M permettant de reproduire les fissures de la maçonnerie, à partir des données de DIC. Grâce à ce modèle, trois informations importantes sur les fissures ont été déterminées : la longueur, la largeur, et la localisation. Ces informations permettent de construire une méthode d'évaluation des dommages basée notamment sur un nouvel indicateur de dommages lié à la longueur cumulée des fissures. On va démontrer que cette méthode sera plus pertinente que les méthodes conventionnelles. Cette évaluation constituera l'objectif essentiel du Chapitre 5. Contrairement aux indicateurs conventionnels, basés sur des informations globales sur la structure et sa sollicitation et résumés par une seule valeur (dans quelle classe de dommages la structure se situe-t-elle ?), l'indicateur proposé est complexe car :

- donnant un pourcentage de mobilisation dans la structure de 4 niveaux de dommage
- et dont la détermination fait appel à des quantités locales évaluées au niveau du bloc individuel constituant la structure.

Il peut ainsi être qualifié d'indicateur « multi-échelle ».

L'intervalle de confiance de cet indicateur a été évalué en utilisant une simulation de Monte-Carlo des erreurs de mesures obtenues à partir de l'analyse des images statiques. Les résultats montrent que l'intervalle de confiance maximal de la longueur relative des fissures peut être estimé à $\pm 3\%$ pour les classes $D_{0\&1}$ et D_2 , à $\pm 1\%$ pour la classe D_3 , et à $\pm 0,5\%$ pour la classe $D_{4\&5}$.

En plus des deux problèmes inverses présentés, nous avons étudié la performance de la technique DIC à travers d'une analyse des fausses fissures causées par les images statiques. Plus précisément, les images statiques ont d'abord été analysées par le logiciel DIC (VIC-3D) pour obtenir les faux déplacements, ou les erreurs systématique de mesures, puis ils sont injectés dans le modèle DIC-M pour obtenir les

fausses fissures. Enfin, une étude a été effectuée pour déterminer le nombre d'images à capturer. Pour ce travail de thèse, l'erreur acceptable retenue pour la largeur des fissures est inférieure à 1 mm, ce qui correspond à un nombre maximal d'images de 100 (95% des points des joints du mur présentent des fausses fissures inférieures à 1 mm). Ceci signifie que le nombre des images à capturer dans un « vrai » essai ne doit pas dépasser 100 images (le nombre des images statiques doit être identique à celui des vraies images déformées). Par ailleurs, la classe $D_{0\&1}$ (fissures inférieures à 1mm) ne sera pas considérée lors de l'évaluation des dommages.

Chapitre V

Evaluation des dommages d'une maison individuelle en maçonnerie soumise à des mouvements de terrain à l'aide de l'expérimentation physique

5.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est d'appliquer la démarche d'évaluation des dommages présentée dans le chapitre précédent pour l'évaluation de dommages potentiels d'une maison individuelle en maçonnerie typiquement rencontrée dans des mouvements de terrain. Dans ce chapitre, une campagne d'essais est réalisée pour l'étude de l'influence de la position de la structure sur le niveau de dommages. L'exploitation des résultats des essais est effectuée par les outils développés au Chapitre 4. Pour déterminer le niveau de dommages, celui-ci est basé sur la convergence de plusieurs indicateurs de dommages, prenant en compte la localisation des fissures et les modes de rupture.

Nous rappelons que le prototype représente une maison individuelle en maçonnerie de deux étages dont la surface typique est $10 \times 10 \text{ m}^2$ et la hauteur est 4 m. Les murs sont en maçonnerie et la fondation est en béton armé, encastrée à une profondeur de 0,9 m. Une maquette de cette maison à l'échelle réduite de 1/40 est conçue en respectant les conditions de similitude imposées. Parmi les essais réalisés pour cette maquette, seuls les résultats les plus pertinents sont détaillés. Ceux-ci concernent notamment les essais de la structure sans murs de cloison représentant la maçonnerie de joints vifs. Les résultats d'essais sur d'autres structures telles que la structure avec murs de cloison ou avec une maçonnerie de joints de mortier sont présentés sous forme d'une synthèse. Toutefois, les détails de l'ensemble des 16 essais réalisés (dont 12 sur la plate-forme d'essais et 4 au bureau) peuvent être consultés dans les Annexes C et D.

Le chapitre se compose de quatre sections. Les analyses globales de la réponse du système sol-fondation-maçonnerie sont tout d'abord abordées dans la première section. Ceci inclut des premières observations de l'état déformé et des déplacements de l'ensemble des murs, puis nous nous intéressons plus en détail aux évolutions de la pente et de la déflexion maximale de la fondation, et à celle de la déformation dans le plan du mur observé. Dans la deuxième section, nous évaluons le dommage induit dans la structure selon les méthodes conventionnelles en discutant les avantages et les limites de celles-ci. La troisième section est la plus importante : nous y exposons nos analyses sur le niveau de dommages utilisant les outils développés. En particulier, cette section propose un guide d'usage de l'indicateur de dommages multi-échelle développé en pratique. Dans la dernière partie, nous synthétisons les résultats de l'ensemble des essais réalisés, portant notamment sur la comparaison des comportements et des niveaux de dommages des différentes structures étudiées.

5.2. Réponse de la maçonnerie de joints vifs

5.2.1. Premières observations

Cette partie décrit les premières observations sur les comportements de la maquette de la structure pour les trois positions P_1 , P_2 , et P_3 . Pour mieux comprendre ces réponses, nous comparons ici la maquette de ce travail de thèse avec celle de Das Dores [53] (voir la section 3.2.5). Le point commun de ces deux maquettes est l'utilisation de la même fondation en silicone, mais la maquette considérée ici contient quatre murs alors que celle de Das Dores n'a aucun mur.

La Figure 5.1 présente les déplacements verticaux de la structure et du sol lorsque les maquettes sont en position P_1 . Lors d'un essai, une perturbation du sol sur les bords latéraux des maquettes est observée. Cette perturbation est due à la faible résistance au cisaillement du sol, parce que le sol sableux est non-cohésif. L'observation du déplacement vertical de la maquette de Das Dores dans les Figures 5.1a, c, e montre que les déplacements, w , sont assez symétriques, les valeurs les plus importantes sont au centre du vérin, puisque les excentricités de la structure par rapport au centre du vérin selon les directions x et y sont nulles ($e_x=e_y=0$). De plus, cette maquette se déforme essentiellement de manière concave. A partir de ces observations, nous pouvons en déduire pour la maquette de ce travail (Figs. 5.1b, d, f) que les murs sont en compression.

Pour la position P_2 , les déplacements verticaux du sol et de la structure sont présentés dans la Figure 5.2. Dans cette figure, la maquette de Das Dores fléchit de manière symétrique selon l'axe diagonal, parce que les excentricités sont identiques et non-nulles ($e_x=e_y=0,5$), voir les Figures 5.2a, c, e. Les parties de la maquette pour lesquelles les déplacements sont de couleur blanc, correspondent à de faibles déplacements entre -1,5 et 2 mm et sont peu affectées par les mouvements du sable. Logiquement, pour la maquette de ce travail de thèse (Figs. 5.2b, d, f), les deux murs en haut et à gauche présentent de faibles déformations. A l'inverse, les deux murs en bas et à droite doivent se comporter comme une poutre console.

Concernant la position P_3 présentée dans la Figure 5.3, les déplacements verticaux de la maquette de Das Dores (Figs. 5.3a, c, e) sont quasi-symétriques selon la direction x et cette maquette est en zone convexe dans cette direction. A l'inverse,

elle est sollicitée en zone concave dans la direction y , notamment dans la partie proche du centre du vérin. Ce contraste est lié aux valeurs d'excentricité de la structure par rapport au centre du vérin. Contrairement aux positions P_1 et P_2 dont les excentricités sont identiques selon les directions x et y ($e_x=e_y$), les valeurs d'excentricité de la position P_3 sont différentes : $e_x=0,5$ contre $e_y = 0$. D'autant plus que la taille de la cuvette de tassement n'est pas suffisamment grande par rapport à celle de la plaque. Par conséquent, lorsque le vérin descend, la plaque en silicone (fondation) se déforme selon la forme de la cuvette du sol de sorte que la forme de la maquette ressemble à celle de la surface du sol. Basé sur ces observations, nous pouvons en déduire dans la maquette de ce travail de thèse (Figs. 5.3b, d, f) que les deux murs en haut et en bas doivent se déformer comme une poutre en console. Dans le même temps, le mur à droite (proche du centre du vérin) est en zone concave, ayant une forte pente hors plan. Lorsque cette pente est suffisamment importante, une chute des blocs se produit (Figs 5.3d, f). Quant au mur à gauche, celui-ci est soumis également une pente hors plan, mais cette pente est moins significative que celle du mur à droite. En effet, seuls les blocs du mur à droite sont tombés quand le déplacement du vérin atteint 20 mm alors que le mur à gauche est encore stable (voir Figure 5.3d). Les blocs du mur à gauche sont tombés plus tard à la fin de l'essai (Fig. 5.3f).

Comme nous avons l'indiqué, seul un des quatre murs de la maquette de la structure est observé par les caméras (caméras 3&4, voir la Figure 3.10). Pour mieux comprendre la réponse de ce mur, nous complétons les analyses ci-dessus par une comparaison des états déformés hors-plan de ce mur pour les trois positions étudiées. Cette comparaison est présentée dans la Figure 5.4 lorsque le déplacement du vérin atteint 20 mm. Les blocs du mur observé en positions P_1 et P_3 ont tendance se déplacer vers l'intérieur de la maquette, ou vers le centre du vérin, alors qu'en position P_2 ceux-ci se déplacent vers l'extérieur de la maquette. En combinant ces observations avec celles décrites dans les paragraphes au-dessus, nous pouvons conclure que le mur observé en position P_1 est en zone concave et les blocs ont tendance à se déplacer vers l'intérieur de la maquette de la structure. Le mur en position P_2 est en zone convexe et les blocs ont tendance à se déplacer vers l'extérieur. Alors que pour la position P_3 qui présente une combinaison des déformées de la position P_1 et de la position P_2 , ce mur est en zone convexe mais les blocs ont tendance à se déplacer vers l'intérieur.

En résumé, ces premières observations aident à mieux comprendre les causes des dommages, et fournissent les premières estimations des niveaux de dommages de la structure. Néanmoins, pour que cette évaluation soit plus pertinente, la quantification des paramètres tels que les déplacements, la pente, la déflexion, la déformation, etc., est nécessaire.

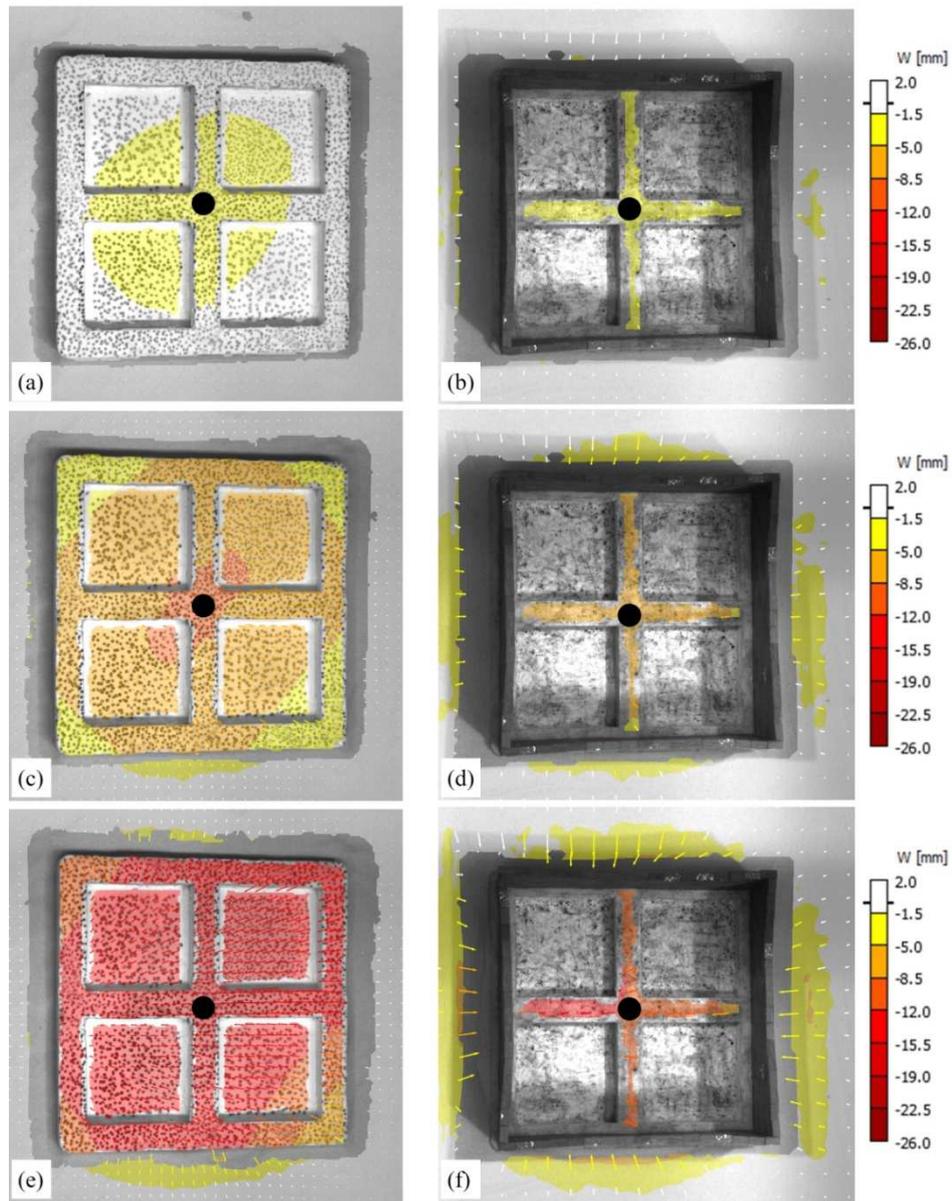


Figure 5.1. Position P_1 : déplacements verticaux de la structure et du sol quand le déplacement du vérin atteint (a, b) 10 mm, (c, d) 20 mm, et (e, f) 30 mm (état final). Les figures à gauche correspondent à une maquette sans murs, voir [53]. Les figures à droite utilisent une maquette avec murs. Le point « ● » correspond au centre du vérin.

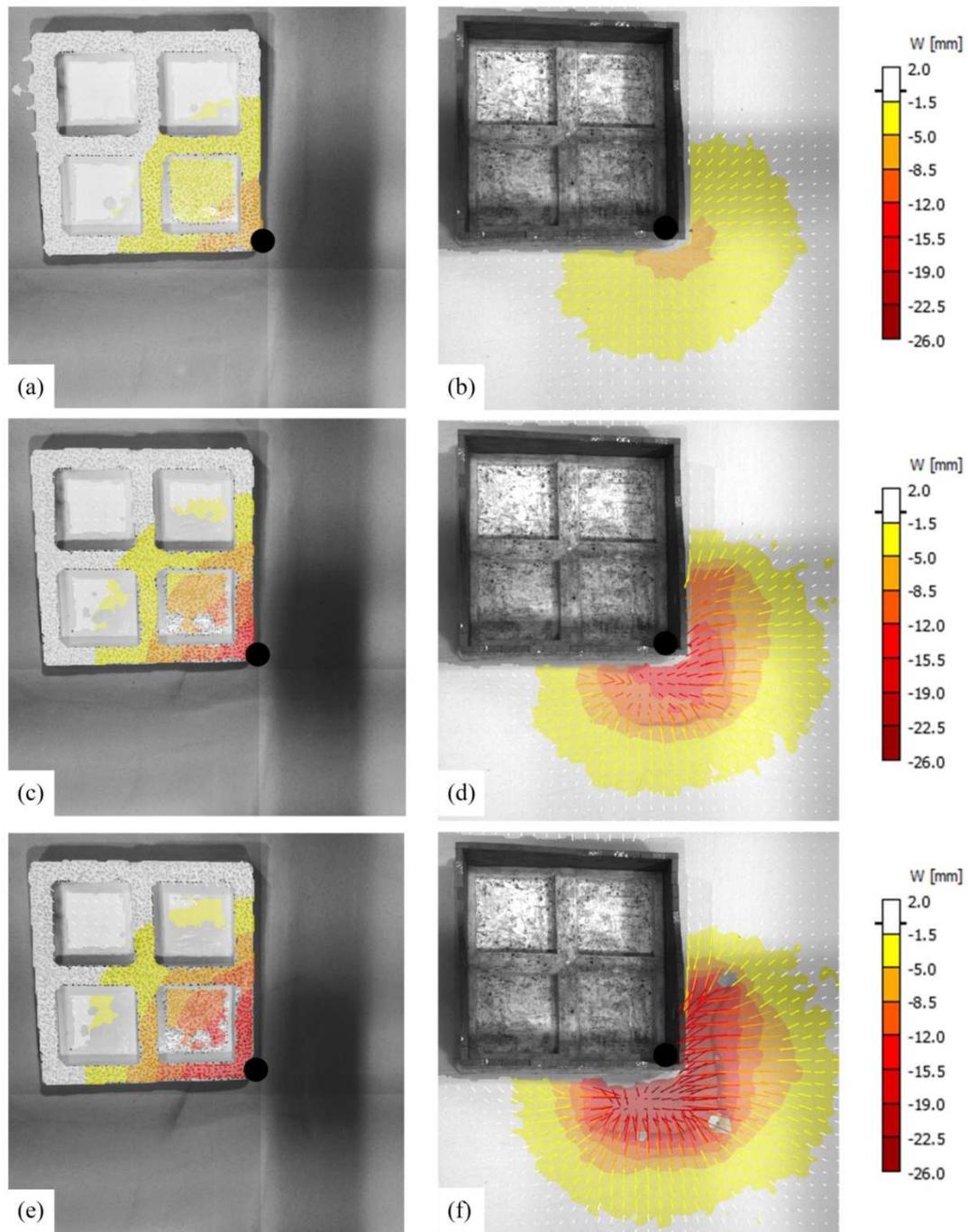


Figure 5.2. Position P_2 : déplacements verticaux de la structure et du sol quand le déplacement du vérin atteint (a, b) 10 mm, (c, d) 20 mm, et (e, f) 30 mm (état final). Les figures à gauche correspondent à une maquette sans murs, voir [53]. Les figures à droite utilisent la maquette actuelle avec murs. Le point « ● » est le centre du vérin.

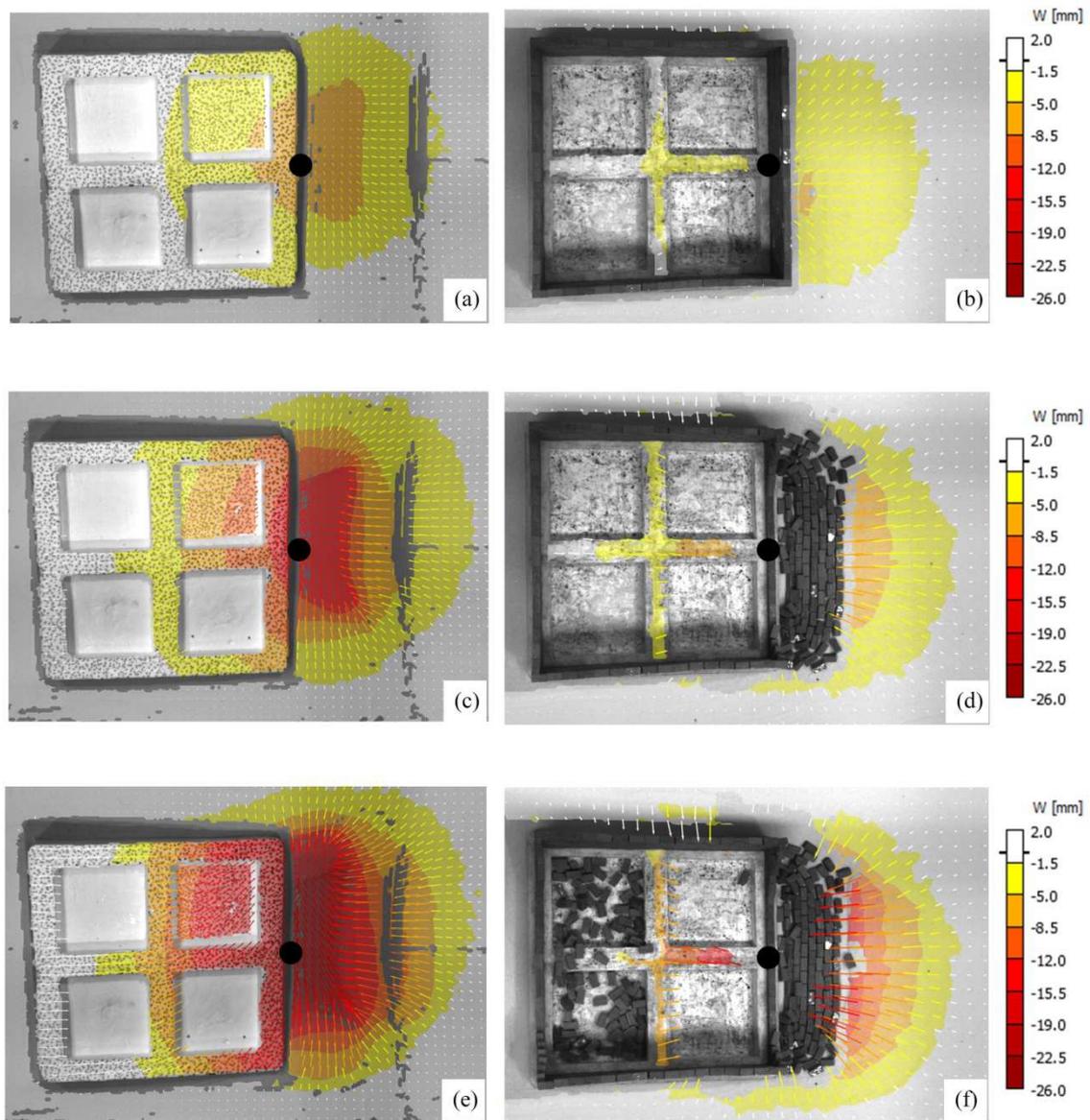


Figure 5.3. Position P_3 : déplacements verticaux de la structure et du sol quand le déplacement du vérin atteint (a, b) 10 mm, (c, d) 20 mm, et (e, f) 30 mm (état final). Les figures à gauche correspondent à une maquette sans murs, voir [53]. Les figures à droite utilisent la maquette actuelle avec murs. Le point « ● » est le centre du vérin.

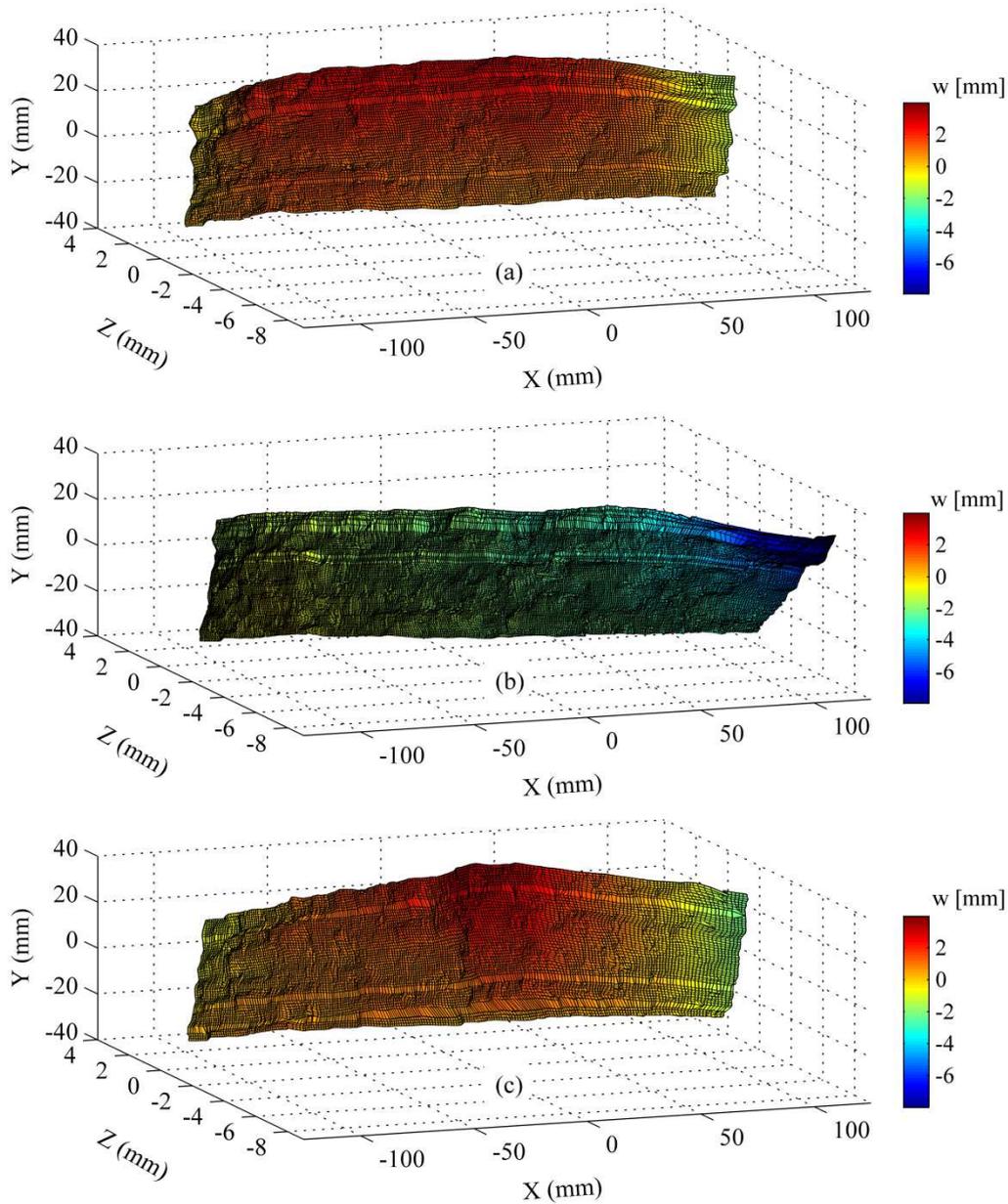


Figure 5.4. Déformée hors plan w du mur observé lorsque le déplacement du vérin atteint 20 mm. (a) Position P_1 , (b) Position P_2 , et (c) Position P_3 .

5.2.2. Réponse de la façade observée

Le paragraphe précédent a décrit le comportement global de la maquette de structure étudiée, mais peu de détails ont été donnés sur le comportement de la façade observée. Ainsi, dans les paragraphes suivants, nous précisons un peu plus la réponse de celle-ci par l'analyse des tendances des paramètres globaux tels que les déplacements, la pente, la déflexion, et la déformation du mur et de la fondation.

5.2.2.1. Déplacements de la fondation

Le premier paramètre concerne les déplacements de la fondation. Dans la littérature, ce paramètre n'est pas utilisé directement pour l'évaluation de dommages. Cependant, celui-ci est utilisé pour le calcul des autres paramètres tels que la pente et la déflexion.

Selon les observations présentées dans la section 5.2.1, les fondations de la façade observée en positions P_2 et P_3 sont en zone convexe, alors que la position P_1 est en zone concave. Ceci est plus clair dans la Figure 5.5 par la comparaison des déplacements verticaux de la fondation pour les différentes positions. Dans cette figure, les déplacements verticaux sont comparés pour un même déplacement du vérin égal à 10 mm (Fig. 5.5a), 20 mm (Fig. 5.5b), et 30 mm (Fig. 5.5c). La comparaison pour 30 mm est incomplète, car pour la position P_3 la corrélation d'images est perturbée par la chute des blocs).

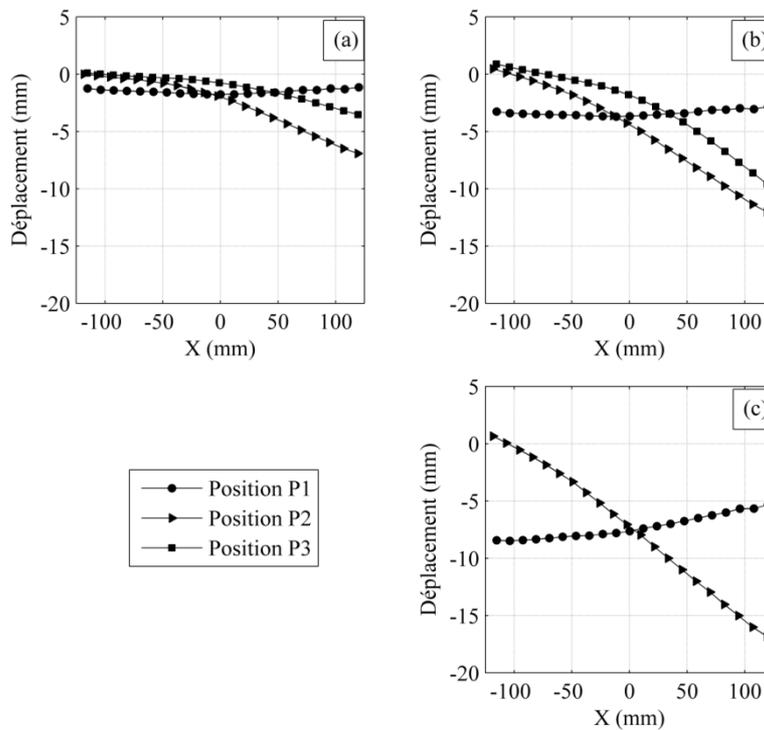


Figure 5.5. Déplacements verticaux de la fondation observée par les caméras quand le déplacement du vérin atteint (a) 10 mm, (b) 20 mm, et (c) 30 mm (état final). « X » est la coordonnée d'un point X de la fondation. X=0 est le centre de la fondation.

Dans la Figure 5.5, les déplacements verticaux de la position P_1 sont différents de ceux des positions P_2 et P_3 . En effet, les courbes de P_1 sont quasiment horizontales, alors que celles-ci de P_2 et P_3 ressemblent aux flèches d'une poutre console. Bien que les courbes de P_2 et P_3 soient ressemblantes, elles ont une petite différence : pour P_2 les amplitudes sont plus significatives mais le profil est moins incurvé que pour P_3 , *i.e.*, la déflexion pour P_3 est plus importante que pour P_2 . Ceci est lié aux

excentricités différentes selon les directions x et y (position de la structure par rapport au centre du vérin), comme nous l'avons discuté dans la Section 5.2.1.

5.2.2.2. Pente moyenne de la fondation

La pente de la structure est définie dans la Figure 4.20 et calculée à partir des données du déplacement de la fondation (Fig. 5.5). Le résultat de ces calculs est présenté par des courbes de tendances en fonction de la croissance du déplacement du vérin. La Figure 5.6 représente les tendances de la pente pour trois positions étudiées. Pour alléger la lecture, nous notons ici que $\tan(\beta) = \beta$ puisque l'angle β est petit, ex. $\beta < 10^\circ$. Dans la Figure 5.6, la pente de la structure en position P_1 est quasiment nulle quand le déplacement du vérin est inférieur à 20 mm (déplacement vertical symétrique du sol), puis croît légèrement pour atteindre la valeur finale de 0,5% (le déplacement du sol n'étant plus symétrique). Contrairement à la position P_1 , les structures en positions P_2 et P_3 présentent des pentes beaucoup plus élevées. Ceci signifie que la structure en position P_1 est plus stable que celles en positions P_2 et P_3 . Autrement dit, les structures de la position P_2 et P_3 sont potentiellement plus endommagées que celle de P_1 .

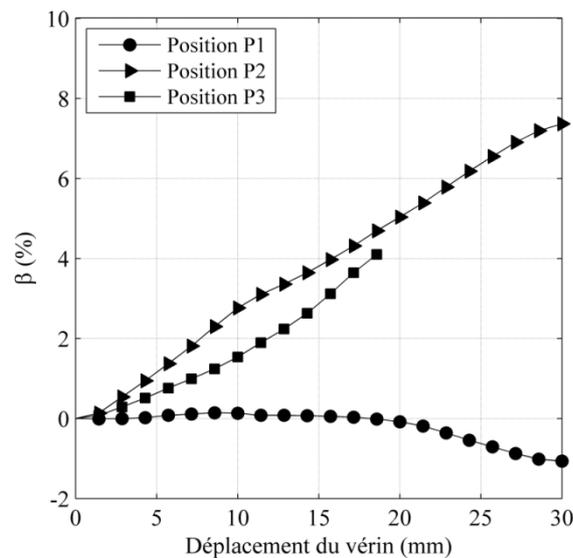


Figure 5.6. Evolution de la pente, β , en fonction du déplacement du vérin.

La différence entre la pente de la structure en position P_2 et celle en P_3 concerne leurs tendances en cours d'essai. Celle de P_2 est quasiment linéaire, alors que celle de P_3 est non-linéaire et toujours au-dessous celle de P_2 . Si l'on n'observe que l'évolution de la pente, l'évaluation du niveau de dommages peut conduire à des erreurs d'appréciation. Par exemple, la structure en position P_2 pourrait être considérée comme plus endommagée puisque, selon la Figure 5.6, la pente de P_2 est plus significative que celle de P_3 . Cependant, le contraire est observé dans les essais avec une rupture plus rapide de la structure en P_3 . Ainsi, l'évaluation des dommages ne peut pas être basée uniquement sur le paramètre de la pente. L'utilisation de la pente comme un indicateur de dommages sera discutée en détail dans la Section 5.3.

5.2.2.3. Déflexion maximale de la fondation

Lors d'une évaluation de dommages, la déflexion prise pour l'analyse est la valeur maximale. Cette valeur est calculée par l'équation (4.65), basée sur le déplacement vertical de la fondation.

La Figure 5.7 présente les évolutions de la déflexion pour les trois positions étudiées, notant que des valeurs positives correspondent aux cas convexes et les valeurs négatives indiquent les cas concaves. Cette figure montre trois tendances très différentes pour les positions P_1 , P_2 , et P_3 . Plus précisément, les structures en position P_2 et P_3 sont en zone convexe (déflexions positives), alors que la structure en position P_1 est en zone concave (déflexions négatives). Même si les déflexions pour P_2 et P_3 sont toutes positives, les tendances sont différentes : celle de P_2 croît d'abord linéairement quand le déplacement du vérin est inférieur à 10 mm, puis reste stationnaire jusqu'à la fin de l'essai (0,5% à l'état final). Au contraire, l'évolution de la déflexion pour la position P_3 est non-linéaire. Ici, nous soulignons que l'évolution de P_3 s'arrête lorsque le déplacement du vérin atteint 20 mm environ en raison de la chute des blocs qui perturbe la corrélation d'images. La dernière valeur mesurée de la courbe en P_3 est 1,1%. Quant à la tendance de la courbe de P_1 , celle-ci évolue linéairement avec la valeur finale de - 0,6%.

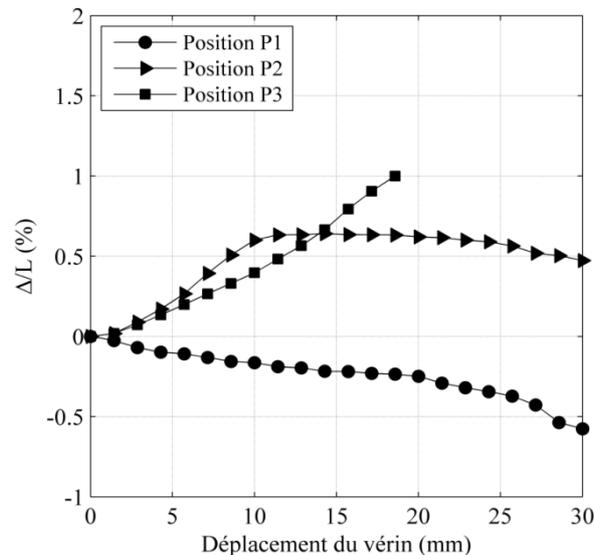


Figure 5.7. Evolution du ratio de la déflexion maximale, Δ/L , en fonction du déplacement du vérin. « L » est la longueur de la structure.

Des valeurs de seuil de la déflexion pour différents types d'ouvrages ont été proposées dans [13]. Plus précisément, une valeur seuil de déflexion est proposée pour chaque type d'ouvrage. Néanmoins, ceci nécessite d'être détaillé pour pouvoir évaluer différents niveaux de dommages. En pratique, les solutions les plus utilisées sont basées sur la combinaison de celle-ci avec un autre paramètre tel que la relation déflexion-déformation proposée par Burland [10]. Pour ce travail de thèse, les abaques de Burland ont été adaptés et présentés dans la section 4.3.2. L'utilisation de ces abaques pour évaluer des dommages est discutée en détail dans la section 5.3.

5.2.2.4. Déformation du mur

Si la pente et la déflexion mentionnées ci-dessus (Figs. 5.6 et 5.7) sont calculées à partir du déplacement vertical de la fondation, la déformation est basée sur le champ du déplacement du mur. Dans le chapitre 4, nous avons indiqué que seules les déformations de deux fibres en haut et en bas du mur sont prises en compte, considérant raisonnablement que celles-ci sont les extrémums, voir l'équation (4.45).

Pour l'évaluation des dommages selon la déformation, seules les valeurs maximales sont prises en compte. Pour les trois positions étudiées, la déformation maximale se trouve en fibre haute pour les positions P_2 et P_3 , alors qu'en position P_1 elle se trouve sur la fibre basse du mur. La comparaison des valeurs maximales de ces trois positions est présentée dans la Figure 5.8. Les tendances des courbes de cette figure ressemblent à celles de la Figure 5.7 pour chaque position. Cela signifie que la déformation est proportionnelle à la déflexion. Ceci est logique parce que l'augmentation de la déflexion signifie que la structure est plus incurvée, et donc le rayon de courbure, χ , diminue. Selon la RDM, la déformation, ε , est calculée par la formule : $\varepsilon=y/\chi$ (y est la position de la fibre considérée). Cette formule montre clairement que la déformation ε augmente quand le rayon de la courbure χ diminue.

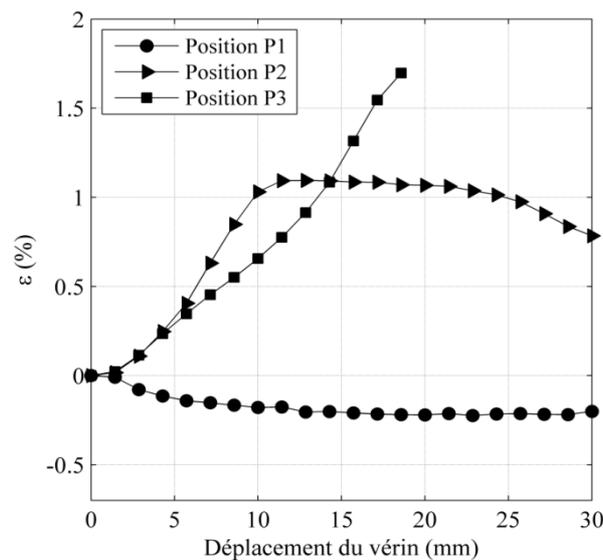


Figure 5.8. Evolution de la déformation maximale du mur, ε , en fonction du déplacement du vérin. Pour la position P_1 , la déformation maximale se trouve à la fibre inférieure du mur. Pour P_2 et P_3 , celle-ci est en bas du mur. La valeur négative de ε indique une compression et la valeur positive de ε indique une traction.

Lors de la détermination du niveau de dommages, la déformation peut être utilisée de deux manières. La première manière consiste à considérer celle-ci comme un indicateur indépendant, utilisant les échelles de Boscardin et *al.* [8]. La deuxième manière consiste à la combiner avec la déflexion selon la méthode de Burland [10]. Ces deux types d'utilisation sont discutés en détail dans la section ci-après.

5.3. Evaluation des dommages selon les méthodes conventionnelles

Dans le Chapitre 2, on a identifié 3 méthodes conventionnelles pour évaluer des dommages basées respectivement sur un indicateur de pente, un indicateur de déformation et un abaque (la méthode de Burland). Dans les paragraphes suivants, nous allons analyser en détail les niveaux de dommages de la maquette de la structure pour les trois positions étudiées à l'aide de ces trois méthodes.

5.3.1. Indicateur de la pente

L'évaluation des dommages selon l'indicateur de la pente consiste à comparer les valeurs de la pente (Fig. 5.6) avec les seuils de dommages (Tableau 2,1).

Lorsque le déplacement du vérin atteint 10 mm, la structure en position P_1 est soumise à une pente de 0,1%, correspondant donc à la classe de dommage négligeable. A cet instant, la structure en position P_2 a une pente de 2,8%, correspondant à la classe sévère et très sévère. Alors qu'en position P_3 , la pente vaut 1,5%, indiquant la structure est en classe de dommage modéré.

Quand le déplacement du vérin atteint 20 mm, la structure en P_1 est en dommage négligeable ($\beta=0,1\%$), alors que les structures en P_2 ($\beta=5,0\%$) et P_3 ($\beta=4,5\%$) sont en dommage sévère et très sévère.

A l'état final quand le déplacement du vérin est 30 mm, la structure en P_1 est en classe de dommage modéré ($\beta=1,1\%$), celle en P_2 est en dommage sévère et très sévère ($\beta=7,4\%$). Pour la structure en P_3 , la chute des blocs de deux murs (mur à gauche et celui à droite) se produit, indiquant un niveau de dommages très sévère.

D'ailleurs, selon cet indicateur de dommages, pour les positions P_2 et P_3 les structures subissent des dommages sévères et très sévères rapidement par rapport au déplacement du vérin (les dommages de la structure sont sévères et très sévères lorsque le déplacement du vérin atteint 8 mm pour la position P_2 et 12 mm pour la position P_3).

Une attention particulière est portée sur l'utilisation de l'indicateur de la pente. Cet indicateur peut donner des évaluations imprécises du niveau de dommages. Par exemple, dans le cas où le déplacement vertical de la structure est symétrique, *i.e.*, la pente est nulle ($\beta \approx 0$), et que la déflexion au milieu de la structure est significative (quelle soit convexe ou concave) de sorte que les fissures apparaissent au milieu de la structure, l'indicateur de la pente fournit un niveau de dommage négligeable. Ceci représente une sous-estimation importante du « vrai » niveau de dommages de la structure. Par conséquent, les résultats obtenus à partir de cet indicateur doivent être vérifiés.

5.3.2. Indicateur de la déformation

L'évaluation des dommages selon l'indicateur de la déformation consiste à comparer les valeurs de la déformation calculées (Fig. 5.8) avec les seuils de dommage (Tableau 2.1).

Lorsque le déplacement du vérin atteint 10 mm, le mur observé en position P_1 présentant une déformation maximale de 0,2% (en fibre basse), correspond à la classe de dommage modérée. Les structures en position P_2 et P_3 sont en classe sévère et très sévère, subissant des déformations maximales supérieures à 0,3% ($\varepsilon=1,0\%$ pour P_2 et $\varepsilon=0,7\%$ pour P_3 , en fibre haute). Par rapport aux résultats obtenus avec l'indicateur de la pente, les niveaux de dommages estimés sont plus significatifs, notamment pour les positions P_1 et P_3 .

Quand le déplacement du vérin dépasse 10 mm, les structures en P_1 et P_2 ne changent pas de classe de dommages : classe modérée pour P_1 et classe sévère et très sévère pour P_2 . Alors qu'en position P_3 , la structure est en classe de dommages sévère et très sévère jusqu'au moment où le déplacement du vérin atteint 20 mm, puis les blocs tombent. Comme indiqué au paragraphe précédent, la structure en P_3 est classée dans les classes de dommages sévères et très sévères.

Selon cet indicateur, les structures en position P_2 et P_3 sont soumises à la classe de dommages sévère et très sévère rapidement quand le déplacement du vérin dépasse 5 mm pour les deux positions. Selon l'indicateur basé sur la pente présenté au paragraphe précédent, cette conclusion est décalée plus tard quand le déplacement du vérin atteint 8 mm pour P_2 et 12 mm pour P_3 .

Par rapport à l'indicateur de la pente, l'avantage de l'indicateur de la déformation est la capacité à prendre en compte la déformation de la structure. Cependant, cet indicateur ne peut pas évaluer l'influence de la courbure de la structure, par exemple, dans le cas où deux structures subissent la même valeur maximale de déformation, mais l'une est soumise à une traction simple et l'autre est soumise à une flexion. Ces deux structures peuvent être dans différentes classes de dommages.

En résumé, les deux indicateurs basés sur la pente et la déformation peuvent donner des conclusions dispersées au niveau des dommages pour un même état déformé de la structure. Pour mieux estimer le « *vrai* » niveau de dommages, les autres outils d'évaluation doivent être utilisés pour atteindre une conclusion convergente.

5.3.3. Abaque déflexion-déformation

Contrairement aux indicateurs sur la pente et la déformation, l'utilisation de l'abaque de Burland nécessite d'estimer deux paramètres : la déflexion (Fig. 5.7) et la déformation (Fig. 5.8). Pour chaque couple de valeurs de la déflexion et de la déformation, le niveau de dommage est évalué en se basant sur les abaques développés dans la Figure 4.13. En cas de zone concave, i.e., en position P_1 , l'axe neutre est considéré au milieu de la structure, l'abaque de la Figure 4.13a est donc utilisé. Inversement, en cas de zone convexe, i.e., P_2 et P_3 , l'axe neutre se situe dans la partie correspondant à la fondation en silicone, par conséquent, l'abaque de la Figure 4.13b est utilisé pour l'évaluation de niveau de dommages.

D'après ces abaques, des déformations supérieures à 0,3% indiquent que le niveau de dommage sévère et très sévère quelque soient les valeurs de la déflexion. De même, les déflexions supérieures à 0,25% (Fig. 4.13a) ou 0,15% (Fig. 4.13b) indiquent que la structure est en dommage sévère et très sévère quelque soient les valeurs de la déformation. Par conséquent, les structures en position P_1 , P_2 , et P_3 sont en classe de dommages sévère et très sévère quand le déplacement du vérin dépasse 10 mm. Ici,

nous rappelons que la structure en P_3 est en classe sévère et très sévère à la fin de l'essai.

Par rapport aux évaluations retirées à partir des indicateurs de la pente et de la déformation, les estimations des dommages selon les abaques de Burland sont surestimées pour la position P_1 . Par exemple, quand le déplacement du vérin atteint 20 mm, les indicateurs de la pente et de la déformation montrent que les dommages sont en classe modéré, alors que l'abaque de Burland indique un dommage de classe sévère et très sévère. Dans cette situation, notre analyse (cette conclusion sera discutée dans la section 5.4) montre également que le dommage modéré est mieux approprié pour la position P_1 .

5.4. Evaluation des dommages selon la méthode proposée

Comme nous l'avons discuté dans les paragraphes précédents, trois méthodes conventionnelles (indicateur de la pente, indicateur de la déformation, et abaques de Burland) présentent des sous- ou sur-estimations des dommages potentiels de la structure. Ceci est issu du fait que le bâtiment est simplifié et idéalisé par une poutre équivalente. Par conséquent, le niveau des dommages est souvent sur- ou sous-estimé : notamment les méthodes conventionnelles ne permettent pas de prendre en compte la localisation des dommages (positions des fissures et modes de rupture). Pour pallier ces défauts, nous avons développé dans le chapitre précédent le modèle DIC-M permettant de construire l'indicateur de dommages multi-échelle lié à la longueur totale des fissures. De plus, des graphiques pour la localisation des positions des fissures faisant le lien direct avec l'indicateur proposé ont été élaborées. Les paragraphes suivants décrivent en détails comment appliquer les outils développés pour l'évaluation des dommages et les réponses de la maquette de structure étudiée.

5.4.1. Indicateur multi-échelle

La Figure 5.9 présente les longueurs relatives totales des fissures pour les trois positions de la structure étudiées. Dans cette figure, les courbes de la première catégorie de dommages ($D_{0\&1}$) ont tendance à diminuer, alors que celles de trois dernières catégories (D_2 , D_3 et $D_{4\&5}$) s'accroissent. Si l'on considère que les fissures des classes $D_{0\&1}$ et D_2 sont les petites fissures et que celles des classes D_3 et $D_{4\&5}$ sont les fissures larges, on constate que, quand le déplacement du vérin augmente, les petites fissures apparaissent dans un premier temps, ensuite, elles se transforment progressivement en fissures larges.

Dans le cadre de ce travail de thèse, les petites fissures (classes $D_{0\&1}$ et D_2) ne sont pas prises en compte pour évaluer le niveau de dommages de la structure parce que (i) la classe $D_{0\&1}$ correspond aux fissures de largeur entre 0 et 1 mm, qui est affectée par les erreurs de mesures de DIC, et que (ii) la classe D_2 (1-5 mm) est liée aux dommages légers, qui n'affecte pas les dégâts structuraux. De plus, le modèle actuel contient quelques interfaces blob-bloc qui sont déjà ouverts (blocs ayant des petites différences de dimensions, provenant de la précision de fabrication), *i.e.*, il existe quelques petites fausses fissures dans le mur avant de lancer l'essai. Ces fausses fissures peuvent être fermées au cours de la descente du vérin, correspondant aux

valeurs positives de Δu dans l'équation (4.71). Pour tenir compte de ce défaut, nous prenons les deux valeurs positive et négative de Δu dans l'équation (4.71). Cette manière de calcul n'affecte que les calculs des longueurs cumulées des petites fissures et n'a pas d'impact pour les fissures larges (puisque les fausses fissures existantes avant l'essai sont petites). Pour la suite, nous ne nous intéressons qu'aux dommages en classes D_3 et $D_{4\&5}$.

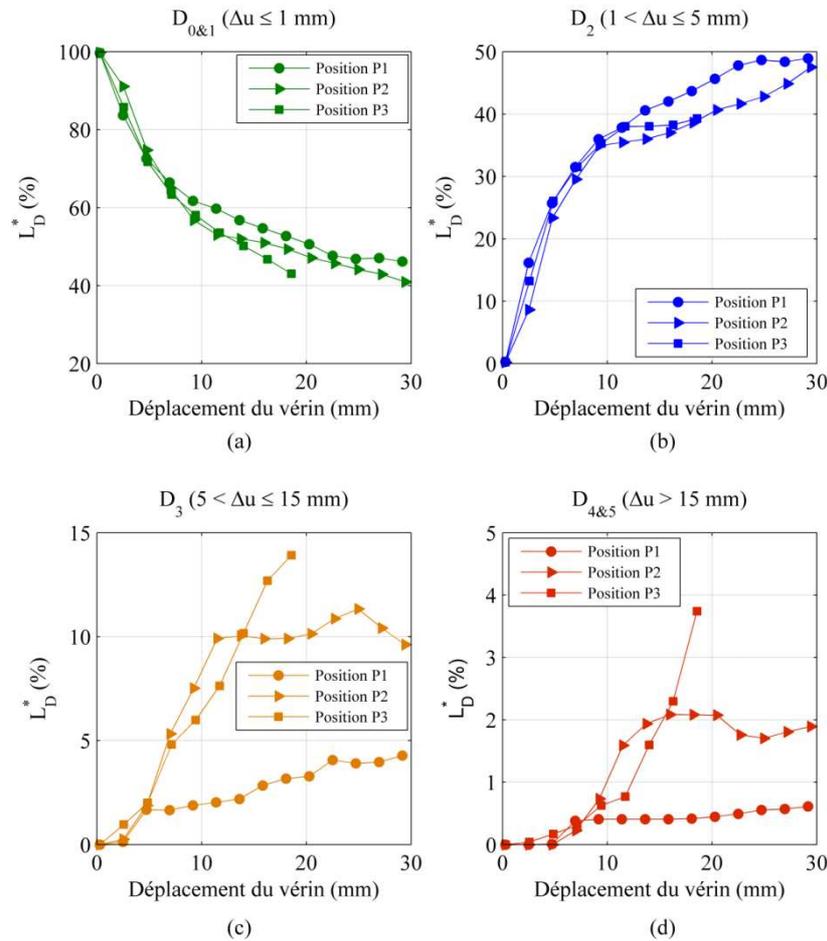


Figure 5.9. Indicateur multi-échelle des dommages liés à la longueur des fissures. « L_D^* » est la longueur relative cumulée des fissures dans la classe de dommages D .

Les longueurs des fissures en classe D_3 pour les trois positions sont présentées dans la Figure 5.9c, elles ont des tendances similaires à celles de la classe $D_{4\&5}$ dans la Figure 5.9d. La similitude des tendances entre la classe D_3 et la classe $D_{4\&5}$ permet de simplifier la présentation des résultats. Plus précisément, l'analyse des tendances des positions étudiées est comprise pour les deux classes D_3 et $D_{4\&5}$. Dans les Figures 5.9c et d, les courbes pour la position P_1 sont quasiment linéaires, alors que celles de P_2 présentent une partie linéaire quand le déplacement du vérin est inférieur à 10 mm, puis une partie stationnaire pour le reste. Pour la position P_3 , les courbes sont pratiquement non-linéaires. En particulier, les tendances de ces trois positions sont similaires avec celles de la déflexion (Fig. 5.7) et de la déformation (Fig. 5.8). Ceci

confirme que l'augmentation de la déflexion entraîne une augmentation de la déformation et des fissures.

En comparant les quantités de dommages pour les trois positions dans les Figures 5.9c et d, il apparaît que la structure en P_1 a le moins de dommages, celle en P_3 subit le plus de dommages, et donc que le niveau de dommages de la structure en P_2 est intermédiaire entre P_1 et P_3 .

Par rapport aux indicateurs de dommages présentés à la section 0, l'indicateur proposé (Fig. 5.9) est un indicateur multi-échelle, contenant quatre longueurs de dommages ($D_{0\&1}$, D_2 , D_3 , et $D_{4\&5}$). Ceci est efficace pour détailler le niveau de dommages de la structure.

Lorsqu'on souhaite simplifier les calculs pour comparer rapidement le niveau de dommages de trois positions étudiées, la moyenne des classes de dommages peut être utilisée, calculée à partir de l'équation (4.74). Ici, les classes de dommages sont regroupées en quatre niveaux de $D_{0\&1}$ à $D_{4\&5}$, les classes pouvant être affectées d'une note, par exemple $D_{0\&1}=1$, $D_2=2$, $D_3=3$, et $D_{4\&5}=4$. Cette pondération n'a qu'un sens conventionnel, parce que les classes des dommages sont liées uniquement aux pourcentages de longueurs des fissures par rapport à la longueur totale des joints (et non pas des probabilités d'occurrence comme décrites par la courbe de vulnérabilité, voir [5]). Par conséquent, la moyenne des classes de dommages ne peut pas être considérée comme la classe de dommages moyenne.

La Figure 5.10 présente la moyenne des classes de dommages pour trois positions étudiées.

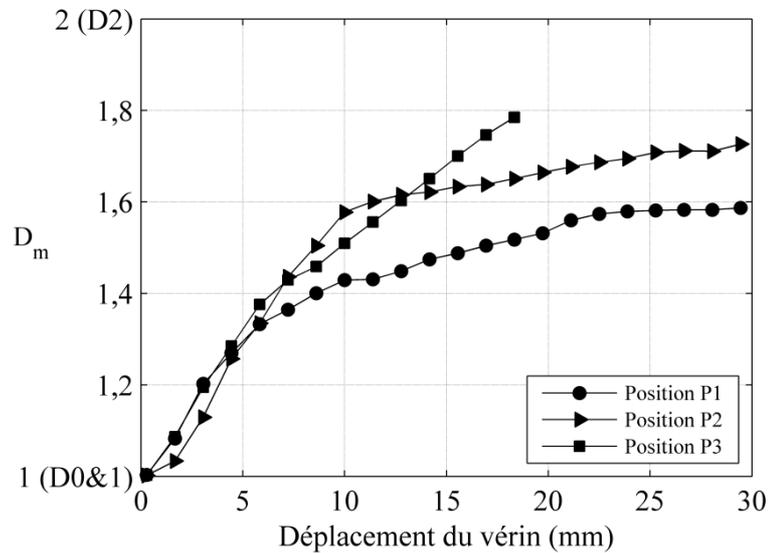


Figure 5.10. Moyenne des classes des dommages en fonction du déplacement du vérin.

Parmi les trois positions représentées dans cette figure, la structure en P_1 est la moins endommagée. Les structures en positions P_2 et P_3 ont initialement des tendances similaires lorsque le vérin descend jusqu'à 13 mm. Quand le vérin continue à descendre, la courbe de la position P_2 augmente plus doucement qu'initialement

alors que celle de la position P_3 croît rapidement. En conclusion, la structure en P_1 a le moins de dommages, celle en P_3 a la plus de dommages, et donc le niveau de dommages de la structure en P_2 est intermédiaire entre P_1 et P_3 . Ceci a été déjà constaté au-dessus, mais l'utilisation de la Figure 5.10 donne directement la différence entre les situations et la visualisation est plus facile.

5.4.2. Localisation des fissures

Dans cette partie, nous exposons les observations portées sur la distribution des fissures dans le mur observé pour chaque position de la structure. Ici, l'objectif est de voir s'il est possible d'identifier qualitativement les niveaux de dommages en se basant uniquement sur la cartographie des fissures. Pour cela, les différentes configurations de l'état déformé de la structure pour les trois positions étudiées sont présentées, en comparant celles-ci avec les modes de rupture synthétisés dans la section 2.2.4.

D'abord, la Figure 5.11 présente la propagation des fissures en position P_1 . Dans cette figure, les fissures larges (classes D_3 et $D_{4\&5}$) n'apparaissent qu'aux extrémités du mur. Cette distribution ne représente pas le cas typique de la structure en zone concave où les fissures se trouvent au milieu du mur, voir la Figure 2,4c. Cette différence est liée à la condition à l'interface mur-fondation, voir la Figure 3.6. Puisque cette interface est introduite par une couche silicone de forte cohésion de sorte qu'en cas de traction des fissures ne peuvent pas développer dans cette interface. Pour mieux comprendre le mode de rupture dans ce cas, nous revenons aux analyses de la réponse d'ensemble de la structure dans les Figures 5.1 et 5.4a, reportées dans la section 5.2.1. Basé sur ces analyses, nous pouvons en déduire que le mode de rupture de la structure en P_1 est lié aux charges hors plan, provenant des murs perpendiculaires au mur observé par les caméras. Ce type de rupture peut être retrouvé dans la littérature, ex. [82].

Pour la structure en position P_2 , la distribution des fissures est présentée dans la Figure 5.12. Dans cette figure, les fissures larges (classes D_3 et $D_{4\&5}$) se concentrent de $X=-75$ mm à $X=25$ mm. La quantité des fissures présente peu de changement après que le déplacement du vérin ait excédé 10 mm. Ceci est confirmé par les tendances stationnaires des longueurs des fissures des classes D_3 et $D_{4\&5}$ dans les Figures 5.9 c et d.

En position P_3 , les fissures larges apparaissent initialement au milieu du mur et puis évoluent très rapidement, notamment quand le déplacement du vérin passe de 10 mm à 20 mm (Fig. 5.13). En particulier, les fissures de la classe $D_{4\&5}$ sont beaucoup plus nombreuses que celles de la position P_2 .

Graphiquement, nous pouvons constater que la structure en position P_1 a le moins de fissures (dommages modérés), celle en P_3 comporte le plus de fissures (dommages très sévères), et celle en P_2 se trouve à l'intermédiaire entre P_1 et P_3 (dommages sévères).

Par ailleurs, la distribution des fissures dans le mur observé en P_2 et P_3 (Figs. 5.12 et 5.13) est conforme au cas théorique (Fig. 2,4b). En effet, les fissures en partie haute du mur pour les deux positions sont plus nombreuses que celles en partie basse. Ceci représente le cas typique d'une structure en zone convexe.

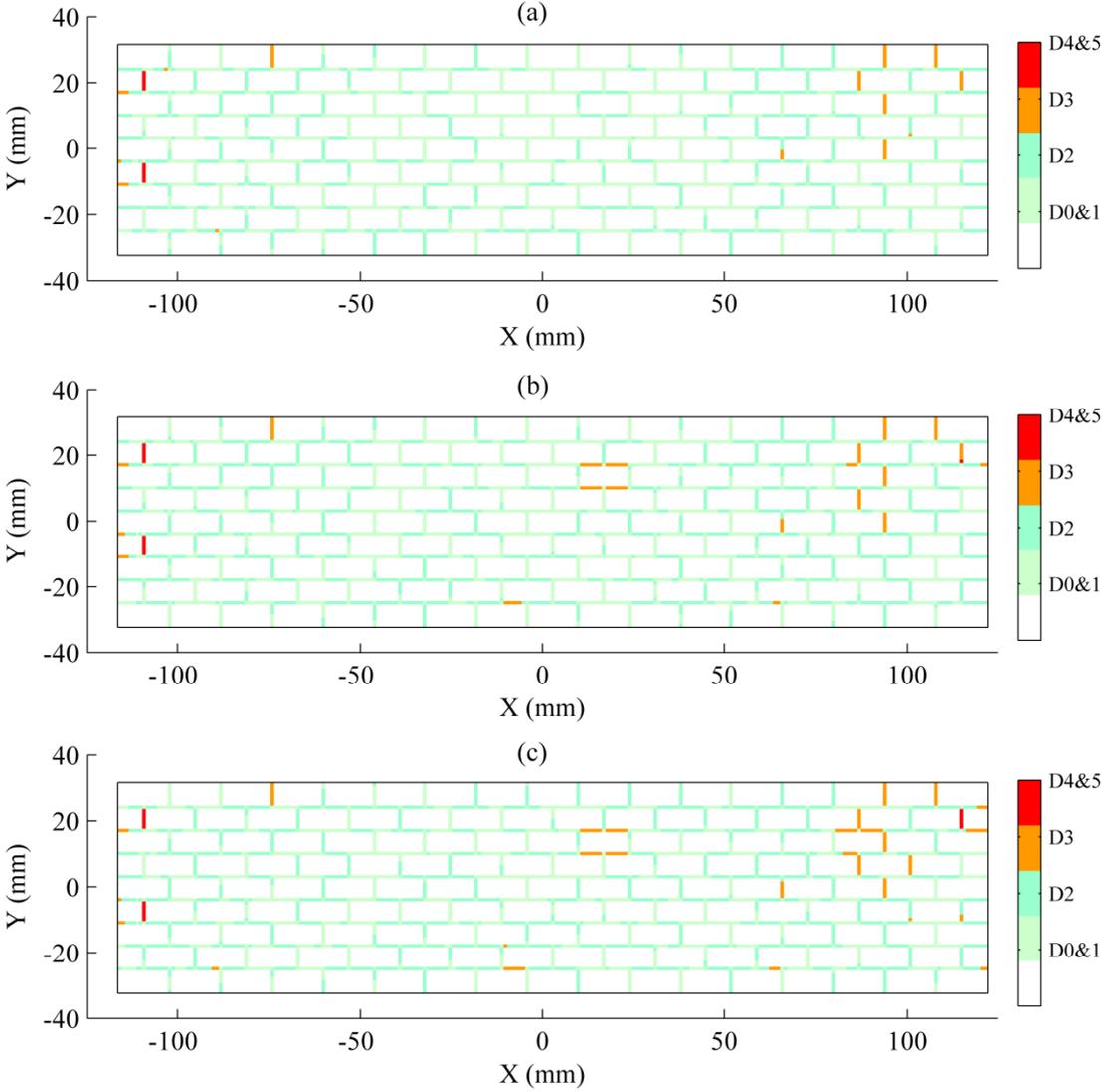


Figure 5.11. Position P_1 : distribution des fissures quand le déplacement du vérin atteint (a) 10 mm, (b) 20 mm, et (c) 30 mm (état final).

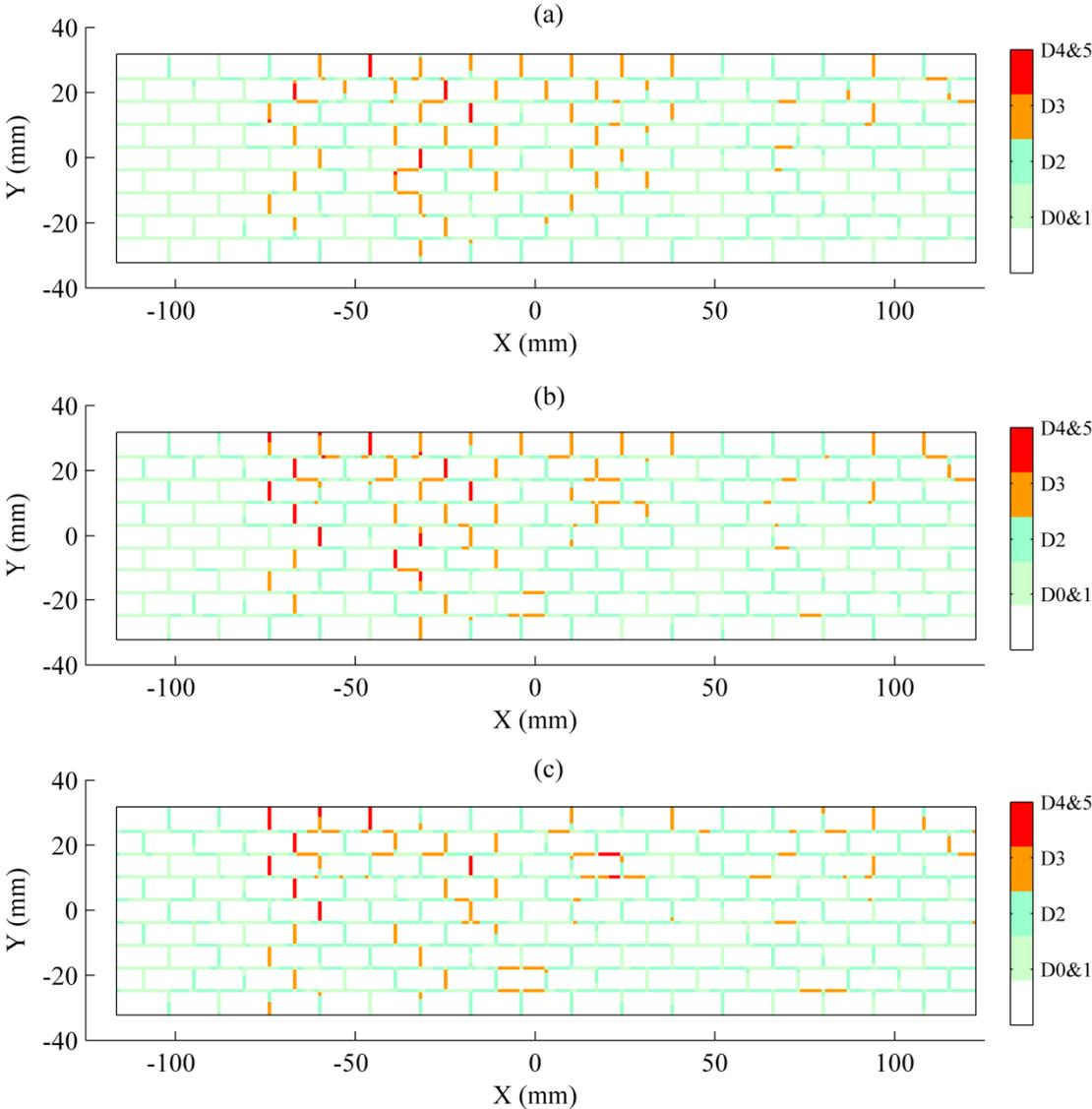


Figure 5.12. Position P_2 : distribution des fissures quand le déplacement du vérin atteint (a) 10 mm, (b) 20 mm, et (c) 30 mm (état final).

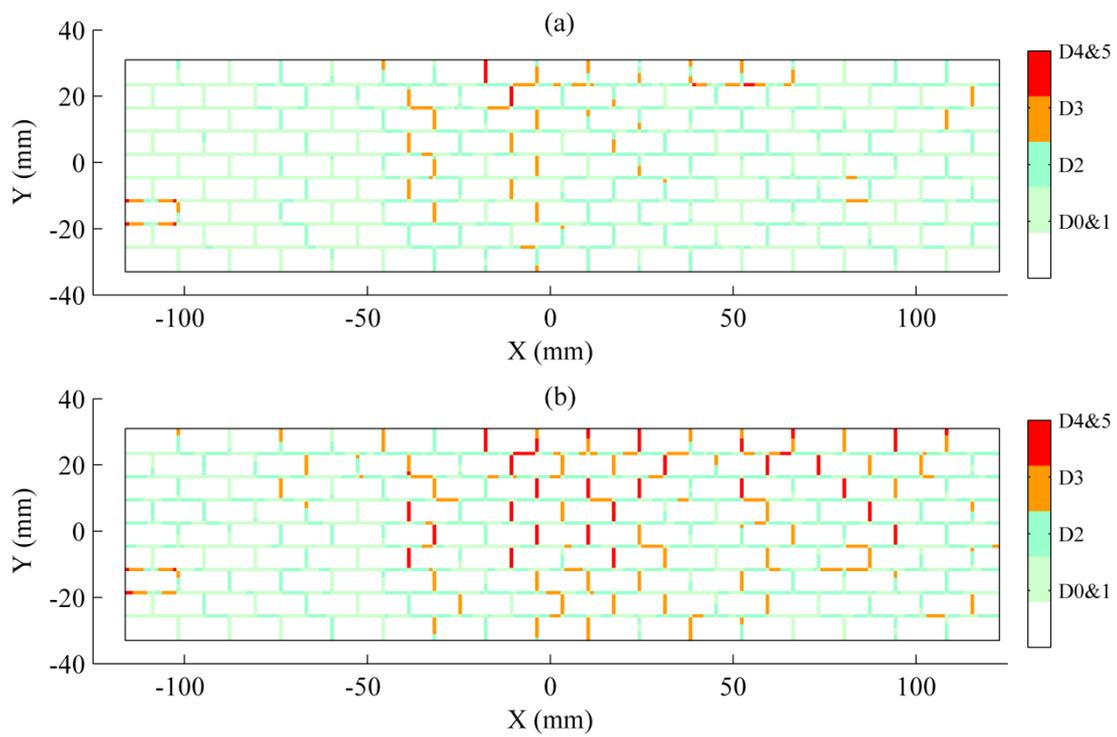


Figure 5.13. Position P_3 : distribution des fissures quand le déplacement du vérin atteint (a) 10 mm, et (b) 20 mm. La chute des blocs se produit quand le déplacement du vérin excède 20 mm.

5.4.3. Interaction sol-structure associée

Les cartographies des fissures présentées dans le paragraphe précédent constituent un outil puissant pour l'évaluation des dommages, mais elles ne permettent pas d'identifier exactement les modes de rupture. Pour mieux comprendre ce point, une analyse des efforts internes de la structure utilisant le modèle d'interaction sol-structure développé est réalisé. Les résultats exposés ci-dessous correspondent aux deux cas : structures en position P_2 (Fig. 5.14) et P_3 (Fig. 5.15).

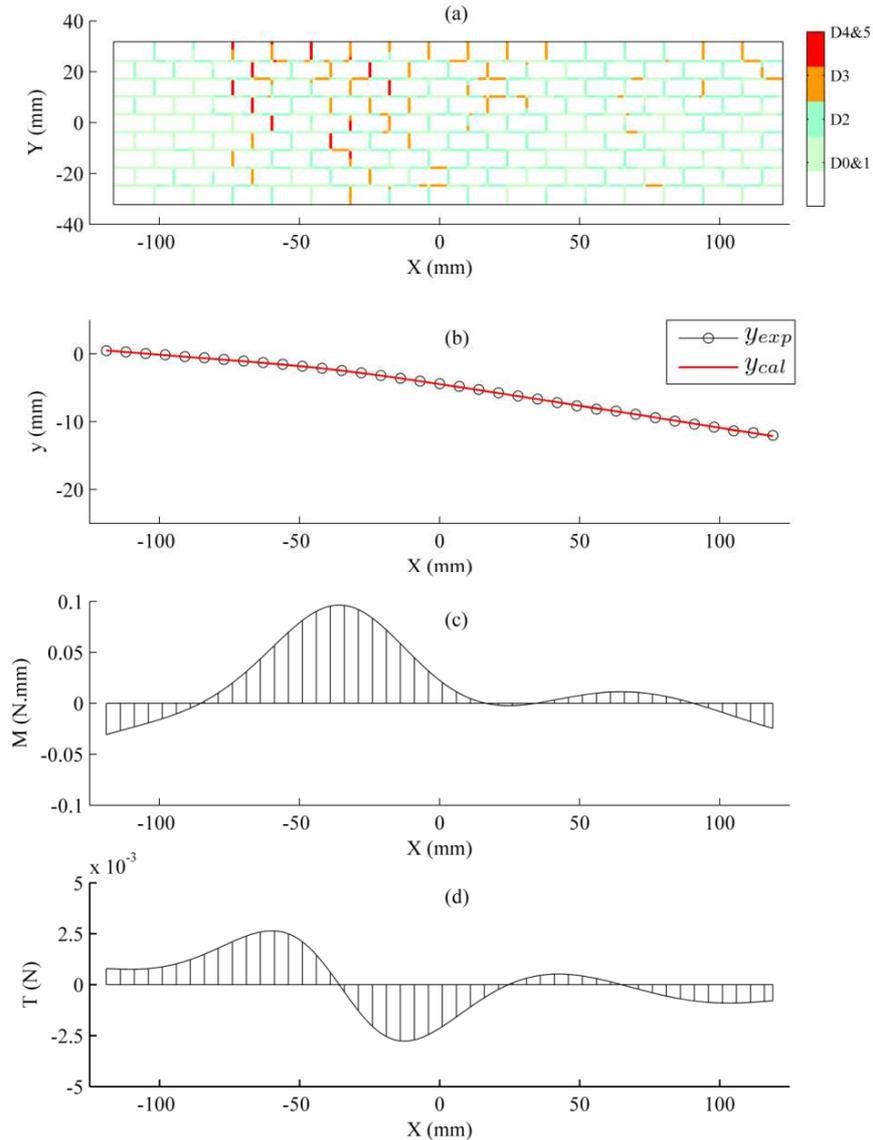


Figure 5.14. Position P_2 : relation entre les positions des fissures et les efforts internes dans la structure quand le déplacement du vérin atteint 20 mm. « X, Y » sont les coordonnées horizontale et verticale de la façade du mur. « y » est le déplacement vertical de la fondation, « M » est le moment fléchissant, et « T » est l'effort tranchant.

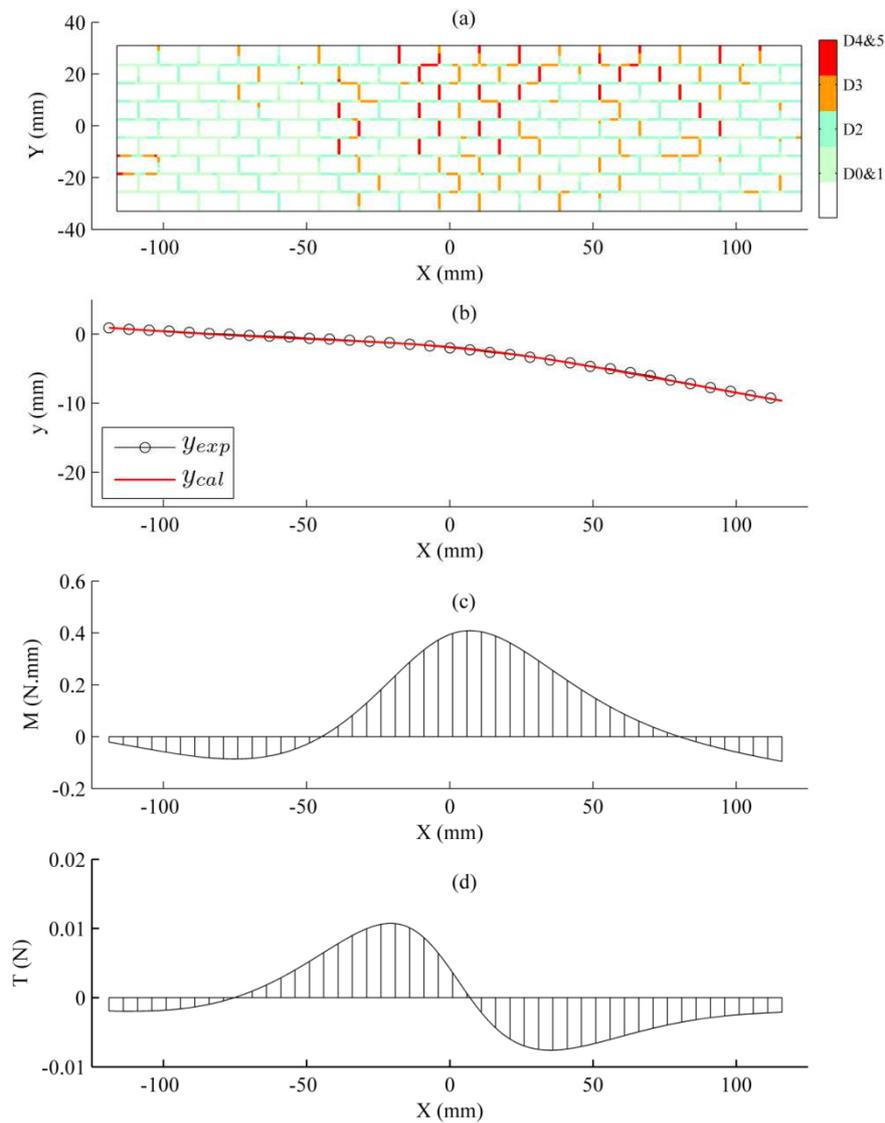


Figure 5.15. Position P_3 : relation entre les positions des fissures et les efforts internes dans la structure quand le déplacement du vérin atteint 20 mm. « X, Y » sont les coordonnées horizontale et verticale de la façade du mur. « y » est le déplacement vertical de la fondation, « M » est le moment fléchissant, et « T » est l'effort tranchant.

Pour le cas de la structure en P_1 , le modèle d'interaction sol-structure n'est pas applicable, parce que la déformation du mur n'est pas élastique (le mur constitués de blocs en bois devient rigide en cas de compression de sorte que la déformation du mur est nulle).

Les Figures 5.14 et 5.15 permettent de mettre en relation la position des fissures et les efforts internes pour les positions P_2 et P_3 . Ici, on constate que les fissures larges (classes D_3 et $D_{4\&5}$) correspondent aux valeurs maximales du moment fléchissant et de l'effort tranchant. Plus précisément, en position P_2 , les fissures importantes sont

situées dans la plage de coordonnées X entre -75 et 25 mm, et en position P_3 , celles-ci se situent à $X=-40\div 100$ mm. Dans ces zones, les moments et les efforts tranchants sont également maximaux.

Pour les modes de rupture correspondants aux deux positions P_2 et P_3 , les fissures sont à la fois droites et diagonales. Ceci montre que les modes de rupture sont mixtes d'où l'on déduit que le mur est soumis simultanément à la flexion et au cisaillement.

Une attention particulière est portée sur la fissure diagonale de la classe $D_{4\&5}$ en couleur rouge au tronçon $X=75\div 100$ mm de la position P_3 (Fig. 5.15). Cette fissure présente une orientation de 135° environ, ce qui est contraire au cas théorique présenté dans la Figure 2.4b en bas où l'orientation est 45° . Ce contraste est dû au cisaillement interne entre les blocs lorsque l'état déformé de la structure en P_3 est mixte (traction selon la direction x et compression selon la direction y).

5.4.4. Niveau de dommages

Cette partie illustre l'utilisation de l'indicateur de dommages multi-échelle. Nous soulignons que cette utilisation doit intégrer l'analyse de la distribution des fissures pour pouvoir décider le niveau de dommages de la structure. Pour cela, nous convertissons d'abord la longueur des fissures larges (classes D_3 et $D_{4\&5}$) à l'échelle du prototype. Ainsi, elle est calculée par la formule suivante :

$$(L_{Di})_p = n \times (L_0 \times L_{Di}^*)_m \quad (5.1)$$

Où « $(L_{Di})_p$ » est la longueur des fissures correspondant à la classe de dommages D_i à l'échelle du prototype (classes D_3 et $D_{4\&5}$ uniquement), « L_0 » est la longueur totale des joints du mur (joints horizontaux et verticaux), « L_{Di}^* » est la valeur relative de la longueur des fissures liée à la classe de dommages D_i à l'échelle du modèle (déterminées à partir des courbes de la Figure 5.9), et « n » est le facteur d'échelle.

Plus précisément, puisque le facteur d'échelle utilisé dans ce travail de thèse est un quarantième ($n=40$), et que la longueur totale des joints du mur à l'échelle du modèle est $(L_0)_m=2,94$ m, la longueur des fissures larges à l'échelle du prototype est déterminée par :

$$(L_{Di})_p = 40 \times 2,94 \times (L_{Di}^*)_m \quad (5.2)$$

Dans la suite, nous présentons un exemple d'analyse des dommages quand le déplacement du vérin atteint 10 mm. La même analyse est effectuée pour les autres configurations de la structure pour un déplacement quelconque du vérin.

Lorsque le déplacement du vérin atteint 10 mm, les joints du mur en position P_1 contiennent 2,1% de fissures de la classe D_3 et 0,4% de fissures de la classe $D_{4\&5}$. D'après l'équation (5.2), le mur de la maison du prototype comporte une longueur $L_{D_3}=40 \times 2,940 \times 2,1\%=2,5$ m de fissures ayant une ouverture comprise entre 5 et 15 mm, et $L_{D_{4\&5}}=0,5$ m de fissures d'une ouverture supérieure à 15 mm. L'observation des fissures de ces deux classes en couleurs orange et rouge dans la Figure 5.11a montre que ces fissures se trouvent uniquement aux extrémités du mur et ne provoquent pas un dégât structurel. Par conséquent, le niveau de dommages doit correspondre à la catégorie du dégât architectural. De plus, cette conclusion coïncide

avec celle donnée par l'indicateur de la pente. Raisonnablement, les dommages de la structure en P_1 peuvent être classés en classe de dommages faibles.

Pour la position P_2 , le mur contient 9,9% de fissures en classe D_3 et 1,0% de fissures en classe $D_{4&5}$. A l'échelle du prototype, ceci représente une longueur cumulée de 11,5 m de fissures de la classe D_3 et 1,2 m de fissures de la classe $D_{4&5}$. Ces quantités sont importantes pour une maison individuelle. De plus, la distribution de ces fissures reportée sur la Figure 5.12a confirme que ce dommage peut provoquer un dégât fonctionnel. La même conclusion est obtenue lors de l'utilisation des méthodes conventionnelles (indicateur de la pente, indicateur de la déformation, abaques de Burland). Par conséquent, les dommages de cette configuration de la structure peuvent être classés en classe sévère.

En ce qui concerne la position P_3 , le mur contient 6,6% de fissures en classe D_3 et 0,7% de fissures en classe $D_{4&5}$. A l'échelle du prototype, ceci représente une longueur cumulée de 7,7 m pour les fissures de la classe D_3 et 0,8 m pour celles de la classe $D_{4&5}$. Ces quantités importantes de fissures ainsi que leur positions sur la Figure 5.13a confirment que les dommages peuvent être classés en classe sévère.

Le Tableau 5.1 résume les évaluations de dommages selon les différentes méthodes utilisées. Dans ce tableau, les zones grisées correspondent à des désaccords entre les méthodes conventionnelles et notre analyse. Le résultat montre que l'indicateur de la déformation donne des conclusions similaires aux nôtres, et que l'indicateur de la pente et la méthode de Burland donnent des résultats moins pertinents (surestimation du niveau de dommages), notamment pour le cas de la structure en position P_1 .

Tableau 5.1. Comparaison des différents systèmes de classification des dommages.

Déplacement du vérin	Position	Indicateur de la pente	Indicateur de la déformation	Abaque de Burland (déflexion-déformation)	Indicateur multi-échelle de la longueur des fissures
10 mm	P_1	Négligeable	Modéré	Sévère & Très Sévère	Faible
	P_2	Sévère & Très Sévère	Sévère & Très Sévère	Sévère & Très Sévère	Sévère
	P_3	Modéré	Sévère & Très Sévère	Sévère & Très Sévère	Sévère
20 mm	P_1	Modéré	Modéré	Sévère & Très Sévère	Modéré
	P_2	Sévère & Très Sévère	Sévère & Très Sévère	Sévère & Très Sévère	Sévère
	P_3	Sévère & Très Sévère	Sévère & Très Sévère	Sévère & Très Sévère	Très Sévère
30 mm (fin de l'essai)	P_1	Modéré	Modéré	Sévère & Très Sévère	Modéré
	P_2	Sévère & Très Sévère	Sévère & Très Sévère	Sévère & Très Sévère	Très Sévère
	P_3	Ruine	Ruine	Ruine	Ruine

5.5. Synthèse des résultats des autres essais réalisés

Le détail des 16 autres essais effectués peut être trouvé dans les Annexes C et D : 12 essais correspondent à une structure avec/sans murs de cloison et 4 tests utilisent des murs avec différentes résistances de mortier entre blocs (représentées par différentes concentrations de colle). Pour alléger la lecture, nous ne présentons ici que la synthèse de ceux-ci.

5.5.1. Réponse de la structure avec murs de cloison

En général, les murs de refend sont les murs intérieurs de la maison considérée, et ils sont connectés avec les murs extérieurs. Leur rôle principal est de renforcer la structure et de réduire les dommages induits. Cependant, pour la maquette actuelle, les murs intérieurs ne sont pas connectés avec les murs extérieurs. Ainsi, ils ne peuvent pas être considérés comme les murs de refend bien qu'ils soient les éléments portants dans la structure (mêmes propriétés des murs extérieurs). Plus précisément, la connexion non assurée entre les murs intérieurs et les murs extérieurs peut influencer le rôle dans la réduction des dommages, comme nous le discutons dans les paragraphes suivants. Pour ces raisons, les murs intérieurs de la maquette de la structure actuelle sont appelés les « murs de cloison ».

La réponse de la structure avec murs de cloison est présentée parallèlement avec celle de la structure sans murs de cloison. D'une manière générale, la différence principale de ces deux structures concerne le comportement hors-plan du mur. Plus précisément, en position P_1 , les murs extérieurs de la structure avec murs de cloison ont moins de déflexion hors-plan (Fig. C.1). L'effet flambement est réduit car la portée entre murs d'appui est divisée par deux par rapport au cas de la structure sans murs de cloison.

En position P_2 , une chute des blocs du mur extérieur à droite (Fig. C.7) est observée vers la fin de l'essai (déplacement du vérin supérieur à 20 mm), ce qui n'est pas le cas pour la structure sans murs de cloison. La chute des blocs concerne le contact entre les murs intérieurs (murs de cloison) et les murs extérieurs. A l'instant $t_0=0$, les murs intérieur et extérieur à droite n'ont pas de contact, *i.e.*, absence d'interaction entre les blocs de ces deux murs. Quand le vérin descend, la fondation est mise en pente de sorte que ces murs sont inclinés et sont mis en contact. La force de contact du mur intérieur appliquée sur le mur extérieur à droite est une force hors-plan pour le mur extérieur à droite. Lorsque cette force est suffisamment importante, les blocs du mur extérieur à droite tombent.

En position P_3 , des chutes de blocs sont observées pour les deux structures étudiées (Fig. C.13), mais la structure avec murs de cloison résiste mieux que celle sans murs de cloison.

Par rapport à la structure sans murs de cloison, la structure avec murs de cloison résiste mieux pour les positions P_1 et P_3 et moins bien en position P_2 .

Le Tableau 5.2 récapitule les niveaux des dommages de l'ensemble de 12 essais réalisés sur la plate-forme d'essais. Ce tableau avec les observations ci-dessus constituent la preuve de la répétabilité de nos essais. Notamment à la fin de l'essai (déplacement du vérin atteint 30 mm), le niveau de dommages est identique l'un essai à l'autre pour une position de la structure considérée.

Tableau 5.2. Récapitulatif des niveaux des dommages de 12 essais pour la structure avec et sans murs de cloison.

30 mm			20 mm			10 mm			Déplacement du vérin (mm)						
P ₃	P ₂	P ₁	P ₃	P ₂	P ₁	P ₃	P ₂	P ₁	Position						
									Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Indicateur de la pente	Indicateur de la déformation	Abaque de Burland (déflexion-déformation)
Ruine	Ruine	D ₃	D ₄ -D ₅	D ₄ -D ₅	D ₃	D ₃	D ₄ -D ₅	D ₀	Avec murs de cloison	Sans murs de cloison	Avec murs de cloison	Sans murs de cloison			
Ruine	Ruine	-	D ₄ -D ₅	D ₄ -D ₅	-	D ₃	D ₄ -D ₅	-	Essai 2						
Ruine	D ₄ -D ₅	D ₃	D ₄ -D ₅	D ₄ -D ₅	D ₀	D ₃	D ₄ -D ₅	D ₀	Essai 3						
Ruine	D ₄ -D ₅	D ₃	D ₄ -D ₅	D ₄ -D ₅	D ₀	D ₃	D ₄ -D ₅	D ₀	Essai 4						
Ruine	Ruine	D ₃	D ₄ -D ₅	D ₄ -D ₅	D ₃	D ₄ -D ₅	D ₄ -D ₅	D ₃	Essai 1						
Ruine	Ruine	D ₄ -D ₅	D ₄ -D ₅	D ₄ -D ₅	D ₃	D ₄ -D ₅	D ₄ -D ₅	D ₃	Essai 2						
Ruine	D ₄ -D ₅	D ₃	D ₄ -D ₅	D ₄ -D ₅	D ₃	D ₄ -D ₅	D ₄ -D ₅	D ₃	Essai 3						
Ruine	D ₄ -D ₅	D ₂	D ₄ -D ₅	D ₄ -D ₅	D ₃	D ₄ -D ₅	D ₄ -D ₅	D ₃	Essai 4						
Ruine	Ruine	D ₄ -D ₅	Essai 1												
Ruine	Ruine	-	D ₄ -D ₅	D ₄ -D ₅	-	D ₄ -D ₅	D ₄ -D ₅	-	Essai 2						
Ruine	D ₄ -D ₅	Essai 3													
Ruine	D ₄ -D ₅	Essai 4													
Ruine	Ruine	D ₃	D ₄ -D ₅	D ₅	D ₃	D ₄	D ₅	D ₃	Essai 1						
Ruine	Ruine	D ₃	D ₄ -D ₅	D ₅	D ₃	D ₄	D ₅	D ₃	Essai 2						
Ruine	D ₅	D ₃	D ₄ -D ₅	D ₄	D ₃	D ₄	D ₄	D ₂	Essai 3						
Ruine	D ₅	D ₃	D ₄ -D ₅	D ₄	D ₃	D ₄	D ₄	D ₂	Essai 4						

* Légende : D₀=dommage négligeable, D₁= dommage très faible, D₂= dommage faible, D₃= dommage modéré, D₄=dommage sévère, et D₅= dommage très sévère.

* Essais 1 & 2 pour la structure avec murs de cloison. Essais 3 & 4 pour la structure sans murs de cloison.

5.5.2. Tests des murs avec mortier de joint

L'objectif de ces tests est de comparer le comportement de la structure en maçonnerie de joints de mortier avec celui de joints secs. Cette campagne a fait également l'objet d'un stage master de recherche dont les résultats sont présentés en détails par [55]. Ici, nous ne présentons que les résultats principaux de ces travaux.

Pour ces tests, la concentration de la colle retenue est $C/6$, correspondant à une dissolution de 41,7g de la poutre de la colle avec 6 litres d'eau. Le temps de séchage de l'ensemble des quatre murs est de l'ordre de 2-3 jours. Nous rappelons que cette campagne d'essais a été réalisée au bureau et non sur la plate-forme d'essais (pour des raisons de restriction d'accès au bâtiment), voir l'Annexe D. Celle-ci se compose de 4 tests séparés : 1 test pour la position P_1 , 2 tests pour la position P_2 (dont 1 pour un mur sans fenêtre et 1 avec un mur de façade avec fenêtre), et 1 test pour la position P_3 .

Pour mieux observer l'influence de la colle sur la réponse de la structure, nous comparons les résultats obtenus avec ceux des essais sur la plate-forme (avec le sable). Ici, seul l'état final de la structure est présenté parce que le processus de chargement des essais au bureau n'est pas comparable avec celui sur la plate-forme.

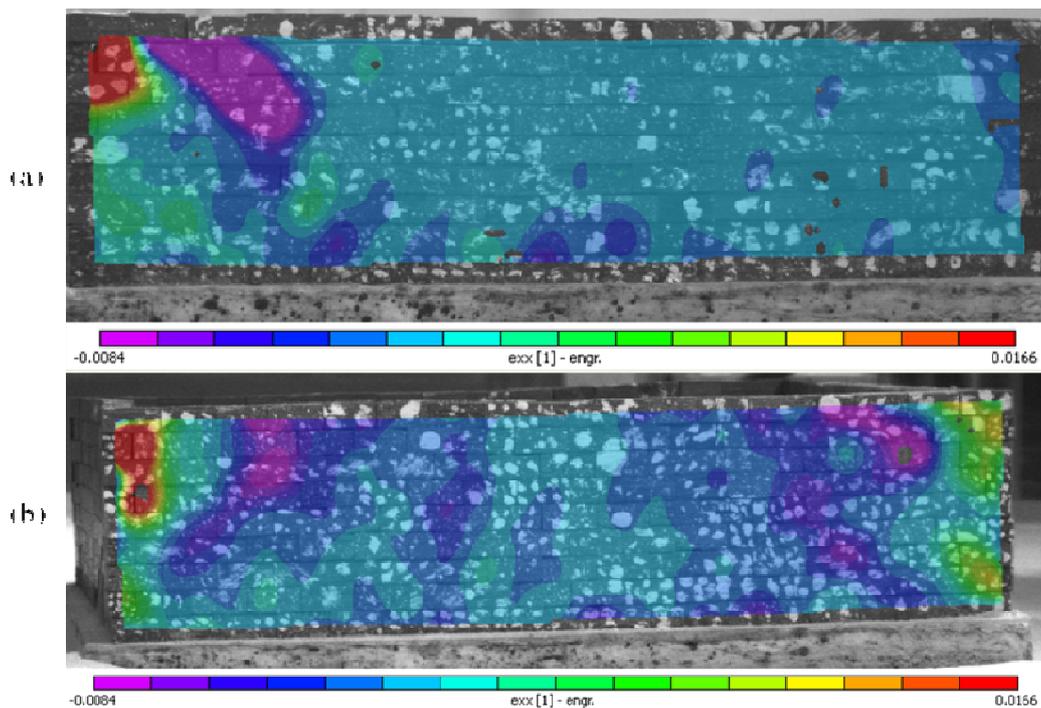


Figure 5.16. Position P_1 : comparaison de la distribution des fissures en cas de la maquette de la structure (a) sans sable (essai au bureau) et (b) avec le sable (essai sur la plate-forme).

Pour la position P_1 , la déflexion maximale de la fondation obtenue est similaire à celle des essais réalisés sur la plate-forme. Ceci signifie que la fondation des essais sur la plate-forme se déforme comme dans le cas sans présence du sable. Autrement dit,

le sable au milieu de la maquette de la structure est très lâche ou perd le contact avec la structure. Quant aux modes de rupture, les fissures se concentrent uniquement aux extrémités du mur pour les deux cas (avec/ sans mortier de joint), voir la Figure 5.16.

Pour la position P_2 , on obtient une déflexion similaire (état final) pour les deux cas, mais la pente de l'essai sans sable est moins importante (3% contre 5,7% de l'essai avec le sable sur la plate-forme) [55]. Cette différence de la pente ne fait pas le lien avec la colle, mais liée à la condition de chargement telle que la présence/non du sable, la manière d'enlever les blocs supports de la fondation pour l'essai au bureau, etc. Pour les modes de rupture, la colle limite le nombre des fissures par rapport aux essais sur la plate-forme, voir la Figure 5.17.

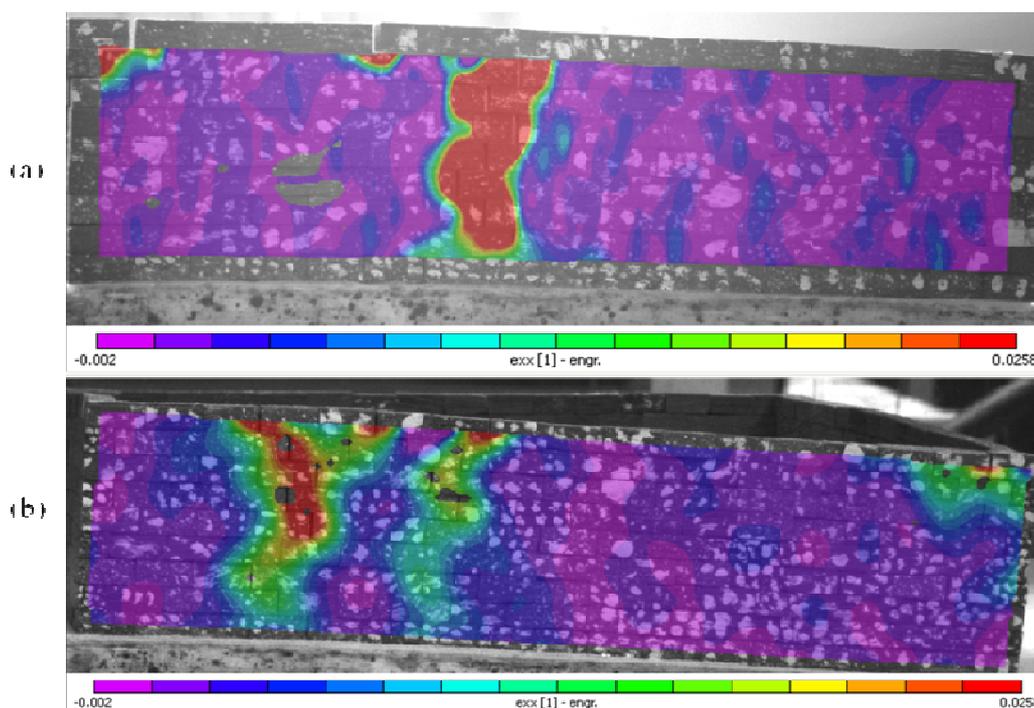


Figure 5.17. Position P_2 : comparaison de la distribution des fissures en cas de la maquette de la structure (a) sans sable (essai au bureau) et (b) avec le sable (essai sur la plate-forme).

Pour la position P_3 , l'essai au bureau ne permet que de reproduire le phénomène de perte d'appuis (Fig. 5.18). Plus précisément, la structure fléchit exactement comme dans le cas d'une poutre en console selon la direction x et aucune déformation suivant la direction y . Alors que les essais en P_3 réalisés sur la plate-forme, la structure est en zone convexe selon la direction x et en zone concave selon la direction y simultanément. Ainsi, la comparaison des résultats est moins pertinente. Dans cette position (voir la Figure 5.18), les résultats montrent que la déflexion et la pente selon la direction x sont similaires pour les deux cas (avec/sans colle). Cependant, les fissures du mur avec colle sont plus nombreuses et plus significatives. Une des raisons est liée à la manière d'enlever les supports de la fondation brutalement qui cause des fissures importantes.

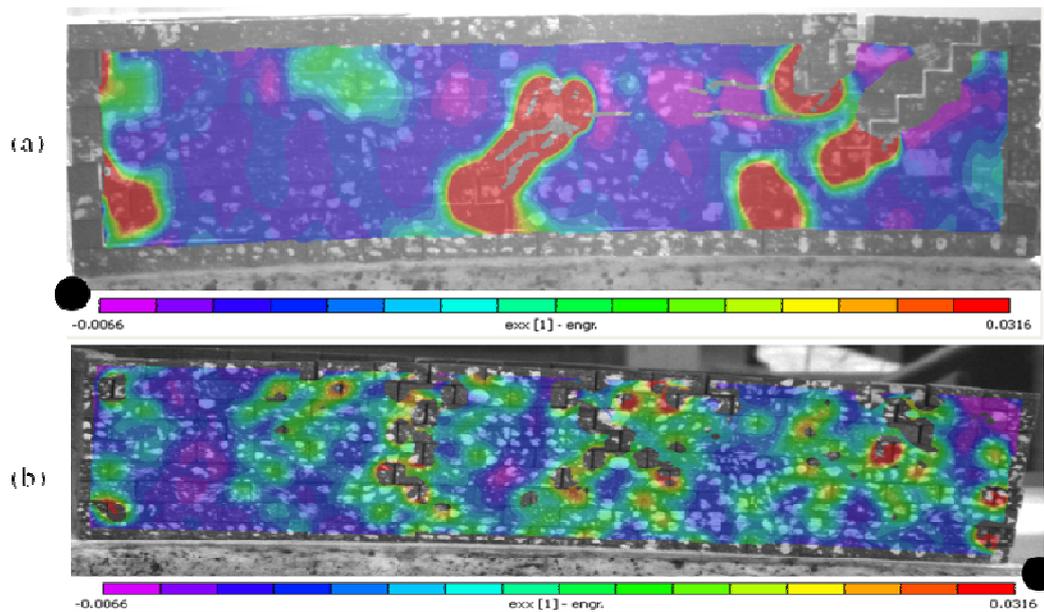


Figure 5.18. Position P_3 : comparaison de la distribution des fissures en cas de la maquette de la structure (a) sans sable (essai au bureau) et (b) avec le sable (essai sur la plate-forme). Le point « ● » représente le centre du vérin.

En conclusion, l'utilisation de la concentration C/6 de la colle permet de reproduire les fissures, mais elle est encore plus forte (voir les fissures du mur une fenêtre dans la Figure 5.19). Ainsi, la concentration de la colle doit être réduite légèrement pour que le comportement de la maquette de la structure soit plus réaliste par rapport au prototype de la maison.

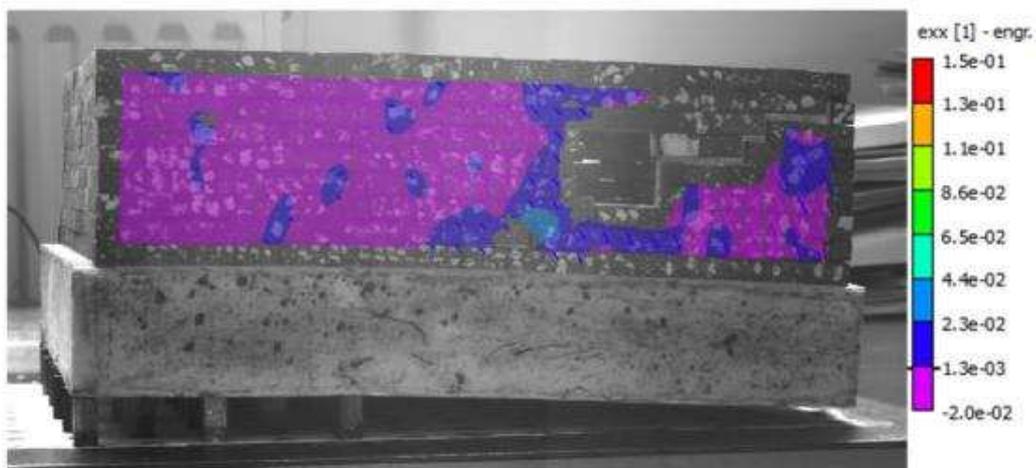


Figure 5.19. Etat déformé final du mur observé avec la fenêtre pour la structure en position P_2 .

5.6. Conclusions et perspectives

5.6.1. Conclusions

Dans ce chapitre, nous avons montré l'application des outils développés dans le chapitre 4 pour l'évaluation des dommages potentiels d'une maison individuelle type en maçonnerie soumise à un mouvement du terrain. Une campagne d'essais sur la maquette de cette structure à l'échelle réduite de 1/40 a été réalisée pour l'étude de l'influence de la position de la structure sur le niveau de dommages induit.

Les résultats obtenus ont montré que la structure en position P_1 est soumise à un niveau de dommages modéré. Les fissures se trouvent localisées aux extrémités d'un mur, indiquant un mode de rupture locale dû à la sollicitation hors-plan provenant des murs perpendiculaires au mur observé. Ceci est contraire aux études référencées dans la littérature pour lesquelles les fissures se trouvent au milieu du mur. Cette différence est liée à l'utilisation de blocs rigides et de colle forte sur l'interface fondation-mur de sorte qu'elle empêche la fissuration au milieu du mur en cas de compression.

En position P_2 , la structure subit un dommage très sévère, les fissures sont nombreuses sur la partie haute du mur, et localisées dans les zones de contact entre le sol et la fondation. L'évolution des longueurs des fissures larges (classes D_3 et $D_{4\&5}$) présente deux régimes différents. Une tendance croissante quasi-linéaire est observée lorsque le déplacement du vérin augmente de 0 à 10 mm, puis la densité des fissures devient stable indiquant une tendance stationnaire jusqu'à la fin de l'essai.

En position P_3 , la structure est très endommagée, engendrant la chute des blocs et la ruine des murs. Cet état d'endommagement est classé dans un niveau de dommages très sévère. Pour le mur observé, les fissures larges sont nombreuses sur la partie haute du mur comme dans le cas de la structure en P_2 , mais leur densité est beaucoup plus importante, notamment quand le déplacement du vérin dépasse 10 mm. Par conséquent, la chute des blocs est observée quand le déplacement du vérin est supérieur à 20 mm.

Pour les trois positions étudiées, l'observation des évolutions des paramètres telles que la pente, la déflexion, la déformation, la longueur des fissures, etc., a montré que le moment où le déplacement du vérin atteint 10 mm peut être considéré comme un point de changement de la réponse de la structure. Plus précisément, les évolutions sont quasi-linéaires dans un premier temps quand le déplacement du vérin est inférieur à 10 mm. Une fois cette valeur dépassée, elles changent plus ou moins rapidement selon la position considérée. En particulier, les tendances de la structure en positions P_1 et P_2 sont caractérisées par des évolutions quasi-linéaires, alors qu'en position P_3 elles sont non-linéaires. Le changement de la réponse de la structure est lié au mouvement du sol. Ceci est plus clair lors de l'observation du changement de la pente maximale en cas de terrain vierge (la pente du terrain vierge est la première dérivée du profil du terrain, et sa valeur maximale se trouve au point d'inflexion de ce profil). Dans ce cas, la pente maximale augmente progressivement de 0 à 5% (valeur moyenne) quand le vérin descend de 0 à 10 mm, puis elle se croît rapidement jusqu'à 35% (valeur moyenne) à la fin d'essai (le déplacement du vérin est 30 mm). Ceci signifie qu'il y a un changement de l'évolution de la pente maximale au déplacement du vérin à 10 mm. Ce changement est comparable avec le cas de la présence de la structure et influence la réponse de la structure.

Pour identifier les modes de rupture du mur observé, nous avons utilisé le modèle d'interaction sol-structure développé dans le chapitre précédent. Ce modèle ne peut s'appliquer qu'aux cas de la structure en zone convexe (structures en positions P_2 et P_3). Pour le cas de la structure en zone concave (position P_1), ce modèle n'est pas applicable parce que la déformation de compression de la structure n'est pas linéaire et homogène (les murs n'ont pas de déformation car les blocs sont rigides, mais la fondation est élastique). Les résultats obtenus ont montré que les deux structures en P_2 et P_3 sont soumises à une fissuration mixte provenant d'une flexion et d'un cisaillement simultanés. Les fissures larges se trouvent dans les zones où les moments fléchissants et les efforts tranchants sont maximaux.

5.6.2. Perspectives

L'exemple de l'évaluation des dommages d'une maison individuelle à l'aide de l'expérimentation physique a montré la performance de la méthode proposée, pourtant la maquette de la structure reste insuffisamment réaliste malgré les différentes améliorations opérées. En vue de pouvoir obtenir des meilleurs résultats, les murs devraient prendre en compte les fenêtres, le chaînage, etc., et que la fondation devrait être moins épaisse.

La concentration de la colle pour représenter le « mortier » a été testée, pourtant les études paramétriques de la maquette de la structure avec la colle sur la plateforme d'essais ne sont pas encore engagées. Ceci devra constituer une étude séparée dans une suite éventuelle de ce projet.

Chapitre 6

Conclusions & perspectives

6.1. Conclusions

Ayant pour objectif général de contribuer à l'amélioration de l'évaluation des dommages induits par des mouvements de terrain dans les structures en maçonnerie, ce travail de thèse a permis de développer des outils basés sur la technique DIC pour l'identification et la quantification des fissures de la structure.

Dans un premier temps, nous avons proposé un modèle physique réduit pour simuler la réponse d'une maison individuelle en maçonnerie représentative de celles présentes dans les communes soumises aux aléas de mouvements de terrain. Par rapport aux modèles physiques existants traitant du même sujet et utilisant un facteur d'échelle supérieur à $1/10$, ce modèle a été conçu avec un facteur d'échelle quatre fois plus petit, $1/n=1/40$. Ceci présente plusieurs avantages évidents notamment pour le coût et le temps de réalisation d'un essai beaucoup plus réduits. Parmi les modèles existants conçus par l'INERIS, ce modèle constitue une évolution majeure grâce à la prise en compte des éléments verticaux (murs), offrant un modèle plus réaliste. Les difficultés liées au choix des matériaux analogiques ont pu être franchies. La phase de conception a permis de tester différents matériaux et de retenir: le bois pour les briques constituant les murs, le silicone pour la fondation et le sable de Fontainebleau pour le sol analogique. En particulier, pour représenter le « mortier » de la maçonnerie, nous avons utilisé une colle à papier en poudre. Un des avantages de cette colle reside dans la possibilité de choisir la concentration de la solution pour obtenir la cohésion souhaitée.

Pour faciliter les tâches de préparation d'un essai et pour obtenir une bonne répétabilité des résultats, le processus complexe d'essai a été divisé en plusieurs étapes. Les mesures des champs de déplacement du sol et de la structure sont réalisées à l'aide de la technique DIC pour laquelle l'optimisation des erreurs de mesure et du temps d'analyse des images a nécessité une bonne calibration des caméras et un choix judicieux des paramètres du logiciel DIC utilisé.

Dans un deuxième temps, nous avons élaboré des outils basés sur la technique DIC pour analyser le niveau de dommages dans la structure. Le premier outil permet de déterminer les efforts internes dans la structure et la réaction du sol à partir de la courbe expérimentale du déplacement de la structure. Cet outil a été développé en résolvant le problème inverse d'interaction sol-structure. Plus précisément, un modèle basé sur le modèle de Winkler a été proposé. La particularité de ce modèle est l'utilisation d'un module de réaction du sol variable ainsi que sa capacité à prendre en compte à la fois les mouvements de corps rigide et le profil du sol. L'application

essentielle de cet outil concerne la détermination des modes de rupture du mur observé à travers les efforts internes. Cependant, ceci n'a permis que d'évaluer qualitativement les dommages. Pour compléter notre méthode d'évaluation des dommages, nous avons ensuite élaboré un deuxième outil, appelé modèle DIC-M, permettant d'identifier et de quantifier les fissures du mur en maçonnerie. Le point clé du modèle concerne la simulation des mouvements individuels des blocs similaire aux modélisations par Eléments Distincts. Ceci a permis de déterminer aisément l'ouverture de fissures au niveau des joints verticaux et horizontaux du mur considéré. Pour faciliter l'évaluation des dommages, nous avons ensuite proposé deux outils complémentaires, conçus à partir des résultats obtenus par le modèle DIC-M. (i) Le premier est un indicateur de dommages lié à la longueur cumulée des fissures. Par rapport aux indicateurs conventionnels, cet indicateur peut être qualifié de multi-échelle dans le sens où il inclut différents niveaux de dommages (de négligeable à très sévère), permettant de mieux détailler les dommages et donc de mieux évaluer leur niveau. (ii) Le deuxième concerne les cartographies des fissures dans le mur observé selon différents niveaux de dommages, ce qui permet de visualiser directement la localisation et la densité des fissures d'une même classe de dommages.

Parce que les erreurs de mesure sont inévitables, nous avons retenu l'utilisation des images statiques acquises avant le déroulement de l'essai, considérant les déplacements de ces images obtenus par DIC comme des erreurs systématiques. Cette utilisation est simple, et efficace, et notamment applicable pour tous les matériaux, y compris des matériaux fragiles tels que la maçonnerie utilisée dans ce travail. Afin d'éviter un problème de perte de corrélation induite par la DIC lors de l'apparition des fissures, nous avons proposé l'utilisation de l'option incrémentale lors de l'analyse des images. Cependant, ceci produit une propagation des erreurs de mesure de sorte que le nombre d'images d'un essai doit être limité. Pour estimer ce nombre, nous avons analysé les images statiques par le modèle DIC-M afin d'obtenir la largeur des fissures fictives des joints du mur. Le nombre maximal des images d'un essai est déterminé de façon à ce que 95% des largeurs de fissures fictives soient inférieures à une valeur autorisée. Pour ce travail de thèse, l'erreur autorisée sur la largeur des fissures a été fixée à 1 mm. Le nombre maximal d'images considérées pour un essai est alors égal à 100. Un autre problème concernant l'estimation de l'intervalle de confiance de l'indicateur de dommages multi-échelle proposé a été abordée et résolue par une simulation de Monte-Carlo. Les résultats obtenus ont montré que la longueur relative des fissures est déterminée à $\pm 3\%$ pour les classes de dommages faibles $D_{0\&1}$ et D_2 , à $\pm 1\%$ pour la classe de dommages modérés D_3 , et à $\pm 0,5\%$ pour la classe de dommages sévères et très sévères $D_{4\&5}$. Par rapport aux autres études menées sur le thème de l'évaluation des dommages, la question de l'incertitude a été posée et résolue pour la première fois dans cette étude.

Enfin, dans un troisième temps, nous avons appliqué la méthode proposée pour évaluer les dommages potentiels d'une maison individuelle en maçonnerie représentative des communes soumises à des mouvements de terrain. Une campagne d'essais pour trois positions critiques de la structure a été réalisée. Les résultats obtenus ont montré que la structure en position P_1 est sujette à un niveau de dommages modéré. Les fissures de celle-ci se trouvent uniquement aux extrémités du mur, indiquant un mode de rupture local dû au chargement hors-plan provenant des murs perpendiculaires avec le mur observé. L'utilisation de l'indicateur de dommages multi-échelle a montré que la longueur cumulée des fissures larges ne croît que très légèrement lors de la descente du vérin, *i.e.*, peu d'évolution de fissures. En position

P_2 , la structure est soumise à un dommage très sévère pour lequel les fissures larges (classes D_3 et $D_{4\&5}$) sont nombreuses en partie haute du mur, localisées aux zones de contact entre le sol et la fondation. De plus, l'indicateur de dommages multi-échelle a indiqué que la densité des fissures a évolué avec une tendance quasi-linéaire lorsque le vérin descend de 0 à 10 mm, puis que celle-ci est restée stationnaire jusqu'à la fin d'essai. Autrement dit, les dommages se sont arrêtés d'évoluer au-delà d'un déplacement du vérin de 10 mm. En position P_3 , la structure est très endommagée, engendrant une chute des blocs et la ruine des murs. Pour le mur observé, la distribution des fissures larges est similaire à celle obtenue pour la position P_2 , mais sa densité est beaucoup plus importante, caractérisée par une évolution croissante non-linéaire de la longueur des fissures larges. Cette évolution s'est arrêtée au moment où les premiers blocs sont tombés (pour un déplacement du vérin supérieur à 20 mm).

En ce qui concerne l'interaction sol-structure, l'analyse des essais pour les trois positions étudiées a montré que la rigidité de la structure est beaucoup plus importante que celle du sol de sorte que le contact sol-structure est quasiment parfait. Par ailleurs, la rigidité du sol sous la fondation n'est pas homogène, dépendant de la densité du sable. Elle est plus importante pour le sable dense et quasiment nulle pour le sable lâche.

Enfin, nous avons suggéré des recommandations opérationnelles pour l'évaluation des dommages afin d'obtenir une meilleure estimation du niveau de dommages dans la structure. Plus précisément, une évaluation de dommages doit comporter deux étapes essentielles. La première étape consiste à utiliser plusieurs outils disponibles (indicateurs, abaques, etc.) pour quantifier les dommages. Puis, dans la deuxième étape, une conclusion peut être proposée sur le niveau de dommage en se basant sur la convergence des résultats de ces différents outils, et en prenant en compte la densité des fissures et les modes de rupture.

6.2. Perspectives

Le travail présenté dans ce mémoire a visé essentiellement à développer des outils d'analyse des dommages induits sur des structures en maçonnerie. La campagne expérimentale a été restreinte à des conditions très particulières : 3 positions de structure, un affaissement de caractéristiques fixées, une structure simple et majoritairement à joints sans mortier.

Les résultats obtenus à l'aide des nouveaux outils proposés sont encourageants et permettent donc d'envisager une campagne expérimentale plus large :

- Avec une représentation plus complète de la géométrie de la structure : prise en compte dans les murs des ouvertures et fenêtres, d'un chaînage périphérique, etc ...
- Avec une représentation plus réaliste des fondations (radier général moins épais, fondation filante, fondations isolées, ...). D'autres mouvements de terrain pourront être envisagés grâce à l'augmentation du nombre des vérins : les travaux d'installation de 15 vérins sur la plate-forme d'essais de l'INERIS sont déjà en cours. Ceci permettra de diversifier les mouvements de terrain tels que ceux induits par la construction de tunnels ou par le creusement de carrière par méthode d'exploitation « chambres et piliers ».

- Enfin, le sol utilisé par la campagne expérimentale était purement frottant, il serait intéressant de pouvoir analyser l'influence de sol purement cohérent ou cohérent-frottant.

Par ailleurs, cette étude expérimentale pouvait être confrontée à des observations sur ouvrages réels disponibles dans la littérature scientifique et technique (par exemple dans le cas de mines de fer de Lorraine) ou à une d'expérimentation à échelle 1 sur site.

Une autre étape serait la validation des résultats par une approche numérique complète, ce qui est en cours de réalisation dans le cadre du projet COMEX⁴, dans lequel l'INERIS est fortement impliqué.

⁴ COMEX : projet européen intitulé en anglais "COMplex Mining Exploitation : optimizing mine design and reducing the impact on human environment". Partenaires : INERIS (France), GEOCONTROL (Espagne), GAUK (U.K), Université de Nottingham (U.K), GIG (Pologne), CERTH (Grèce), et DMT (Allemagne).

Bibliographie

- [1] Waltham T., Bell F., Culshaw M. Sinkholes and subsidence. Karst and Cavernous Rocks in Engineering and Construction. Electronic Book. In: Springer, editor. 2005.
- [2] Deck O. *Etude des conséquences des affaissements miniers sur le bâti: proposition pour une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité du bâti*. PhD thesis, Institut National Polytechnique de Lorraine, 2002.
- [3] Abbass Fayad A. *Etude de stabilité de fontis au toit des carrières souterraines et traitements apportés aux conséquences induites en surface*. Ecole des Mines de Nancy, 2004.
- [4] Caudron M. *Etude expérimentale et numérique de l'interaction sol-structure lors de l'occurrence d'un fontis*. PhD thesis, INSA de Lyon, 2007.
- [5] Saeidi A. *La vulnérabilité des ouvrages soumis aux aléas mouvements de terrains; développement d'un simulateur de dommages*. PhD thesis, Institut National Polytechnique de Lorraine, 2010.
- [6] Jahangir E. *Phénomènes d'interaction sol-structure vis-à-vis de l'aléa retrait-gonflement pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages*. Institut National Polytechnique de Lorraine (INPL), 2011.
- [7] Nguyen H.H. *Etude de la vulnérabilité du bâti français vis-à-vis des effets de fontis*. Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, 2011.
- [8] Boscardin M., Cording E. Building Response to Excavation-Induced Settlement. *Journal of Geotechnical Engineering*. 1989;115(1):1-21.
- [9] National Coal Board. *Subsidence Engineer's Handbook Mining*. Electronic Book. London. 1975.
- [10] Burland J.B. The assessment of the risk of damage to buildings due to tunnelling and excavations. *Earthquake geotechnical engineering*. 1997;Editions Ishihara, Balkema:1189-201.
- [11] Arnal C., Messin M., Verdel T., Zihri G. Risques liées aux ouvrages souterrains. Détermination d'une échelle de dommages. Report, BRGM, 2003.
- [12] Loganatban N. An innovative method for assessing tunnelling-induced risks to adjacent structures. One Penn Plaza ed: Parsons Brinckerhoff Inc.; 2011.
- [13] Mine Subsidence Engineering Consultants Pty Ltd. *Mine Subsidence Damage To Building Structures*. Report, 2007.
- [14] Boone S.J. Assessing construction and settlement-induced building damage: a return to fundamental principles. Golder Associates Inc., 2002.
- [15] Deck O., Al Heib M., Homand F. Taking the soil-structure interaction into account in assessing the loading of a structure in a mining subsidence area. *Engineering Structures*. 2003;25(4):435-48.
- [16] Acary V. *Contribution à la modélisation mécanique et numérique des édifices maçonnés*. PhD thesis, Université Aix-Marseille II, 2001.

- [17] Perales R. *Modélisation du comportement mécanique par éléments discrets des ouvrages maçonnés tridimensionnels. Contribution à la définition d'éléments de contacts surfaciques*. Université Montpellier II, 2007.
- [18] Lourenço P.B. *Computational strategies for masonry structures*. PhD thesis, Universidade do Porto, Portugal, 1996.
- [19] Houti F.B. *Comportement des structures en maçonnerie sous sollicitation uniaxiale*. PhD thesis, Université Abou Bekr Belkaid – Tlemcen, 2002.
- [20] Sahlaoui R. *Analyse par le calcul à la rupture des murs en maçonnerie en vue de leur renforcement par des composites collés*. PhD thesis, Université Paris-Est, 2011.
- [21] Buckingham E. On Physically Similar Systems; Illustrations of the Use of Dimensional Equations. *Physical Review*. 1914;4(4):345-76.
- [22] Dehousse N.M., Arnould R. *Les modèles réduits de structures en génie civil*. Dunod ed. Paris 1971.
- [23] Mandel J. Essais sur modèle réduits en mécanique des terrains. Etude des conditions de similitude. *Revue d'industrie minérale*. 1962;9:611-20.
- [24] Laefer D.F.E., Aykut; Cording, Edward J.; Long, James H.; Truong-Hong L. Strength-scaled unreinforced masonry for scaled soil-structure experimentation-theoretical considerations. *Journal of Testing and Evaluation*. 2010.
- [25] Laefer D.F., Hong L.T., Erkal A., Long J.H., Cording E.J. Manufacturing, assembly, and testing of scaled, historic masonry for one-gravity, pseudo-static, soil-structure experiments. *Construction and Building Materials*. 2011;25(12):4362-73.
- [26] Potts D.M., Addenbrooke T.I. A structure's influence on tunnelling-induced ground movements. *Proc Inst Civil Eng-Geotech Eng*. 1997;125(2):109-25.
- [27] Hor B. *Evaluation et réduction des conséquences des mouvements de terrains sur le bâti: approches expérimentale et numérique*. PhD thesis, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2012.
- [28] Giardina G., Marini A., Hendriks M.A.N, Rots J.G., Rizzardini F., Giuriani E. Experimental analysis of a masonry façade subject to tunnelling-induced settlement. *Engineering Structures*. 2012;45(0):421-34.
- [29] Keating T.J., Wolf P.R., Scarpace F.L. An improved method of digital image correlation. *American Society for Photogrammetry and Remote Sensing*. 1975;41(8).
- [30] Chu T.C., Ranson W.F., Sutton M.A. Applications of digital-image-correlation techniques to experimental mechanics. *Exp Mech*. 1985;25(3):232-44.
- [31] Grédiac M. The use of full-field measurement methods in composite material characterization: interest and limitations. *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*. 2004;35(7-8):751-61.
- [32] Sutton M., McNeill S., Helm J., Chao Y. Advances in Two-Dimensional and Three-Dimensional Computer Vision. In: Rastogi P, editor. *Photomechanics*: Springer Berlin Heidelberg; 2000. p. 323-72.

- [33] Garcia D. *Mesure de formes et de champs de déplacements tridimensionnels par stéréo-corrélation d'images*. PhD thesis, Institut national polytechnique de Toulouse, 2001.
- [34] Fazzini M. *Développement de méthodes d'intégration des mesures de champs*. PhD thesis, Université de Toulouse, 2009.
- [35] Salmanpour A., Mojsilović N. Application of Digital Image Correlation for strain measurements of large masonry walls. Conference Proceedings. APCOM & ISCM, Singapore, 2013.
- [36] Garcia D., Orteu J.J. 3D Deformation Measurement using Stereo-Correlation Applied to Experimental Mechanics. Conference Proceedings. 2001.
- [37] Rannou J. *Prise en compte d'effets d'échelle en mécanique de la rupture tridimensionnelle par une approche X-FEM multigrille localisée non-linéaire*. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2008.
- [38] Griffith A.A. The phenomena of rupture and flow in solids. Philosophical transactions of the royal society of london Series A, containing papers of a mathematical or physical character. 1921:163-98.
- [39] Irwin G. Fracture. In: Flügge S, editor. Elasticity and Plasticity / Elastizität und Plastizität: Springer Berlin Heidelberg; 1958. p. 551-90.
- [40] Réthoré J., Hild F., Roux S. Extended digital image correlation with crack shape optimization. International Journal for Numerical Methods in Engineering. 2008;73(2):248-72.
- [41] Chen J., Zhang X., Zhan N., Hu X. Deformation measurement across crack using two-step extended digital image correlation method. Optics and Lasers in Engineering. 2010;48(11):1126-31.
- [42] Moës N., Dolbow J., Belytschko T. A finite element method for crack growth without remeshing. International Journal for Numerical Methods in Engineering. 1999;46(1):131-50.
- [43] Roux S., Hild F. Stress intensity factor measurements from digital image correlation: post-processing and integrated approaches. Int J Fract. 2006;140(1-4):141-57.
- [44] Mathieu F., Hild F., Roux S. Identification of a crack propagation law by digital image correlation. International Journal of Fatigue. 2012;36(1):146-54.
- [45] Mathieu F., Hild F., Roux S. Image-based identification procedure of a crack propagation law. Engineering Fracture Mechanics. 2013;103(0):48-59.
- [46] Roux S., Réthoré J., Hild F. Digital image correlation and fracture: an advanced technique for estimating stress intensity factors of 2D and 3D cracks. Journal of Physics D: Applied Physics. 2009;42(21):214004.
- [47] Williams M.L. On the stress distribution at the base of a stationary crack. Journal of Applied Mechanics. 1957;24:109-14.
- [48] Tung S.H., Shih M.H., Sung W.P. Development of digital image correlation method to analyse crack variations of masonry wall. Sadhana. 2008;33(6):767-79.
- [49] Mohammadipour A.H., Willam K.J., Ayoub A. Experimental studies of brick and mortar composites using digital image analysis. Conference Proceedings. 8th

- International Association of Fracture Mechanics for Concrete and Concrete Structures, FraMcoS-8, Toledo, Spain, 2013.
- [50] Boumalla E. Définition et étude de faisabilité d'un modèle physique réduit destiné à l'étude de l'impact des affaissements et des fontis sur les bâtis de surface. Report, INERIS, 2005.
- [51] Garnier J. Properties of soil samples used in centrifuge models. Conference Proceedings. Physical modelling in geotechnics, St John's, Canada, 2002.
- [52] Garnier J.G., C.; Springman, Sarah M.; Culligan, P.J.; Goodings, D.; König, D.; Kutter, B.; Phillips, R.; Randolph, M.F.; Thorel, L. Catalogue of Scaling Laws and Similitude Questions in Geotechnical Centrifuge Modelling. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics. 2007;3:1-23.
- [53] Das Dores A. Vulnérabilité des structures exposées à des mouvements de terrain. Report, INERIS, 2011.
- [54] Dédome C. Vulnérabilité des structures exposées à des mouvements de terrain (affaissements). Report, INERIS, 2012.
- [55] Putra Juniazhar R. *Analysis of Building Response Subject to Subsidence*. Master thesis, Université Joseph Fourier – Institut National Polytechnique de Grenoble, 2013.
- [56] Uesugi M.K.H., Kishida H. Influential factors of friction between steel and dry sands. Soils and Foundations. 1986;26(2):33-46.
- [57] VIC-3D. Testing guide, projection error, bias and noise. www.correlatedsolution.com, 2010.
- [58] Triconnet K., Derrien K., Hild F., Baptiste D. Parameter choice for optimized digital image correlation. Optics and Lasers in Engineering. 2009;47(6):728-37.
- [59] Robert L., Nazaret F., Cutard T., Orteu J.J. Use of 3-D Digital Image Correlation to Characterize the Mechanical Behavior of a Fiber Reinforced Refractory Castable. Exp Mech. 2007;47(6):761-73.
- [60] Haddadi H., Belhabib S. Use of rigid-body motion for the investigation and estimation of the measurement errors related to digital image correlation technique. Optics and Lasers in Engineering. 2008;46(2):185-96.
- [61] Lava P., Paepegem W., Coppieters S., Baere I., Debruyne D. Impact of Lens Distortions on Strain Measurements Obtained with Digital Image Correlation. In: Jin H., Sciammarella C., Furlong C., Yoshida S., editors. Imaging Methods for Novel Materials and Challenging Applications, Volume 3: Springer New York; 2013. p. 233-8.
- [62] Pan B., Yu L., Wu D., Tang L. Systematic errors in two-dimensional digital image correlation due to lens distortion. Optics and Lasers in Engineering. 2013;51(2):140-7.
- [63] Sun Z., Lyons J.S., McNeill S.R. Measuring Microscopic Deformations with Digital Image Correlation. Optics and Lasers in Engineering. 1997;27(4):409-28.
- [64] Sutton M.A., Yan J.H., Tiwari V., Schreier H.W., Orteu J.J. The effect of out-of-plane motion on 2D and 3D digital image correlation measurements. Optics and Lasers in Engineering. 2008;46(10):746-57.

- [65] Lecompte D., Smits A., Bossuyt S., Sol H., Vantomme J., Van Hemelrijck D., et al. Quality assessment of speckle patterns for digital image correlation. *Optics and Lasers in Engineering*. 2006;44(11):1132-45.
- [66] Yaofeng S., Pang J.H.L. Study of optimal subset size in digital image correlation of speckle pattern images. *Optics and Lasers in Engineering*. 2007;45(9):967-74.
- [67] Lava P., Cooreman S., Coppieters S., De Strycker M., Debruyne D. Assessment of measuring errors in DIC using deformation fields generated by plastic FEA. *Optics and Lasers in Engineering*. 2009;47(7-8):747-53.
- [68] Fazzini M., Mistou S., Dalverny O., Robert L. Study of image characteristics on digital image correlation error assessment. *Optics and Lasers in Engineering*. 2010;48(3):335-9.
- [69] Hung P.C., Voloshin A.S. In-plane strain measurement by digital image correlation. *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*. 2003;25:215-21.
- [70] Crammond G., Boyd S.W., Dulieu-Barton J.M. Speckle pattern quality assessment for digital image correlation. *Optics and Lasers in Engineering*. 2013;51(12):1368-78.
- [71] Dutta S.C., Roy R. A critical review on idealization and modeling for interaction among soil–foundation–structure system. *Computers & AMP; Structures*. 2002;80(20-21):1579-94.
- [72] Ejjaouani H. *Interactions des fondations et des sols gonflants : Pathologie, calculs et études expérimentales*. PhD thesis, École nationale des ponts et chaussées, 2008.
- [73] Deck O., Singh A. Analytical model for the prediction of building deflections induced by ground movements. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2012;36(1):62-84.
- [74] Al Heib M., Emeriault F., Caudron M., Nghiem L., Hor B. Large-scale soil-structure physical model (1g)-assessment of structure damages. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*. 2013;13:138-52.
- [75] Resch L. *Développement d'éléments de construction en bois de pays lamellés assemblés par tourillons thermo-soudés*. PhD thesis, Université Henri Poincaré – Nancy 1, 2009.
- [76] Girhammar U.A., Pan D.H. Exact static analysis of partially composite beams and beam-columns. *International Journal of Mechanical Sciences*. 2007;49(2):239-55.
- [77] Eliana L., Edgar S. Measuring the flexural rigidity in non-uniform beams using an inverse problem approach. *Inverse Problems*. 2002;18(3):837.
- [78] Marinov T.T., Vatsala A.S. Inverse problem for coefficient identification in the Euler–Bernoulli equation. *Computers & Mathematics with Applications*. 2008;56(2):400-10.
- [79] Son M., Cording E. Estimation of Building Damage Due to Excavation-Induced Ground Movements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2005;131(2):162-77.

- [80] Nghiem H.L., Al Heib M., Emeriault F. Method based on digital image correlation for damage assessment in masonry structures. *Engineering Structures*. 2015;86(0):1-15.
- [81] MacKay D.J. Introduction to monte carlo methods. *Learning in graphical models*: Springer; 1998. p. 175-204.
- [82] Bui T.T. *Etude expérimentale et numérique du comportement des voiles en maçonnerie soumis à un chargement hors plan*. PhD thesis, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2013.

Annexe A : Géométrie des murs et du support de construction

A.1. Fabrication des poutres pour l'essai de flexion trois points

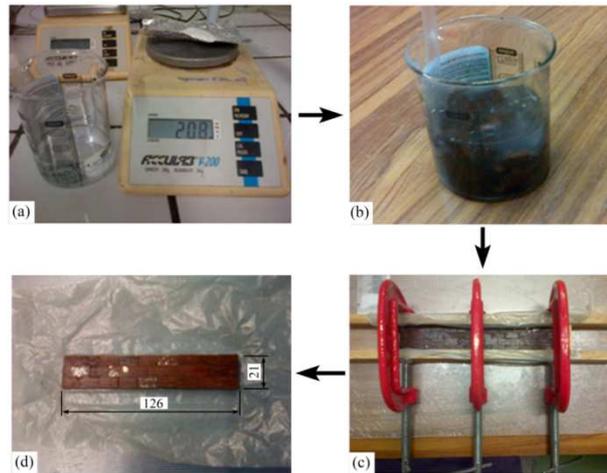


Figure A.1. Fabrication de la poutre avec une colle de concentration prédéfinie. (a) Préparation de la colle. (b) Mouillage des blocs. (c) Maintien des blocs par serrage pendant le séchage. (d) Etat de la poutre finale. Les dimensions sont en mm.

A.2. Géométrie des murs de la maquette de structure

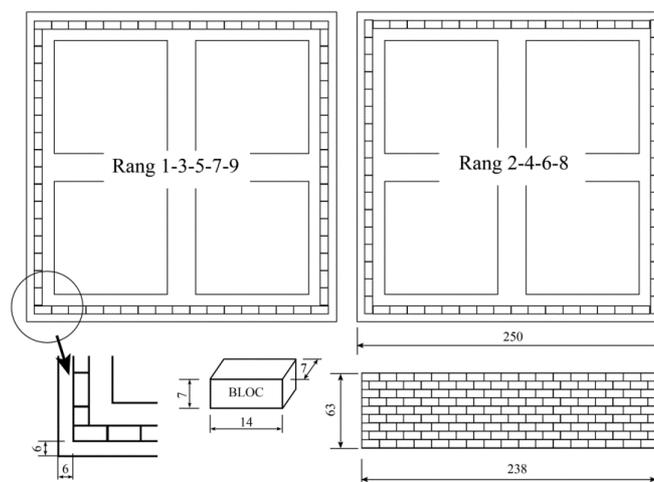


Figure A.2. Construction des murs sur la partie de la fondation en silicone. Les dimensions sont en mm.

A.3. Plan du support de la maquette de structure

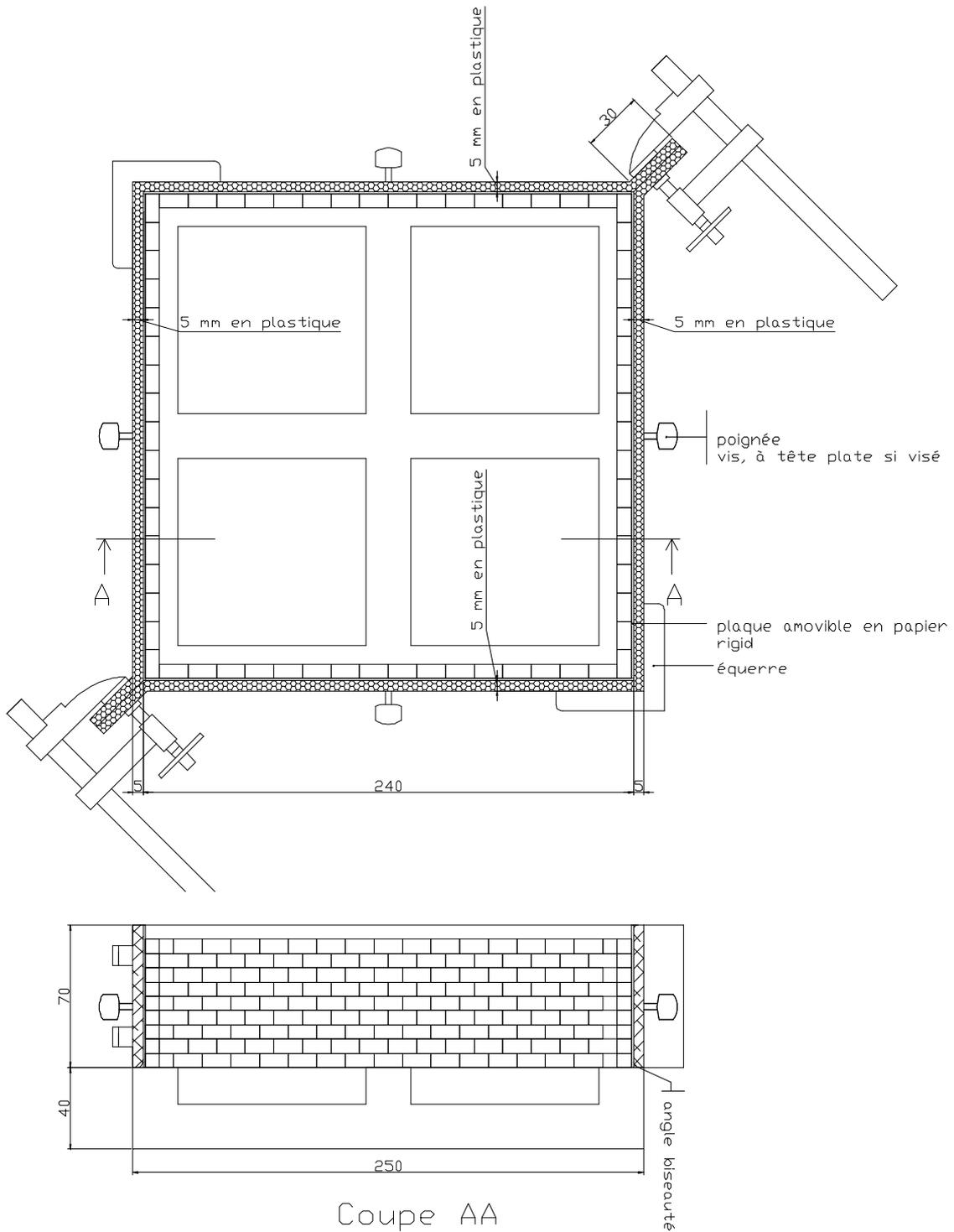


Figure A.3. Support pour la construction des murs. Les dimensions sont en mm.

Annexe B : Méthode de discrétisation pour le modèle d'interaction sol-structure

B.1. Etablissement des équations de comportement

Selon le schéma de calcul de la Figure 4.4a, la poutre composite subit les forces externes q et $p(x)$ au long de sa longueur. Le découpage de cette poutre en deux parties en haut et en bas conduit à introduit un effort interne « v_s » décrivant le cisaillement à l'interface. La décomposition des efforts pour un tronçon dx de la poutre composite est représentée dans la Figure B.1.

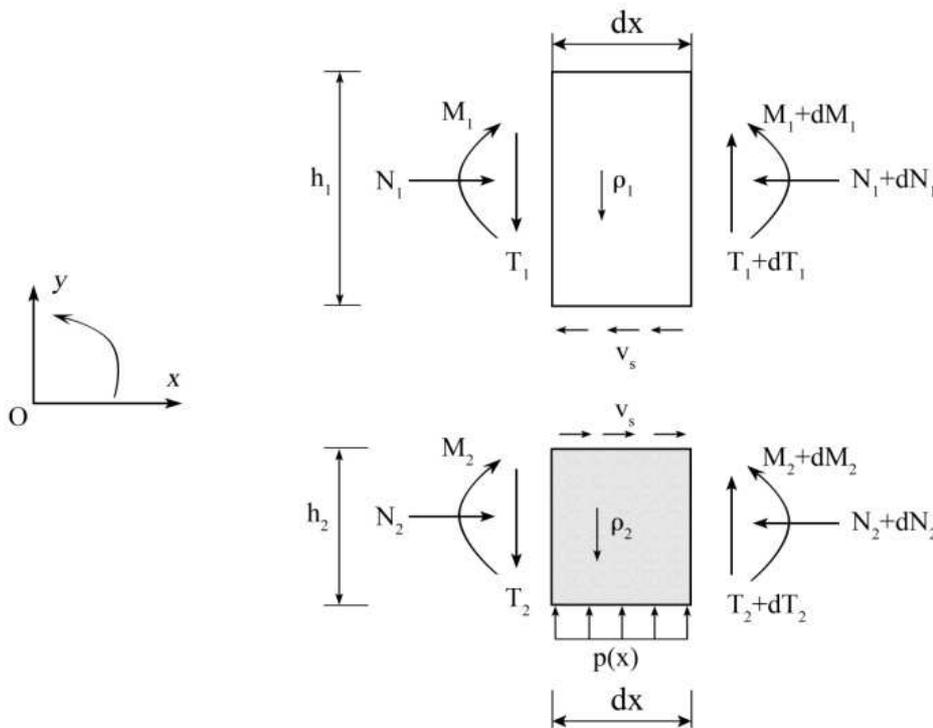


Figure B.1. Décomposition des efforts de la poutre composite pour un tronçon dx . « v_s » est l'effort tangentiel à l'interface. « ρ_1 » et « ρ_2 » sont respectivement la poids volumique de la partie haute et de la partie basse de la poutre composite. « $p(x)$ » est la réaction du sol.

B.1.1. Equations d'équilibre

B.1.1.1. Partie en haut

L'équilibre des efforts normaux selon la direction x s'écrit :

$$\frac{\partial N_1}{\partial x} = -v_s \quad (\text{B.1})$$

L'équilibre des efforts tranchants selon la direction y s'écrit :

$$\frac{\partial T_1}{\partial x} = \rho_1 A_1 \quad (\text{B.2})$$

L'équilibre des moments fléchissant s'écrit :

$$\frac{\partial M_1}{\partial x} = -T_1 - \frac{\partial N_1}{\partial x} \frac{h_1}{2} \quad (\text{B.3})$$

B.1.1.2. Partie en bas

L'équilibre des efforts normaux s'écrit :

$$\frac{\partial N_1}{\partial x} = v_s \quad (\text{B.4})$$

L'équilibre des efforts tranchants s'écrit :

$$\frac{\partial T_2}{\partial x} = \rho_2 A_2 - p(x) \quad (\text{B.5})$$

L'équilibre des moments fléchissant s'écrit :

$$\frac{\partial M_1}{\partial x} = -T_2 + \frac{\partial N_2}{\partial x} \frac{h_2}{2} \quad (\text{B.6})$$

B.1.2. Lois de comportement

Le comportement de la poutre composite est linéaire. Par conséquent, la relation entre l'effort normal et le module de Young s'écrit :

$$N_i = E_i A_i \frac{\partial u_i}{\partial x}, \quad i=1, 2 \quad (\text{B.7})$$

Pour le moment, nous avons :

$$M_i = E_i I_i \frac{\partial^2 y_i}{\partial x^2}, \quad i=1, 2 \quad (\text{B.8})$$

B.1.3. Equations d'équilibre globales

Lors qu'il n'y a pas de forces axiales appliquées sur la poutre composite, la somme des efforts normaux égale à zéro :

$$N = N_1 + N_2 = 0 \quad (\text{B.9})$$

La somme des efforts tranchants égale à :

$$T = T_1 + T_2 \quad (\text{B.10})$$

La somme des moments égale à :

$$M = M_1 + M_2 + N_1 r \quad (\text{B.11})$$

Avec

$$r = \frac{h_1 + h_2}{2} \quad (\text{B.12})$$

B.1.4. Équations de comportement

En cas de cohésion parfaite, la première dérivée de (4.15) donne :

$$\frac{\partial u_2}{\partial x} - \frac{\partial u_1}{\partial x} + \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} r = 0 \quad (\text{B.13})$$

L'Équation (B.9) indique $N_2 = -N_1$, combinant les lois de comportement dans (B.7), l'Équation (B.13) devient :

$$-\frac{N_1}{E_2 A_2} - \frac{N_1}{E_1 A_1} + \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} r = 0 \quad (\text{B.14})$$

La combinaison des Équations (B.8) et (B.11) nous donne :

$$\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = \frac{M - N_1 r}{EI_0} \quad (\text{B.15})$$

Où : EI_0 est la somme des rigidités en flexion, $EI_0 = E_1 I_1 + E_2 I_2$

En combinant les Équations (B.15) et (B.14), nous obtenons :

$$\left(\frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} + \frac{r^2}{EI_0} \right) N_1 = \frac{r}{EI_0} M \quad (\text{B.16})$$

Remplaçant (B.7), (B.8), et (B.11) dans l'Équation (B.16), la déformation axiale de la poutre en haut peut être déterminée par la formule :

$$\frac{\partial u_1}{\partial x} = \frac{rEA_0}{E_1 A_1} \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (\text{B.17})$$

Où EA_0 est la rigidité axiale équivalente, calculée par la formule :

$$\frac{1}{EA_0} = \frac{1}{E_1A_1} + \frac{1}{E_2A_2} \quad (\text{B.18})$$

La combinaison linéaire des Équations (B.3) et (B.6) permet d'écrire la relation entre les efforts tel que :

$$\frac{\partial M_1}{\partial x} + \frac{\partial M_2}{\partial x} = -(T_1 + T_2) - \left(\frac{\partial N_1}{\partial x} \frac{h_1}{2} - \frac{\partial N_2}{\partial x} \frac{h_2}{2} \right) \quad (\text{B.19})$$

Remplaçant (B.2), (B.5), et (B.9) dans la première dérivée de (B.19), nous obtenons :

$$EI_0 \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = -(\rho_1 A_1 + \rho_2 A_2) + p(x) - rE_1 A_1 \frac{\partial^3 u_1}{\partial x^3} \quad (\text{B.20})$$

Finalement, en remplaçant la quantité $\partial u_1 / \partial x$, donnée par (B.17), dans l'Équation (B.20), nous obtenons l'équation de comportement de la poutre composite :

$$\frac{\partial^4 y}{\partial x^4} - \frac{1}{\omega} p(x) = -\frac{q}{\omega} \quad (\text{B.21})$$

Où

- q est la charge répartie totale due aux poids propres des poutres, $q = \rho_1 A_1 + \rho_2 A_2$
- ω est la rigidité de flexion équivalente de la poutre composite, $\omega = EI_0 + r^2 EA_0$

B.2. Eléments de référence

B.2.1. Élément de référence 1

Cet élément de référence est construit pour décrire les efforts internes des parties de la structure se trouvant dans les zones sans contact avec le sol, *i.e.*, absence de la réaction du sol $p(x)$, voir la Figure 4.8. Ainsi, l'équation de comportement de cet élément est décrite par l'équation (4.21).

Plus précisément, le déplacement y_D est déterminé à partir de la solution de (4.21), décrit dans le repère local comme suivant :

$$y(s) = a_1 + a_2 s + a_3 s^2 + a_4 s^3 - \frac{1}{24\omega} q s^4 \quad (\text{B.22})$$

D'où « s » désigne la coordonnée locale selon la direction x .

Le point clé de cet élément de référence concerne l'expression des moments et des efforts tranchants aux extrémités en fonction des valeurs des déplacements et des rotations nodaux. Pour cela, nous notons les valeurs y_0 , θ_0 désignant successivement la flèche et la rotation de la poutre à l'extrémité gauche $s=0$.

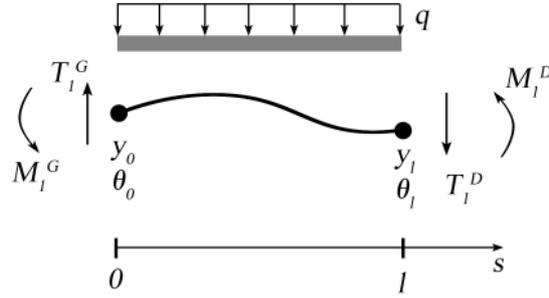


Figure B.2. Élément de référence 1 pour décrire les éléments dans les zones de non-contact sol-structure. « q » est la charge répartie due au poids propre de l'élément. « y_0, θ_0 » désignent la flèche et la rotation de la poutre à l'extrémité gauche, « y_l, θ_l » sont la flèche et la rotation de la poutre à l'extrémité droite. « s » est la coordonnée locale selon la direction x .

Respectivement, les valeurs y_l, θ_l sont la flèche et la rotation de la poutre à l'extrémité droite $s=l$. Où l est la longueur de l'élément de poutre. Ainsi, les conditions aux limites d'un élément (échelle locale) peuvent être exprimées par :

$$\begin{aligned} y(0) &= y_0; & \theta(0) &= y'(0) = \theta_0 \\ y(l) &= y_l; & \theta(l) &= y'(l) = \theta_l \end{aligned} \quad (\text{B.23})$$

La résolution de (B.23) permet d'en déduire les expressions des efforts internes. Plus précisément, le moment et l'effort tranchant à l'extrémité gauche $s=0$ peuvent être décrits tels que :

$$\begin{aligned} M_1^G(y_0, \theta_0, y_l, \theta_l, l) &= -\frac{l^2 q}{12} - \frac{2\omega(3y_0 - 3y_l + l(2\theta_0 + \theta_l))}{l^2} \\ T_1^G(y_0, \theta_0, y_l, \theta_l, l) &= \frac{lq}{2} + \frac{6\omega(2y_0 - 2y_l + l(\theta_0 + \theta_l))}{l^3} \end{aligned} \quad (\text{B.24})$$

Et le moment et l'effort tranchant à l'extrémité droite $s=l$ sont exprimés par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} M_1^D(y_0, \theta_0, y_l, \theta_l, l) &= -\frac{l^2 q}{12} + \frac{2\omega(3y_0 - 3y_l + l(\theta_0 + 2\theta_l))}{l^2} \\ T_1^D(y_0, \theta_0, y_l, \theta_l, l) &= -\frac{lq}{2} + \frac{6\omega(2y_0 - 2y_l + l(\theta_0 + \theta_l))}{l^3} \end{aligned} \quad (\text{B.25})$$

B.2.2. Élément de référence 2

Cet élément de référence est construit pour décrire les efforts internes des parties de la structure se trouvant dans les zones de contact avec le sol, voir la Figure 4.8. Dans ce cas, l'équation de comportement de cet élément est décrite par l'équation (4.23).

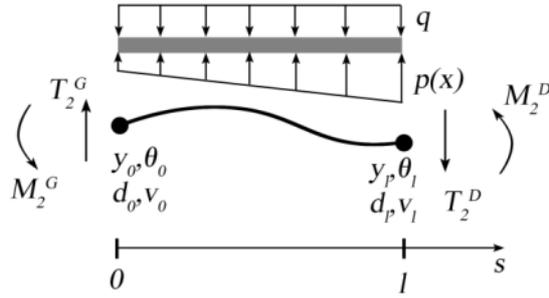


Figure B.3. Élément de référence 2 pour décrire les éléments dans les zones de contact sol-structure. « q » est la charge répartie due au poids propre de l'élément. « $p(x)$ » est la réaction du sol linéarisée. « y_0, θ_0, v_0, d_0 » désignent le déplacement, la rotation, le profil du sol, et le mouvement du corps rigide à l'extrémité gauche. « y_1, θ_1, v_1, d_1 » désignent le déplacement, la rotation, le profil du sol, et le mouvement du corps rigide à l'extrémité droite. « s » est la coordonnée locale selon la direction x .

Pour pouvoir résoudre l'équation (4.23), le profil du sol et le mouvement du corps rigide doivent être précisés. Pour cela, une étape de linéarisation est effectuée. Plus précisément, lorsque la longueur de l'élément est beaucoup plus petite que celle de du profil du terrain, *i.e.*, $l \ll L$, le profil du terrain est considéré linéaire tel que :

$$v(s) = b_1 s + b_2 \quad (\text{B.26})$$

Le mouvement du corps rigide est évidemment linéaire, donc :

$$y_R(s) = d_1 s + d_2 \quad (\text{B.27})$$

Le profil du sol linéarisé dans (B.26) et le mouvement du corps rigide (B.27) permettent de résoudre l'équation (4.23) plus facilement. En conséquence, le déplacement y_D peut être écrit comme suit :

$$y(s) = c_1 \cosh(\eta s) + c_2 \sinh(\eta s) + c_3 \cos(\eta s) + c_4 \sin(\eta s) + (b_1 - d_1)s + (b_2 - d_2) + \frac{q}{\eta^4 \omega} \quad (\text{B.28})$$

Dans l'équation (B.28), les constantes c_1, \dots, c_5 sont déterminées à partir des conditions aux limites. Les paramètres b_1 et b_2 sont fixés, les quantités d_1, d_2 et η résultent d'une simulation préalable ($\eta^4 = k_s / \omega$).

Ici, les valeurs y_0, θ_0, v_0, d_0 désignent successivement le déplacement, la rotation, le profil du sol, et le mouvement du corps rigide de la poutre à l'extrémité gauche $s=0$. Respectivement, les valeurs y_1, θ_1, v_1, d_1 désignent successivement le déplacement, la rotation, le profil du sol, et le mouvement du corps rigide de la poutre à l'extrémité droite $s=l$. Ainsi, les conditions aux limites d'un élément (échelle locale) peuvent être exprimées par :

$$\begin{aligned} y(0) &= y_0; & \theta(0) &= \theta_0; & v(0) &= v_0; & d(0) &= d_0 \\ y(l) &= y_l; & \theta(l) &= \theta_l; & v(l) &= v_l; & d(l) &= d_l \end{aligned} \quad (\text{B.29})$$

La résolution de (B.29) permet d'en déduire les expressions des efforts internes. Pour le moment à l'extrémité gauche $s=0$ peut être décrit par :

$$\begin{aligned} M_2^G(y_0, \theta_0, y_l, \theta_l, l, \eta, \lambda, v_0, v_l, d_0, d_l) &= \\ &= \frac{1}{l} 2\eta^2 \lambda \omega (l \cos(l\eta) (-q + \eta^4 \omega (d_l - v_l + y_l)) \\ &+ \cosh(l\eta) (l (q - \eta^4 \omega (d_l - v_l + y_l)) + \eta^3 \omega \sin(l\eta) (-d_0 + d_l + v_0 - v_l + l\theta_0)) \\ &+ \eta^3 \omega \sin(l\eta) (d_0 - d_l - v_0 + v_l - l\theta_l) + \sinh(l\eta) (l \sin(l\eta) (-q + \eta^4 \omega (d_0 - v_0 + y_0)) \\ &+ \eta^3 \omega \cos(l\eta) (d_0 - d_l - v_0 + v_l - l\theta_0) + \eta^3 \omega (-d_0 + d_l + v_0 - v_l + l\theta_l))) \end{aligned} \quad (\text{B.30})$$

L'effort tranchant à l'extrémité gauche $s=0$ est décrit par :

$$\begin{aligned} T_2^G(y_0, \theta_0, y_l, \theta_l, l, \eta, \lambda, v_0, v_l, d_0, d_l) &= \\ &= \frac{1}{l} 2\eta^3 \lambda \omega (l \sin(l\eta) (-q + \eta^4 \omega (d_l - v_l + y_l)) \\ &+ \sinh(l\eta) (-lq + l \cos(l\eta) (q - \eta^4 \omega (d_0 - v_0 + y_0)) \\ &+ l\eta^4 \omega (d_l - v_l + y_l) + \eta^3 \omega \sin(l\eta) (d_0 - d_l - v_0 + v_l - l\theta_0)) \\ &+ \eta^3 \omega \cos(l\eta) (-d_0 + d_l + v_0 - v_l + l\theta_l) \\ &+ \cosh(l\eta) (l \sin(l\eta) (q - \eta^4 \omega (d_0 - v_0 + y_0)) + \eta^3 \omega (d_0 - d_l - v_0 + v_l - l\theta_l))) \end{aligned} \quad (\text{B.31})$$

Respectivement, pour l'extrémité droite $s=l$, le moment fléchissant est exprimé par l'expression suivante :

$$\begin{aligned} M_2^D(y_0, \theta_0, y_l, \theta_l, l, \eta, \lambda, v_0, v_l, d_0, d_l) &= \\ &= \frac{1}{l} 2\eta^2 \lambda \omega (l \cos(l\eta) (-q + \eta^4 \omega (d_0 - v_0 + y_0)) + \eta^3 \omega \sin(l\eta) (-d_0 + d_l + v_0 - v_l + l\theta_0) \\ &+ \cosh(l\eta) (l (q - \eta^4 \omega (d_0 - v_0 + y_0)) + \eta^3 \omega \sin(l\eta) (d_0 - d_l - v_0 + v_l - l\theta_l)) \\ &+ \sinh(l\eta) (l \sin(l\eta) (-q + \eta^4 \omega (d_l - v_l + y_l)) \\ &+ \eta^3 \omega (d_0 - d_l - v_0 + v_l - l\theta_0) + \eta^3 \omega \cos(l\eta) (-d_0 + d_l + v_0 - v_l + l\theta_l))) \end{aligned} \quad (\text{B.32})$$

Puis, l'effort tranchant à l'extrémité droite $s=l$ est décrit par :

$$T_2^D(y_0, \theta_0, y_l, \theta_l, l, \eta, \lambda, v_0, v_l, d_0, d_l) = \quad (\text{B.33})$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{l} 2\eta^3 \lambda \omega (l \sin(l\eta) (q - \eta^4 \omega (d_0 - v_0 + y_0))) \\
&\quad + \eta^3 \omega \cos(l\eta) (-d_0 + d_l + v_0 - v_l + l\theta_0) \\
&\quad + \cosh(l\eta) (l \sin(l\eta) (-q + \eta^4 \omega (d_l - v_l + y_l))) \\
&\quad + \eta^3 \omega (d_0 - d_l - v_0 + v_l - l\theta_0) + \sinh(l\eta) (l (q - \eta^4 \omega (d_0 - v_0 + y_0))) \\
&\quad + l \cos(l\eta) (-q + \eta^4 \omega (d_l - v_l + y_l)) + \eta^3 \omega \sin(l\eta) (d_0 - d_l - v_0 + v_l - l\theta_0)
\end{aligned}$$

Avec :

$$\lambda = \frac{-1}{2\eta^4 \omega (1 - \cos(l\eta) \cosh(l\eta))} \quad (\text{B.34})$$

B.3. Equations d'équilibre des nœuds

Dans le schéma de la discrétisation présenté à la Figure 4.8, la poutre est discrétisée en N éléments et la poutre contient $(N+1)$ nœuds. Pour chaque nœud n , les inconnues sont le déplacement y_n et la rotation θ_n . Conformément aux conditions aux limites à l'échelle globale dans l'équation (4.24), quatre variables liés à deux nœuds aux extrémités sont connues. Ainsi, la poutre contient $2(N-1)$ inconnus. Du point de vue local, un nœud quelconque n , $2 \leq n \leq N$, représente la connexion entre l'élément (e_{n-1}) et l'élément (e_n) , voir la Figure 4.8. Par conséquent, les inconnues sont connectées par un système d'équations d'équilibre du moment et de l'effort tranchant des nœuds.

Puisque un élément quelconque de la structure peut être en zone de contact ou en zone de non-contact entre le sol et la structure, l'équilibre d'un nœud n peut correspondre aux quatre possibilités suivantes :

B.3.1. Nœud Euler-Euler

Si les deux éléments à gauche (e_{n-1}) et à droite (e_n) du nœud n sont du type élément de référence 1, *i.e.*, absence de réactions du sol, en utilisant les expressions des efforts nodaux (B.24) et (B.25), les équations d'équilibre du moment et de l'effort tranchant s'écrivent :

$$\begin{aligned}
M_1^D(y_{n-1}, \theta_{n-1}, y_n, \theta_n, l_{n-1}) - M_1^G(y_n, \theta_n, y_{n+1}, \theta_{n+1}, l_n) &= 0 \\
T_1^D(y_{n-1}, \theta_{n-1}, y_n, \theta_n, l_{n-1}) - T_1^G(y_n, \theta_n, y_{n+1}, \theta_{n+1}, l_n) &= 0
\end{aligned} \quad (\text{B.35})$$

L'équation (B.35) peut être exprimée sous forme matricielle telle que :

$$\mathbf{K}_e \mathbf{u}_e = \mathbf{F}_e \quad (\text{B.36})$$

D'où « \mathbf{K}_e » représente « la matrice de rigidité », peut être décrite comme suit :

$$\mathbf{K}_e = \begin{pmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & k_{15} & k_{16} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & k_{25} & k_{26} \end{pmatrix} \quad (\text{B.37})$$

Le terme « \mathbf{F}_e » est considéré comme « le vecteur de force » :

$$\mathbf{F}_e = - \begin{pmatrix} f_1 \\ f_2 \end{pmatrix} \quad (\text{B.38})$$

Le vecteur « \mathbf{u}_e » est celui des inconnus :

$$\mathbf{u}_e = (y_{n-1} \quad \theta_{n-1} \quad y_n \quad \theta_n \quad y_{n+1} \quad \theta_{n+1})^T \quad (\text{B.39})$$

Pour l'équation (B.35), les composantes de \mathbf{K}_e sont :

$$\mathbf{K}_e = \frac{1}{l^3} \begin{pmatrix} 6l\omega & 2l^2\omega & 0 & 8l^2\omega & -6l\omega & 2l^2\omega \\ 12\omega & 6l\omega & -24\omega & 0 & 12\omega & -6l\omega \end{pmatrix} \quad (\text{B.40})$$

Et les composantes de \mathbf{F}_e sont :

$$\mathbf{F}_e = \begin{pmatrix} 0 \\ ql \end{pmatrix} \quad (\text{B.41})$$

B.3.2. Nœud Winkler-Winkler

Ce nœud correspond au cas où les deux éléments à gauche (e_{n-1}) et à droite (e_n) du nœud n sont des éléments de référence 2, *i.e.*, existence d'une réaction du sol. Les équations d'équilibre du moment et de l'effort tranchant s'écrivent :

$$\begin{aligned} M_2^D(y_{n-1}, \theta_{n-1}, y_n, \theta_n, l_{n-1}, \eta_{n-1}, \lambda_{n-1}, v_{n-1}, v_n, d_{n-1}, d_n) - \\ M_2^G(y_n, \theta_n, y_{n+1}, \theta_{n+1}, l_n, \eta_n, \lambda_n, v_n, v_{n+1}, d_n, d_{n+1}) = 0 \\ T_2^D(y_{n-1}, \theta_{n-1}, y_n, \theta_n, l_{n-1}, \eta_{n-1}, \lambda_{n-1}, v_{n-1}, v_n, d_{n-1}, d_n) - \\ T_2^G(y_n, \theta_n, y_{n+1}, \theta_{n+1}, l_n, \eta_n, \lambda_n, v_n, v_{n+1}, d_n, d_{n+1}) = 0 \end{aligned} \quad (\text{B.42})$$

Pour l'équation (B.42), les composantes de \mathbf{K}_e et \mathbf{F}_e sont relativement complexes. Pour simplifier l'écriture, nous notons :

$$\left\{ \begin{array}{c} ks_{n-1} \\ ks_n \\ ks_{n+1} \\ \eta_{n-1} \\ \eta_n \\ \lambda_{n-1} \\ \lambda_n \\ v_{n-1} \\ v_n \\ v_{n+1} \\ d_{n-1} \\ d_n \\ d_{n+1} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} ks1 \\ ks2 \\ ks3 \\ \eta1 \\ \eta2 \\ \lambda1 \\ \lambda2 \\ v1 \\ v2 \\ v3 \\ d1 \\ d2 \\ d3 \end{array} \right\} \quad (\text{B.43})$$

Où :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta1 = \frac{ks1 + ks2}{2\omega} \\ \eta2 = \frac{ks2 + ks3}{2\omega} \\ \lambda i = \frac{-1}{2\eta^4 \omega (1 - \cos(l\eta i) \cosh(l\eta i))} \end{array} \right. \quad i=1, 2 \quad (\text{B.44})$$

Ainsi, les composantes de \mathbf{K}_e sont les suivants :

$$k_{11} = 2\eta^6 \lambda_1 \omega^2 (\cos[l\eta 1] - \cosh[l\eta 1])$$

$$k_{12} = 2\eta^5 \lambda_1 \omega^2 (\sin[l\eta 1] - \sinh[l\eta 1])$$

$$k_{13} = 2\omega^2 (\eta^6 \lambda_1 \sin[l\eta 1] \sinh[l\eta 1] - \eta^6 \lambda_2 \sin[l\eta 2] \sinh[l\eta 2])$$

$$k_{14} = 2\omega^2 (-\eta^5 \lambda_1 \cosh[l\eta 1] \sin[l\eta 1] - \eta^5 \lambda_2 \cosh[l\eta 2] \sin[l\eta 2] + \eta^5 \lambda_1 \cos[l\eta 1] \sinh[l\eta 1] + \eta^5 \lambda_2 \cos[l\eta 2] \sinh[l\eta 2])$$

$$k_{15} = 2\eta^6 \lambda_2 \omega^2 (-\cos[l\eta 2] + \cosh[l\eta 2])$$

$$k_{16} = 2\eta^5 \lambda_2 \omega^2 (\sin[l\eta 2] - \sinh[l\eta 2])$$

$$k_{21} = -2\eta^7 \lambda_1 \omega^2 (\sin[l\eta 1] + \sinh[l\eta 1])$$

$$k_{22} = 2\eta^6 \lambda_1 \omega^2 (\cos[l\eta 1] - \cosh[l\eta 1])$$

$$k_{23} = 2\omega^2 (\eta^7 \lambda_1 \cosh[l\eta 1] \sin[l\eta 1] + \eta^7 \lambda_2 \cosh[l\eta 2] \sin[l\eta 2] + \eta^7 \lambda_1 \cos[l\eta 1] \sinh[l\eta 1] + \eta^7 \lambda_2 \cos[l\eta 2] \sinh[l\eta 2])$$

$$k_{24} = 2\omega^2 (-\eta^6 \lambda_1 \sin[l\eta 1] \sinh[l\eta 1] + \eta^6 \lambda_2 \sin[l\eta 2] \sinh[l\eta 2])$$

$$k_{25} = -2\eta^2 \lambda 2\omega^2 (\sin[l\eta 2] + \sinh[l\eta 2])$$

$$k_{26} = 2\eta^2 \lambda 2\omega^2 (-\cos[l\eta 2] + \cosh[l\eta 2])$$

Et les deux composantes du vecteur \mathbf{F}_e sont les suivantes :

$$\begin{aligned} f_1 = & \frac{1}{l} 2\omega(-l\eta^2 \lambda l(q + (-d1 + v1)\eta^4 \omega) \cos[l\eta 1] + l\eta^2 \lambda 2(q + (-d3 + v3)\eta^4 \omega) \cos[l\eta 2]) \\ & + (-d1 + d2 + v1 - v2)\eta^5 \lambda l\omega \sin[l\eta 1] + \eta^2 \lambda l \cosh[l\eta 1](l(q + (-d1 + v1)\eta^4 \omega) \\ & + (d1 - d2 - v1 + v2)\eta^3 \omega \sin[l\eta 1]) + (-d2 + d3 + v2 - v3)\eta^2 \lambda 2\omega \sin[l\eta 2] \\ & + \eta^2 \lambda 2 \cosh[l\eta 2](-l(q + (-d3 + v3)\eta^4 \omega) + (d2 - d3 - v2 + v3)\eta^2 \omega \sin[l\eta 2]) \\ & + \eta^2 \lambda l(- (d1 - d2 - v1 + v2)\eta^3 \omega(-1 + \cos[l\eta 1]) - l(q + (-d2 + v2)\eta^4 \omega) \sin[l\eta 1]) \sinh[l\eta 1] \\ & + \eta^2 \lambda 2(- (d2 - d3 - v2 + v3)\eta^2 \omega(-1 + \cos[l\eta 2]) + l(q + (-d2 + v2)\eta^4 \omega) \sin[l\eta 2]) \sinh[l\eta 2]) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_2 = & \frac{1}{l} 2\omega(d1\eta^6 \lambda l\omega \cos[l\eta 1] - d2\eta^6 \lambda l\omega \cos[l\eta 1] - v1\eta^6 \lambda l\omega \cos[l\eta 1] + v2\eta^6 \lambda l\omega \cos[l\eta 1]) \\ & - d2\eta^6 \lambda 2\omega \cos[l\eta 2] + d3\eta^6 \lambda 2\omega \cos[l\eta 2] + v2\eta^6 \lambda 2\omega \cos[l\eta 2] - v3\eta^6 \lambda 2\omega \cos[l\eta 2] \\ & - lq\eta^3 \lambda l \sin[l\eta 1] + d1l\eta^7 \lambda l\omega \sin[l\eta 1] - lv1\eta^7 \lambda l\omega \sin[l\eta 1] \\ & - \eta^3 \lambda l \cosh[l\eta 1]((d1 - d2 - v1 + v2)\eta^3 \omega - l(q + (-d2 + v2)\eta^4 \omega) \sin[l\eta 1]) - lq\eta^3 \lambda 2 \sin[l\eta 2] \\ & + d3l\eta^7 \lambda 2\omega \sin[l\eta 2] - lv3\eta^7 \lambda 2\omega \sin[l\eta 2] - \eta^2 \lambda 2 \cosh[l\eta 2]((-d2 + d3 + v2 - v3)\eta^2 \omega \\ & - l(q + (-d2 + v2)\eta^4 \omega) \sin[l\eta 2]) - lq\eta^3 \lambda l \sinh[l\eta 1] + d1l\eta^7 \lambda l\omega \sinh[l\eta 1] + lv1\eta^7 \lambda l\omega \sinh[l\eta 1] \\ & + lq\eta^3 \lambda l \cos[l\eta 1] \sinh[l\eta 1] - d2l\eta^7 \lambda l\omega \cos[l\eta 1] \sinh[l\eta 1] + lv2\eta^7 \lambda l\omega \cos[l\eta 1] \sinh[l\eta 1] \\ & - d1\eta^6 \lambda l\omega \sin[l\eta 1] \sinh[l\eta 1] + d2\eta^6 \lambda l\omega \sin[l\eta 1] \sinh[l\eta 1] + v1\eta^6 \lambda l\omega \sin[l\eta 1] \sinh[l\eta 1] \\ & - v2\eta^6 \lambda l\omega \sin[l\eta 1] \sinh[l\eta 1] - lq\eta^3 \lambda 2 \sinh[l\eta 2] + d3l\eta^7 \lambda 2\omega \sinh[l\eta 2] - lv3\eta^7 \lambda 2\omega \sinh[l\eta 2] \\ & + lq\eta^3 \lambda 2 \cos[l\eta 2] \sinh[l\eta 2] - d2l\eta^7 \lambda 2\omega \cos[l\eta 2] \sinh[l\eta 2] + lv2\eta^7 \lambda 2\omega \cos[l\eta 2] \sinh[l\eta 2] \\ & + d2\eta^6 \lambda 2\omega \sin[l\eta 2] \sinh[l\eta 2] - d3\eta^6 \lambda 2\omega \sin[l\eta 2] \sinh[l\eta 2] - v2\eta^6 \lambda 2\omega \sin[l\eta 2] \sinh[l\eta 2] \\ & + v3\eta^6 \lambda 2\omega \sin[l\eta 2] \sinh[l\eta 2]) \end{aligned}$$

B.3.3. Nœud Winker-Euler

Si l'élément à gauche (e_{n-1}) est de type référence 2, alors que l'élément à droite (e_n) est de type référence 1, les équations d'équilibre du moment et de l'effort tranchant s'écrivent :

$$\begin{aligned} M_2^D(y_{n-1}, \theta_{n-1}, y_n, \theta_n, l_{n-1}, \eta_{n-1}, \lambda_{n-1}, v_{n-1}, v_n, d_{n-1}, d_n) - M_1^G(y_n, \theta_n, y_{n+1}, \theta_{n+1}, l_n) &= 0 \\ T_2^D(y_{n-1}, \theta_{n-1}, y_n, \theta_n, l_{n-1}, \eta_{n-1}, \lambda_{n-1}, v_{n-1}, v_n, d_{n-1}, d_n) - T_1^G(y_n, \theta_n, y_{n+1}, \theta_{n+1}, l_n) &= 0 \end{aligned} \quad (\text{B.45})$$

Dans l'équation (B.45), les composantes de la matrice \mathbf{K}_e et du vecteur \mathbf{F}_e sont les suivantes :

$$k_{11} = 2\eta^6 \lambda l\omega^2 (\cos[l\eta 1] - \cosh[l\eta 1])$$

$$k_{12} = 2\eta^5 \lambda l\omega^2 (\sin[l\eta 1] - \sinh[l\eta 1])$$

$$k_{13} = 2\omega \left(\frac{3}{l^2} + \eta^6 \lambda \omega \sin[l\eta l] \sinh[l\eta l] \right)$$

$$k_{14} = \frac{2\omega \left(2 + l\eta^5 \lambda \omega \left(-\cosh[l\eta l] \sin[l\eta l] + \cos[l\eta l] \sinh[l\eta l] \right) \right)}{l}$$

$$k_{15} = -\frac{6\omega}{l^2}$$

$$k_{16} = \frac{2\omega}{l}$$

$$k_{21} = -2\eta^7 \lambda \omega^2 \left(\sin[l\eta l] + \sinh[l\eta l] \right)$$

$$k_{22} = 2\eta^6 \lambda \omega^2 \left(\cos[l\eta l] - \cosh[l\eta l] \right)$$

$$k_{23} = \frac{2\omega \left(-6 + l^3 \eta^7 \lambda \omega \left(\cosh[l\eta l] \sin[l\eta l] + \cos[l\eta l] \sinh[l\eta l] \right) \right)}{l^3}$$

$$k_{24} = -\frac{2\omega \left(3 + l^2 \eta^6 \lambda \omega \sin[l\eta l] \sinh[l\eta l] \right)}{l^2}$$

$$k_{25} = \frac{12\omega}{l^3}$$

$$k_{26} = -\frac{6\omega}{l^2}$$

$$f_1 = \frac{1}{12l} \left(\begin{array}{l} l^3 q - 24l\eta^2 \lambda \omega \left(q + (-d1 + v1)\eta^4 \omega \right) \cos[l\eta l] + 24\eta^2 \lambda \omega \left(l \left(q + (-d1 + v1)\eta^4 \omega \right) \cosh[l\eta l] \right. \\ \left. - l \left(q + (-d2 + v2)\eta^4 \omega \right) \sin[l\eta l] \sinh[l\eta l] \right. \\ \left. + (d1 - d2 - v1 + v2)\eta^3 \omega \left(2 \sin[l\eta l] \sinh \left[\frac{l\eta l}{2} \right]^2 - (-1 + \cos[l\eta l]) \sinh[l\eta l] \right) \right) \end{array} \right)$$

$$f_2 = \frac{1}{2l} \left(-l^2 q + 4(-d1 + d2 + v1 - v2)\eta^6 \lambda \omega^2 \cos[l\eta l] + 4\eta^3 \lambda \omega \left(l \left(q + (-d1 + v1)\eta^4 \omega \right) \sin[l\eta l] \right. \right. \\ \left. \left. + \cosh[l\eta l] \left((d1 - d2 - v1 + v2)\eta^3 \omega - l \left(q + (-d2 + v2)\eta^4 \omega \right) \sin[l\eta l] \right) + l \left(q + (-d1 + v1)\eta^4 \omega \right) \right) \right. \\ \left. - l \left(q + (-d2 + v2)\eta^4 \omega \right) \cos[l\eta l] + (d1 - d2 - v1 + v2)\eta^3 \omega \sin[l\eta l] \sinh[l\eta l] \right)$$

B.3.4. Nœud Euler-Winkler

Si l'élément à gauche (e_{n-1}) est de type référence 1, alors que l'élément à droite (e_n) est de type référence 2, les équations d'équilibres du moment et de l'effort tranchant s'écrivent :

$$\begin{aligned} M_1^D(y_{n-1}, \theta_{n-1}, y_n, \theta_n, l_{n-1}) - M_2^G(y_n, \theta_n, y_{n+1}, \theta_{n+1}, l_n, \eta_n, \lambda_n, v_n, v_{n+1}, d_n, d_{n+1}) &= 0 \\ T_1^D(y_{n-1}, \theta_{n-1}, y_n, \theta_n, l_{n-1}) - T_2^G(y_n, \theta_n, y_{n+1}, \theta_{n+1}, l_n, \eta_n, \lambda_n, v_n, v_{n+1}, d_n, d_{n+1}) &= 0 \end{aligned} \quad (\text{B.46})$$

Dans l'équation (B.46), les composantes de la matrice \mathbf{K}_e et du vecteur \mathbf{F}_e sont les suivantes :

$$k_{11} = \frac{6\omega}{l^2}$$

$$k_{12} = \frac{2\omega}{l}$$

$$k_{13} = -\frac{2\omega(3 + l^2\eta^2 \lambda 2\omega \sin[l\eta 2] \sinh[l\eta 2])}{l^2}$$

$$k_{14} = \frac{2\omega(2 + l\eta^2 \lambda 2\omega(-\cosh[l\eta 2] \sin[l\eta 2] + \cos[l\eta 2] \sinh[l\eta 2]))}{l}$$

$$k_{15} = 2\eta^2 \lambda 2\omega^2 (-\cos[l\eta 2] + \cosh[l\eta 2])$$

$$k_{16} = 2\eta^2 \lambda 2\omega^2 (\sin[l\eta 2] - \sinh[l\eta 2])$$

$$k_{21} = \frac{12\omega}{l^3}$$

$$k_{22} = \frac{6\omega}{l^2}$$

$$k_{23} = \frac{2\omega(-6 + l^3\eta^2 \lambda 2\omega(\cosh[l\eta 2] \sin[l\eta 2] + \cos[l\eta 2] \sinh[l\eta 2]))}{l^3}$$

$$k_{24} = 2\omega \left(\frac{3}{l^2} + \eta^2 \lambda 2\omega \sin[l\eta 2] \sinh[l\eta 2] \right)$$

$$k_{25} = -2\eta^2 \lambda 2\omega^2 (\sin[l\eta 2] + \sinh[l\eta 2])$$

$$k_{26} = 2\eta^2 \lambda 2\omega^2 (-\cos[l\eta 2] + \cosh[l\eta 2])$$

$$f_1 = -\frac{l^2 q}{12} - \frac{1}{2l} \left(\begin{array}{l} 4\eta^2 \lambda 2\omega(-l(q + (-d3 + v3)\eta^2 \omega) \cos[l\eta 2] + l(q + (-d3 + v3)\eta^2 \omega) \cosh[l\eta 2]) \\ -l(q + (-d2 + v2)\eta^2 \omega) \sin[l\eta 2] \sinh[l\eta 2] + (d2 - d3 - v2 + v3)\eta^2 \omega(-2 \sin[l\eta 2] \sinh\left[\frac{l\eta 2}{2}\right]^2 \\ + (-1 + \cos[l\eta 2]) \sinh[l\eta 2]) \end{array} \right)$$

$$f_2 = \frac{1}{2}(-lq + \frac{1}{l} 4\eta^2 \lambda 2\omega((d2 - d3 - v2 + v3)\eta^2 \omega \cos[l\eta 2] + l(q + (-d3 + v3)\eta^2 \omega) \sin[l\eta 2] \\ + \cosh[l\eta 2]((-d2 + d3 + v2 - v3)\eta^2 \omega - l(q + (-d2 + v2)\eta^2 \omega) \sin[l\eta 2])) \\ + (l(q + (-d3 + v3)\eta^2 \omega) - l(q + (-d2 + v2)\eta^2 \omega) \cos[l\eta 2] + (-d2 + d3 + v2 - v3)\eta^2 \omega \sin[l\eta 2]) \sinh[l\eta 2])$$

L'assemblage des \mathbf{K}_e et \mathbf{F}_e produit un système linéaire ordinaire ($\mathbf{K}\mathbf{u}=\mathbf{F}$) et la résolution est effectuée normalement. Afin de résoudre ce système, les conditions aux limites (échelle globale) sont rajoutées. Ces conditions sont également exprimées sous forme matricielle, comme nous le montrons dans les paragraphes suivants.

B.4. Forme matricielle des conditions aux limites

Cette partie détaille les termes lors de l'utilisation des conditions aux limites présentées dans l'équation (4.24).

B.4.1. Conditions aux limites à $x=0$

B.4.1.1. Nœud Euler

En $x=0$, l'élément e_l est concerné. Si l'élément e_l est à l'élément de référence 1. Les équations d'équilibre du moment et de l'effort tranchant s'écrivent :

$$\begin{aligned} T_1^G(y_1, \theta_1, y_2, \theta_2, l_1) &= 0 \\ M_1^G(y_1, \theta_1, y_2, \theta_2, l_1) &= 0 \end{aligned} \quad (\text{B.47})$$

La matrice K_e et le vecteur F_e de ces deux équations sont les suivantes :

$$\begin{aligned} K_e &= \frac{1}{l^3} \begin{Bmatrix} 12\omega & 6l\omega & -12\omega & 6l\omega & 0 & 0 \\ -6l\omega & -4l^2\omega & 6l\omega & -2l^2\omega & 0 & 0 \end{Bmatrix} \\ F_e &= \frac{1}{12} \begin{Bmatrix} -6lq \\ l^2q \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (\text{B.48})$$

B.4.1.2. Nœud Winkler

Si l'élément e_l est à l'élément de référence 1. Les équations d'équilibre du moment et de l'effort tranchant s'écrivent :

$$\begin{aligned} T_2^G(y_1, \theta_1, y_2, \theta_2, l_1, \eta_1, \lambda_1, v_1, v_2, d_1, d_2) &= 0 \\ M_2^G(y_1, \theta_1, y_2, \theta_2, l_1, \eta_1, \lambda_1, v_1, v_2, d_1, d_2) &= 0 \end{aligned} \quad (\text{B.49})$$

La matrice \mathbf{K}_e et le vecteur \mathbf{F}_e de ces deux équations sont les suivants :

$$\begin{aligned} k_{11} &= -2\eta l^7 \lambda l \omega^2 (\cosh[l\eta l] \sin[l\eta l] + \cos[l\eta l] \sinh[l\eta l]) \\ k_{12} &= -2\eta l^6 \lambda l \omega^2 \sin[l\eta l] \sinh[l\eta l] \\ k_{13} &= 2\eta l^7 \lambda l \omega^2 (\sin[l\eta l] + \sinh[l\eta l]) \\ k_{14} &= 2\eta l^6 \lambda l \omega^2 (\cos[l\eta l] - \cosh[l\eta l]) \\ k_{15} &= k_{16} = 0 \\ k_{21} &= 2\eta l^6 \lambda l \omega^2 \sin[l\eta l] \sinh[l\eta l] \\ k_{22} &= 2\eta l^5 \lambda l \omega^2 (\cosh[l\eta l] \sin[l\eta l] - \cos[l\eta l] \sinh[l\eta l]) \\ k_{23} &= 2\eta l^6 \lambda l \omega^2 (\cos[l\eta l] - \cosh[l\eta l]) \\ k_{24} &= -2\eta l^5 \lambda l \omega^2 (\sin[l\eta l] - \sinh[l\eta l]) \end{aligned}$$

$$k_{25} = k_{26} = 0$$

$$\begin{aligned}
f_1 = & -\frac{1}{l} 2\eta l^3 \lambda l \omega (d l \eta l^3 \omega \cos[l\eta l] - d 2 \eta l^3 \omega \cos[l\eta l] - v l \eta l^3 \omega \cos[l\eta l] + v 2 \eta l^3 \omega \cos[l\eta l] + l q \sin[l\eta l]) \\
& - d 2 l \eta l^4 \omega \sin[l\eta l] + l v 2 \eta l^4 \omega \sin[l\eta l] + \cosh[l\eta l] \left((-d 1 + d 2 + v 1 - v 2) \eta l^3 \omega - l (q + (-d 1 + v 1) \eta l^4 \omega) \sin[l\eta l] \right) \\
& + (l (q + (-d 2 + v 2) \eta l^4 \omega) - l (q + (-d 1 + v 1) \eta l^4 \omega) \cos[l\eta l] - (d 1 - d 2 - v 1 + v 2) \eta l^3 \omega \sin[l\eta l]) \sinh[l\eta l] \\
f_2 = & \frac{1}{l} 2\eta l^2 \lambda l \omega (-l q \cos[l\eta l] + d 2 l \eta l^4 \omega \cos[l\eta l] - l v 2 \eta l^4 \omega \cos[l\eta l] + d l \eta l^3 \omega \sin[l\eta l] - d 2 \eta l^3 \omega \sin[l\eta l]) \\
& - v l \eta l^3 \omega \sin[l\eta l] + v 2 \eta l^3 \omega \sin[l\eta l] + \cosh[l\eta l] \left(l (q + (-d 2 + v 2) \eta l^4 \omega) - (d 1 - d 2 - v 1 + v 2) \eta l^3 \omega \sin[l\eta l] \right) \\
& + \left((-d 1 + d 2 + v 1 - v 2) \eta l^3 \omega + (d 1 - d 2 - v 1 + v 2) \eta l^3 \omega \cos[l\eta l] - l (q + (-d 1 + v 1) \eta l^4 \omega) \sin[l\eta l] \right) \sinh[l\eta l]
\end{aligned}$$

B.4.2. Conditions aux limites à $x=L$

B.4.2.1. Nœud Euler

En $x=L$, l'élément e_N est concerné. Si l'élément e_N est à l'élément de référence 1. Les équations d'équilibre du moment et de l'effort tranchant s'écrivent :

$$\begin{aligned}
T_1^D(y_{N-1}, \theta_{N-1}, y_N, \theta_N, l_{N-1}) &= 0 \\
M_1^D(y_{N-1}, \theta_{N-1}, y_N, \theta_N, l_{N-1}) &= 0
\end{aligned} \tag{B.50}$$

La matrice \mathbf{K}_e et le vecteur \mathbf{F}_e de ces deux équations sont les suivants :

$$\begin{aligned}
\mathbf{K}_e &= \frac{1}{l^3} \begin{Bmatrix} 12\omega & 6l\omega & -12\omega & 6l\omega & 0 & 0 \\ 6l\omega & 2l^2\omega & -6l\omega & 4l^2\omega & 0 & 0 \end{Bmatrix} \\
\mathbf{F}_e &= \frac{1}{12} \begin{Bmatrix} 6lq \\ l^2q \end{Bmatrix}
\end{aligned} \tag{B.51}$$

B.4.2.2. Nœud Winkler

Si l'élément e_N est à l'élément de référence 2. Les équations d'équilibre du moment et de l'effort tranchant s'écrivent :

$$\begin{aligned}
T_2^D(y_{N-1}, \theta_{N-1}, y_N, \theta_N, l_{N-1}, \eta_{N-1}, \lambda_{N-1}, v_{N-1}, v_N, d_{N-1}, d_N) &= 0 \\
M_2^D(y_{N-1}, \theta_{N-1}, y_N, \theta_N, l_{N-1}, \eta_{N-1}, \lambda_{N-1}, v_{N-1}, v_N, d_{N-1}, d_N) &= 0
\end{aligned} \tag{B.52}$$

La matrice \mathbf{K}_e et le vecteur \mathbf{F}_e de ces deux équations sont les suivants :

$$\begin{aligned}
k_{11} &= -2\eta l^7 \lambda l \omega^2 (\sin[l\eta l] + \sinh[l\eta l]) \\
k_{12} &= 2\eta l^6 \lambda l \omega^2 (\cos[l\eta l] - \cosh[l\eta l]) \\
k_{13} &= 2\eta l^7 \lambda l \omega^2 (\cosh[l\eta l] \sin[l\eta l] + \cos[l\eta l] \sinh[l\eta l]) \\
k_{14} &= -2\eta l^6 \lambda l \omega^2 \sin[l\eta l] \sinh[l\eta l] \\
k_{15} &= k_{16} = 0
\end{aligned}$$

$$k_{21} = 2\eta^6 \lambda l \omega^2 (\cos[l\eta l] - \cosh[l\eta l])$$

$$k_{22} = 2\eta^5 \lambda l \omega^2 (\sin[l\eta l] - \sinh[l\eta l])$$

$$k_{23} = 2\eta^6 \lambda l \omega^2 \sin[l\eta l] \sinh[l\eta l]$$

$$k_{24} = -2\eta^5 \lambda l \omega^2 (\cosh[l\eta l] \sin[l\eta l] - \cos[l\eta l] \sinh[l\eta l])$$

$$k_{25} = k_{26} = 0$$

$$\begin{aligned} f_1 = & \frac{1}{l} 2\eta^3 \lambda l \omega (d l \eta^3 \omega \cos[l\eta l] - d 2 \eta^3 \omega \cos[l\eta l] - v l \eta^3 \omega \cos[l\eta l] + v 2 \eta^3 \omega \cos[l\eta l] - l q \sin[l\eta l] \\ & + d l \eta^4 \omega \sin[l\eta l] - l v \eta^4 \omega \sin[l\eta l] + \cosh[l\eta l] ((-d 1 + d 2 + v 1 - v 2) \eta^3 \omega + l (q + (-d 2 + v 2) \eta^4 \omega) \sin[l\eta l])) \\ & + (-l (q + (-d 1 + v 1) \eta^4 \omega) + l (q + (-d 2 + v 2) \eta^4 \omega) \cos[l\eta l] - (d 1 - d 2 - v 1 + v 2) \eta^3 \omega \sin[l\eta l]) \sinh[l\eta l] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_2 = & \frac{1}{l} 2\eta^2 \lambda l \omega (-l q \cos[l\eta l] + d l \eta^4 \omega \cos[l\eta l] - l v \eta^4 \omega \cos[l\eta l] - d l \eta^3 \omega \sin[l\eta l] + d 2 \eta^3 \omega \sin[l\eta l] \\ & + v l \eta^3 \omega \sin[l\eta l] - v 2 \eta^3 \omega \sin[l\eta l] + \cosh[l\eta l] (l (q + (-d 1 + v 1) \eta^4 \omega) + (d 1 - d 2 - v 1 + v 2) \eta^3 \omega \sin[l\eta l])) \\ & - ((-d 1 + d 2 + v 1 - v 2) \eta^3 \omega + (d 1 - d 2 - v 1 + v 2) \eta^3 \omega \cos[l\eta l] + l (q + (-d 2 + v 2) \eta^4 \omega) \sin[l\eta l]) \sinh[l\eta l] \end{aligned}$$

Annexe C : Détails de résultats de 12 essais de la maquette de structure en maçonnerie de joints secs

Cette annexe présente en détail les résultats de 12 essais des maquettes de la structure avec et sans murs de cloison, voir Les Figures 3.10 a et b au Chapitre 3. Dans cette campagne d'essais, la colle n'est pas introduite dans les joints. Le Tableau 3.9 représente les quelques caractéristiques principales de ce deux types de structure. Une des différences de ces deux structures est le poids propre. La maquette avec les murs de cloison est plus lourde, plus de 7.8%, que la maquette sans murs de cloison.

Tableau C.1. Caractéristiques de deux maquettes de la structure.

Eléments		Maquette sans murs de cloison	Maquette avec murs de cloison
Fondation en silicone	Poids volumique (kN/m ³)	11,3	11,3
	Volume (m ³)	1,89×10 ⁻³	1,89×10 ⁻³
	Masse (N)	21,50	21,50
Mur en bois	Poids volumique (kN/m ³)	10,32	10,32
	Volume (m ³)	4,07×10 ⁻⁴	6,02×10 ⁻⁴
	Masse (N)	4,21	6,21
Totale	Volume (m ³)	2,30×10 ⁻³	2,49×10 ⁻³
	Masse (N)	25,61	27,61

Les essais sont organisés pour trois positions critiques P_1 , P_2 , et P_3 (Fig. 3.12), avec deux répétitions pour chaque essai. Par conséquent, Cette campagne d'essais se compose de 6 essais pour la maquette sans murs de cloison et 6 essais pour la maquette avec murs de cloison. Pour la facilité de lecture, pour chaque position critique, les essais sont nommés comme suivant :

Quelque soient les positions P_1 , P_2 , P_3 , nous notons :

- Essai 1, Essai 2 : pour la maquette avec murs de cloison.
- Essai 3, Essai 4 : pour la maquette sans murs de cloison

C.1. Structures en zone de compression P_1

C.1.1. Mouvements de terrain P_1

Dans la position P_1 , le centre de la maquette se coïncide avec celui du vérin, *i.e.*, les excentricités relatives sont égales à zéro ($e_x=e_y=0$). La Figure C.1 représente les déplacements du sol quand le déplacement du vérin atteint 30 mm. Nous constatons qu'il n'y a pas de différences importantes des déplacements entre la maquette avec et sans murs de cloison. En effet, la différence du poids propre de deux maquettes n'est

que 7,8%. Avec les mêmes tassements de la cavité, le déplacement du sol reste le même pour ces deux cas.

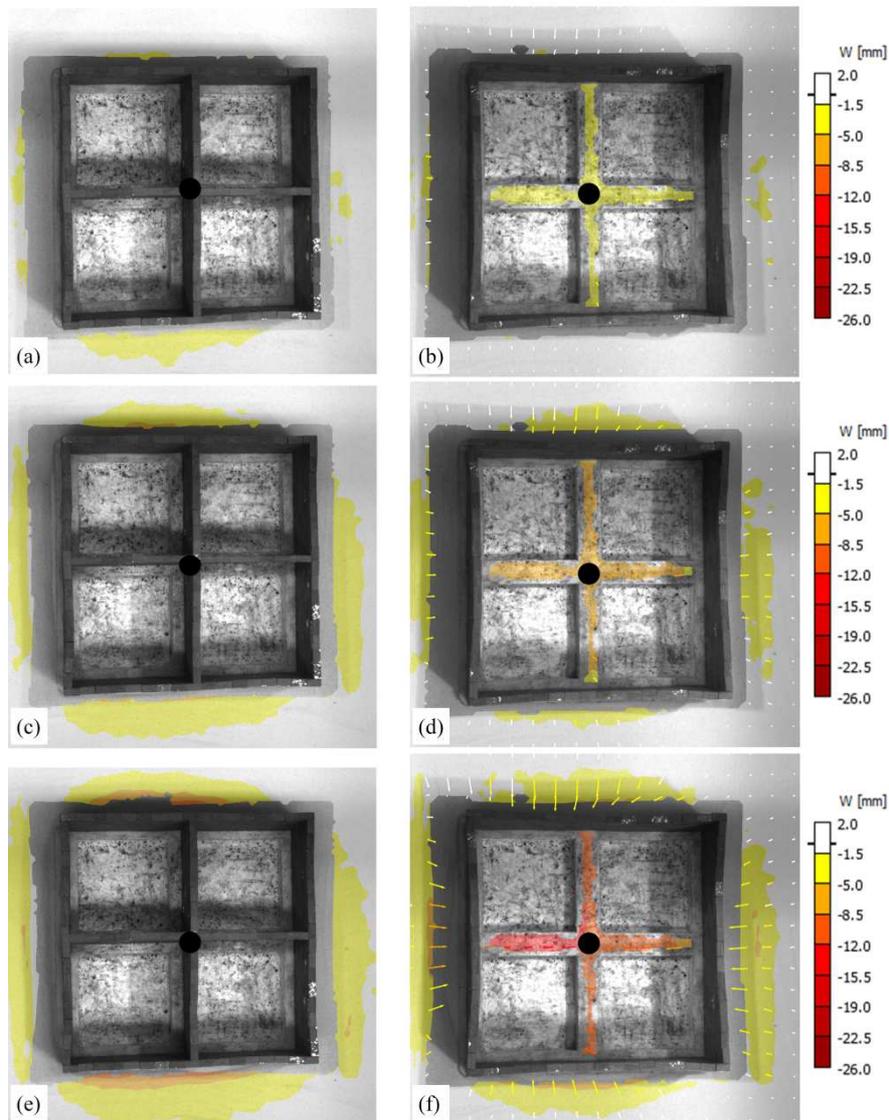


Figure C.1. Position P_1 : déplacements verticaux de la structure et du sol quand le déplacement du vérin atteint (a, b) 10 mm, (c, d) 20 mm, et (e, f) 30 mm (état final). Les figures à gauche sont de la maquette avec murs de cloison (essai 1). Les figures à droite sont de la maquette sans murs de cloison (essai 3). Le point « ● » est le centre du vérin.

C.1.2. Comportement de la fondation P_1

Déplacements

La Figure C.2 représente le déplacement vertical, horizontal et hors-plan de la fondation. Ces déplacements sont obtenus à la fin de l'essai quand le déplacement du vérin atteint 30 mm, obtenus à partir des caméras en bas. L'essai 2 pour la maquette

avec murs de cloison n'est pas exploitable en raison d'un important effondrement de sorte que les caméras ne pouvaient pas suivre les mouvements dans cette partie.

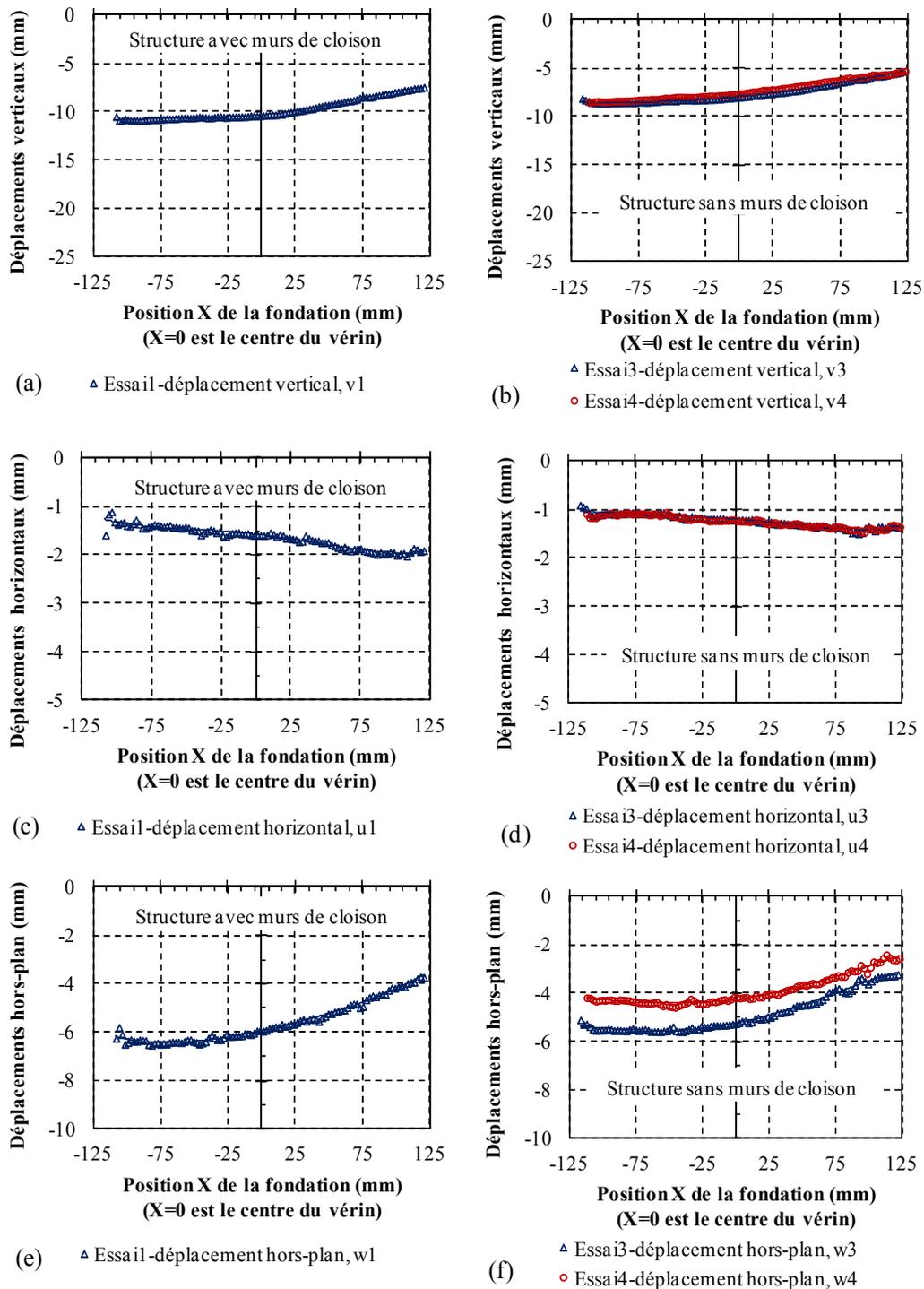


Figure C.2. Déplacements de la fondation en position P_1 pour (a, c, e) la maquette avec murs de cloison et (b, d, f) la maquette sans murs de cloison.

Dans le plan des caméras, pour les deux structures étudiées, les déplacements verticaux sont plus importants que ceux dans la direction horizontale : le rapport u/v occupe 18% pour la structure avec murs de cloison et 23% pour la structure sans murs de cloison. D'ailleurs, les déplacements de la structure sans murs de cloison sont moins importants que ceux de la structure avec murs de cloison. En effet, la valeur maximale du déplacement vertical est 12 mm pour la structure avec murs de cloison contre 8 mm pour la structure sans murs de cloison. Cette différence est liée au poids propre de ces deux structures.

Pour le déplacement hors-plan des caméras, théoriquement, les valeurs doivent être nulles, parce que la structure est posée symétriquement par rapport au centre du vérin. Cependant, nous constatons les valeurs non-nulles du déplacement hors-plan. Ceci est expliqué par les mouvements dissymétriques du sable au cours d'essai.

Pente moyenne

La Figure C.3 représente l'évolution de la pente. *A priori*, lorsque les déplacements verticaux du sable sont bien symétriques, la pente moyenne devrait être nulle. Lors des essais, cette hypothèse est confirmée partiellement : la petite pente ($< 0,2\%$) est observée quand le déplacement du vérin est inférieur à 10 mm pour la maquette avec murs de cloison (Fig. C.3a), et quand le déplacement du vérin inférieur à 20 mm pour la maquette sans murs de cloison (Fig. C.3b). Cela montre également que la structure sans murs de cloison s'équilibre plus longtemps que la structure avec murs de cloison. Lorsque cet équilibre est perturbé, la pente augmente rapidement. A l'état final quand le déplacement du vérin atteinte 30 mm, la pente pour les deux maquettes est assez identique : 1,19% pour l'essai 1 ; 1,08% pour l'essai 3 et 1,33% pour l'essai 4.

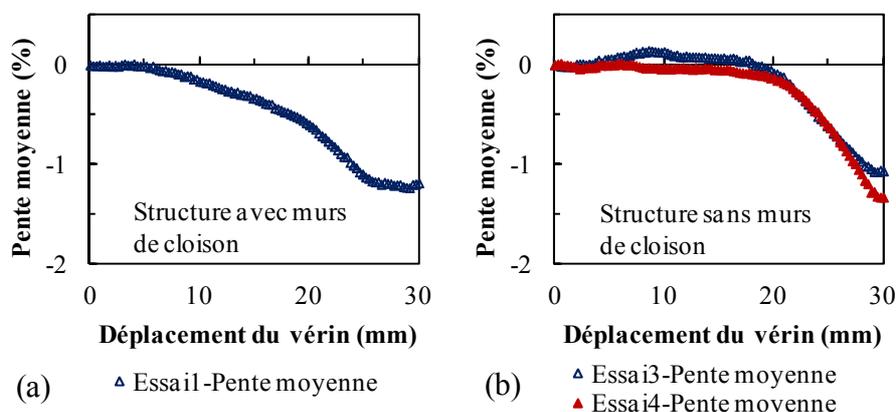


Figure C.3. Pente moyenne de la fondation en position P_1 pour (a) la maquette avec murs de cloison et (b) la maquette sans murs de cloison.

Déflexion maximale

La déflexion maximale de la fondation est représentée dans la Figure C.4 : absolue et relative. Les valeurs positives indiquent la structure est en convexe, inversement, les valeurs négatives présentent la structure est en concave. Dans les Figures C.4 a et b, les déflexions absolues positives sont tellement faibles ($< 0,15$ mm)

de sorte qu'elles peuvent être négligées. En conséquence, la structure peut être considérée en concave pour toute sa longueur.

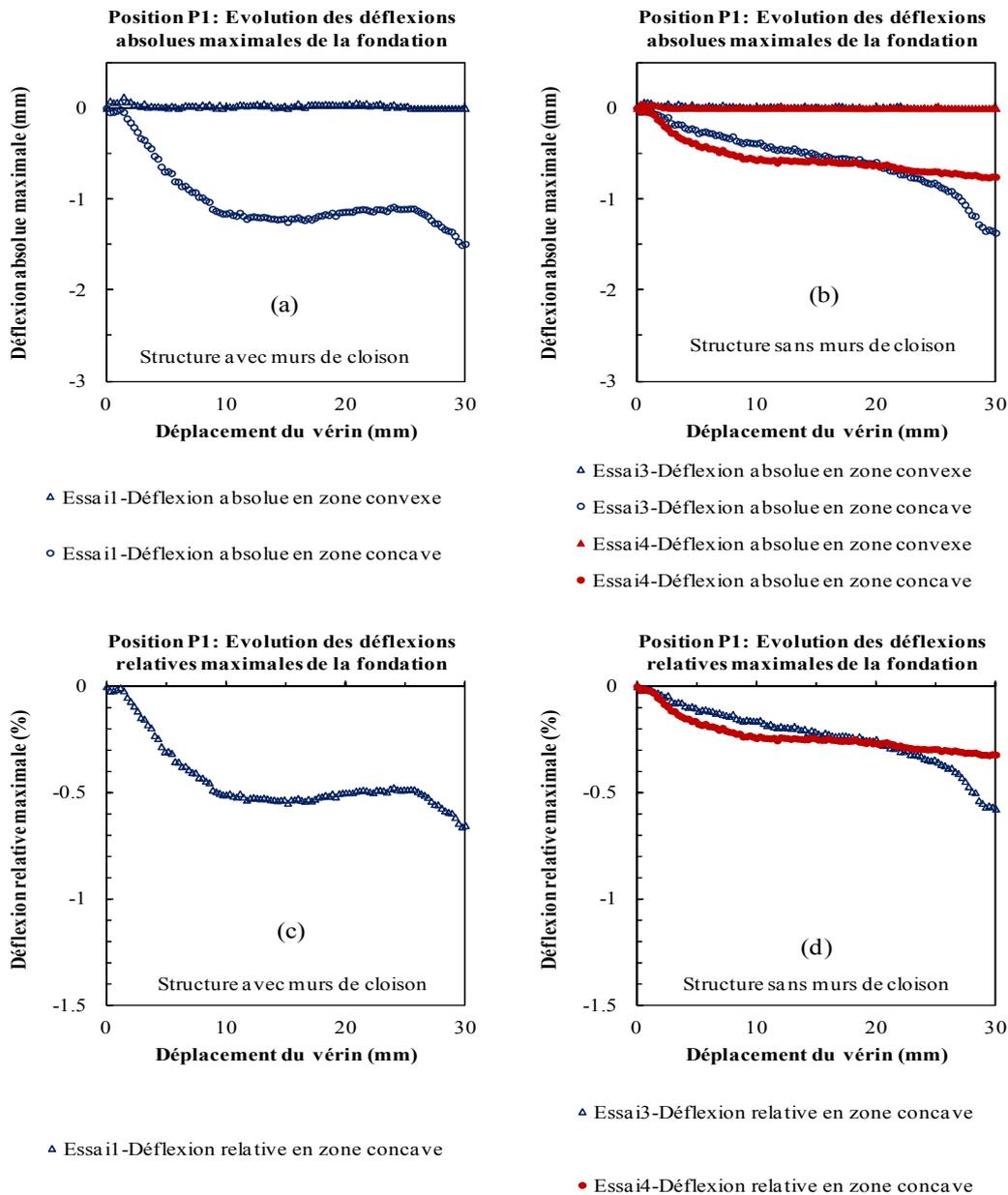


Figure C.4. Déflexion maximale de la fondation en position P_1 pour (a, c) la maquette avec murs de cloison et (b, d) la maquette sans murs de cloison.

Les valeurs relatives de la déflexion sont les plus intéressantes car elles permettent d'évaluer les niveaux de dommages selon la méthode de Burland. L'évolution de ces valeurs est représentée dans la Figure C.4c pour la structure avec murs de cloison et la Figure C.4d pour la structure sans murs de cloison. La tendance pour la structure

avec murs de cloison peut être divisée en trois parties : la première partie linéaire quand le déplacement du vérin est inférieur à 10 mm, la deuxième partie stationnaire quand le déplacement du vérin inférieur à 25 mm avec la valeur moyenne de 0,5%, et la troisième partie linéaire quand le déplacement du vérin supérieur à 25 mm avec la valeur finale est 0,65%.

Par ailleurs, les résultats des essais confirment que la déflexion de la structure avec murs de cloison est plus importante que celle de la structure sans murs de cloison. Par exemple, lorsque le déplacement du vérin atteint 30 mm, la valeur de la déflexion pour l'essai 1 est 0,65% contre 0,57% de l'essai 3 et 0,25% de l'essai 4. *A priori*, la structure avec murs de cloison a plus de dommages que la structure sans murs de cloison.

C.1.3. Comportement du mur P_1

Déformation moyenne

L'évolution des déformations est représentée dans la Figure C.5. Les valeurs négatives pour les quatre essais confirment que le mur est en compression. Selon la théorie des poutres, l'axe neutre est donc en dehors du mur. L'écart entre la structure avec et sans murs de cloison est très faible.

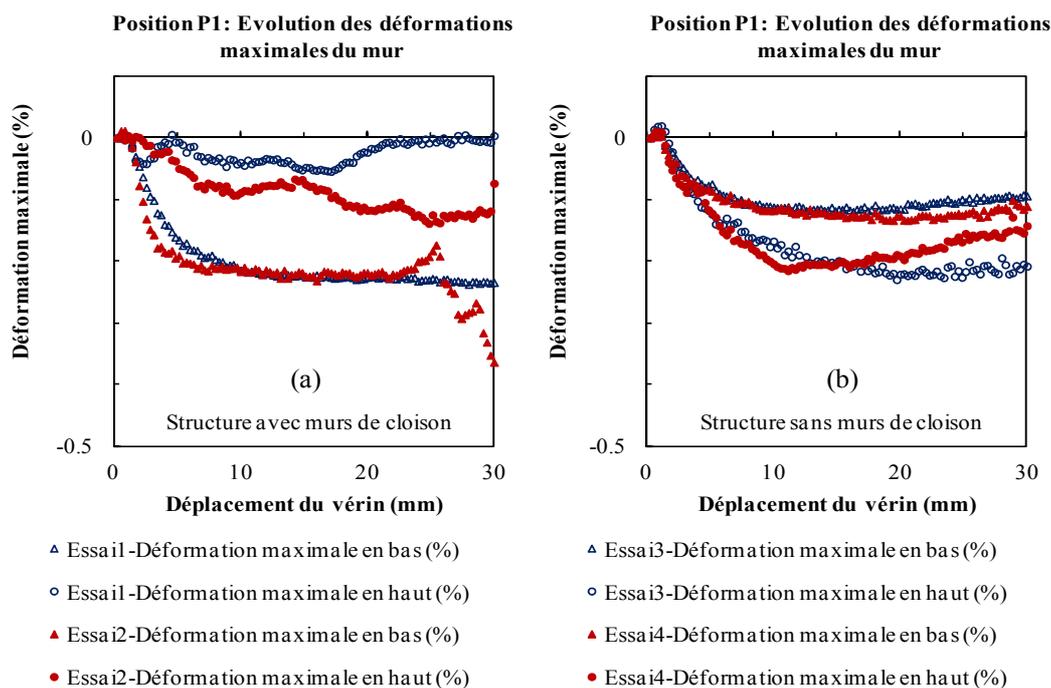


Figure C.5. Déformation du mur en position P_1 pour (a) la maquette avec murs de cloison et (b) la maquette sans murs de cloison.

Quantification des dommages

La méthode d'évaluation des dommages est discutée dans la section 5.4.4. La Figure C.6 représente l'évolution des longueurs des fissures pour chaque classe de dommages. Comme discuté avant, les dommages en classe modéré D_3 (5-15 mm) et en

classe sévère & très sévère $D_{4\&5}$ (> 15 mm) sont les plus intéressants. Ces deux classes correspondent aux Figures C.6 c et d.

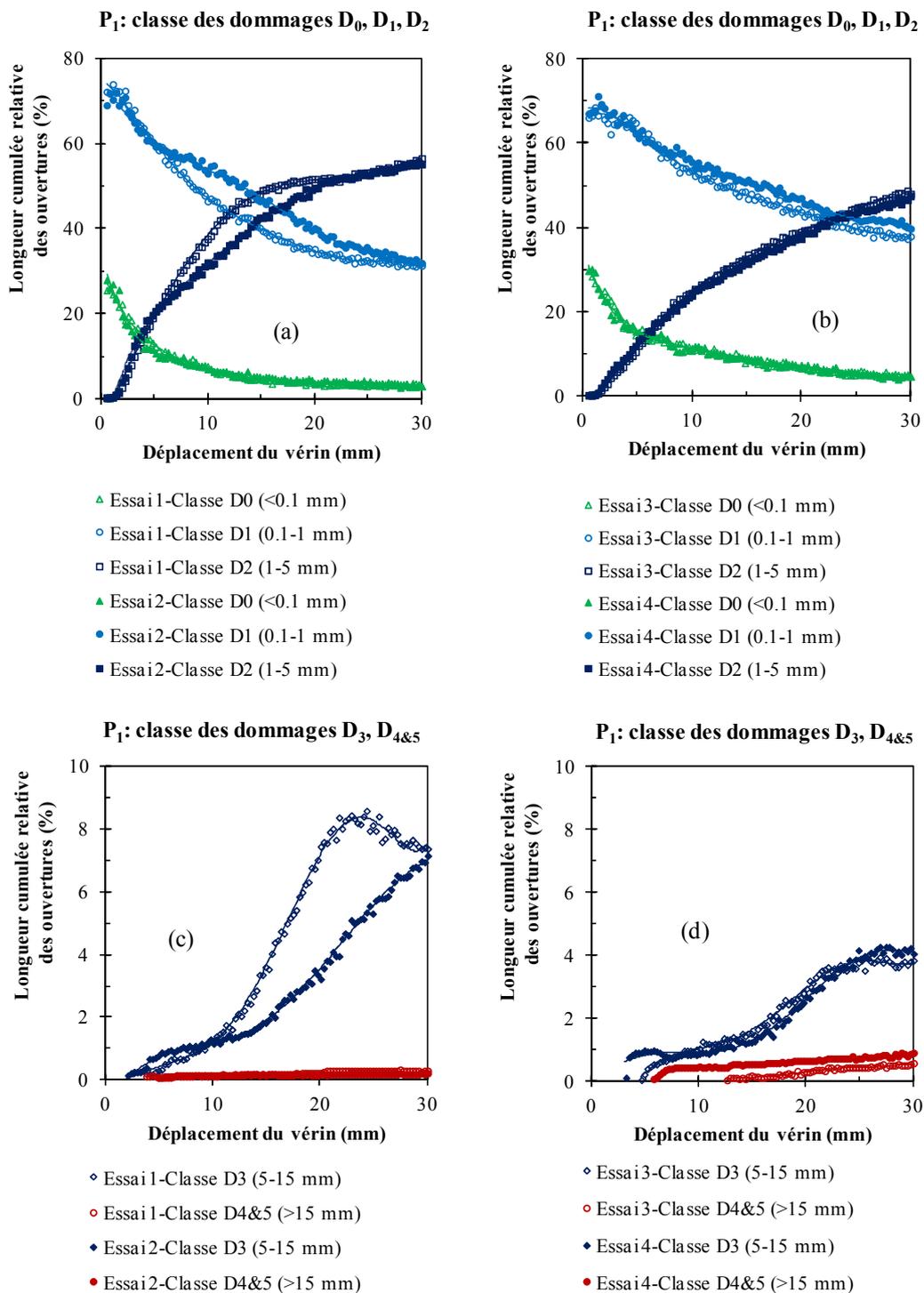


Figure C.6. Indicateur de dommages multi-échelle lié à la longueur des fissures dans mur en position P_1 pour (a, c) la maquette avec murs de cloison et (b, d) la maquette sans murs de cloison.

Pour la classe D_3 , les résultats montrent une différence significative de la longueur des fissures entre la structure avec et sans murs de cloison. A la fin de l'essai quand le déplacement du vérin atteint 30 mm, les fissures de la classe D_3 en cas de la structure avec murs de cloison occupent 7,4% la longueur des joints pour l'essai 1 et 6,9% pour l'essai 2. Simultanément, les fissures de cette classe en cas de la structure sans murs de cloison occupent 3,6% de la longueur des joints pour l'essai 3 et 4,3% pour l'essai 4. Ceci montre qu'en classe D_3 la longueur des fissures de la structure avec murs de cloison n'a plus 1,8 fois que celle de la structure sans murs de cloison.

Contrairement à l'évolution de la longueur des fissures en classe D_3 , les longueurs des fissures en classe $D_{4\&5}$ en cas de la structure sans murs de cloison sont plus importantes que celles de la structure avec murs de cloison. Ces valeurs valent 0,3% (essai 1) et 0,2% (essai 2) contre 0,5% (essai 3) et 0,8% (essai 4). C'est-à-dire que les fissures sévères & très sévères de la structure sans murs de cloison sont plus 2,6 fois plus long que celles de la structure sans murs de cloison. En globale, la longueur totale des fissures de deux classes D_3 et $D_{4\&5}$ de la structure avec murs de cloison est bien plus importante que celle de la structure sans murs de cloison. Par conséquent, la structure avec murs de cloison est jugée plus endommagée.

C.2. Structure en zone de traction P_2

C.2.1. Mouvements de terrain P_2

La Figure C.7 présente les déplacements verticaux du sol et l'observation du comportement des deux structures étudiées à partir des caméras en haut. Cette figure montre que la structure sans murs de cloison est plus stable que la structure avec murs de cloison. A la fin de l'essai quand le déplacement atteint 30 mm, les blocs sont tombés lors des essais de la maquette avec murs de cloison (Fig. C.7e). La chute des blocs concerne le contact entre les murs intérieurs (murs de cloison) et les murs extérieurs. A l'instant $t_0=0$, le mur intérieur et extérieur n'ont pas de contact, *i.e.*, absence de l'interaction entre les blocs de ces deux murs. Quand le vérin descend, la fondation est mise en pente, par conséquent, les murs sont inclinés et les murs intérieurs et extérieurs peuvent être en contact. La force de contact est une force hors-plan pour le mur extérieur. Lorsque cette force est suffisamment importante, les blocs sont tombés.

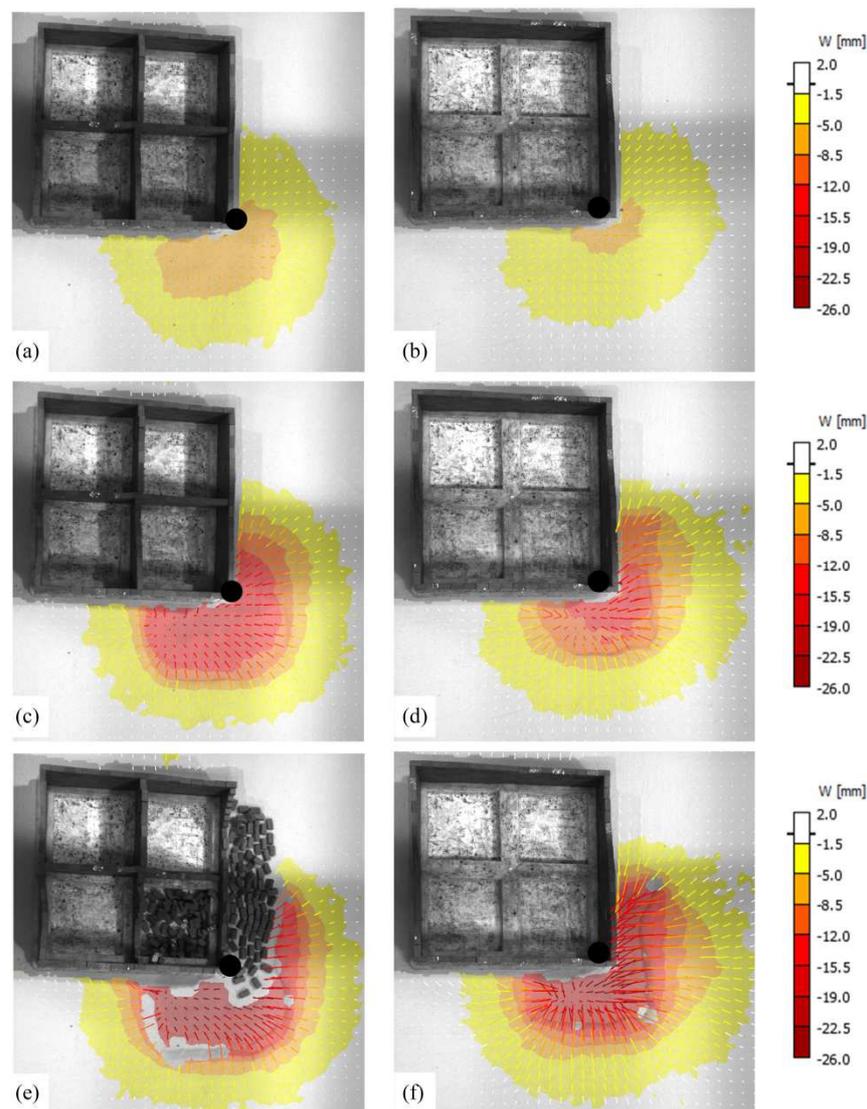


Figure C.7. Position P_2 : déplacements verticaux de la structure et du sol quand le déplacement du vérin atteint (a, b) 10 mm, (c, d) 20 mm, et (e, f) 30 mm (état final). Les figures à gauche sont de la maquette avec murs de cloison (essai 1). Les figures à droite sont de la maquette sans murs de cloison (essai 3). Le point « ● » est le centre du vérin.

C.2.2. Comportement de la fondation P_2

Déplacement

La Figure C.8 présente les déplacements de la fondation quand le déplacement du vérin atteint 20 mm. Les déplacements à la fin du déplacement du vérin (30 mm) ne sont pas favorables, parce que les blocs sont tombés dans l'essai 1 (Fig. C.7e). Pour les déplacements verticaux (Figs. C.8a, b), chaque essai présente trois zones distinctes : la zone de soulèvement, la zone de contact avec le sol et la zone de porte-à-faux. La zone de soulèvement se trouve à l'extrémité gauche (déplacement vertical $v > 0$). Dans cette zone, un faible soulèvement est observé avec la valeur maximale est inférieure à

2 mm pour tous les quatre essais. La zone de contact fondation-sol se situe au milieu de la fondation mais délicat de déterminer précisément la longueur de cette zone. La zone en porte-à-faux ou la zone de non-contact de fondation-sol se trouve à l'extrémité droite de la fondation.

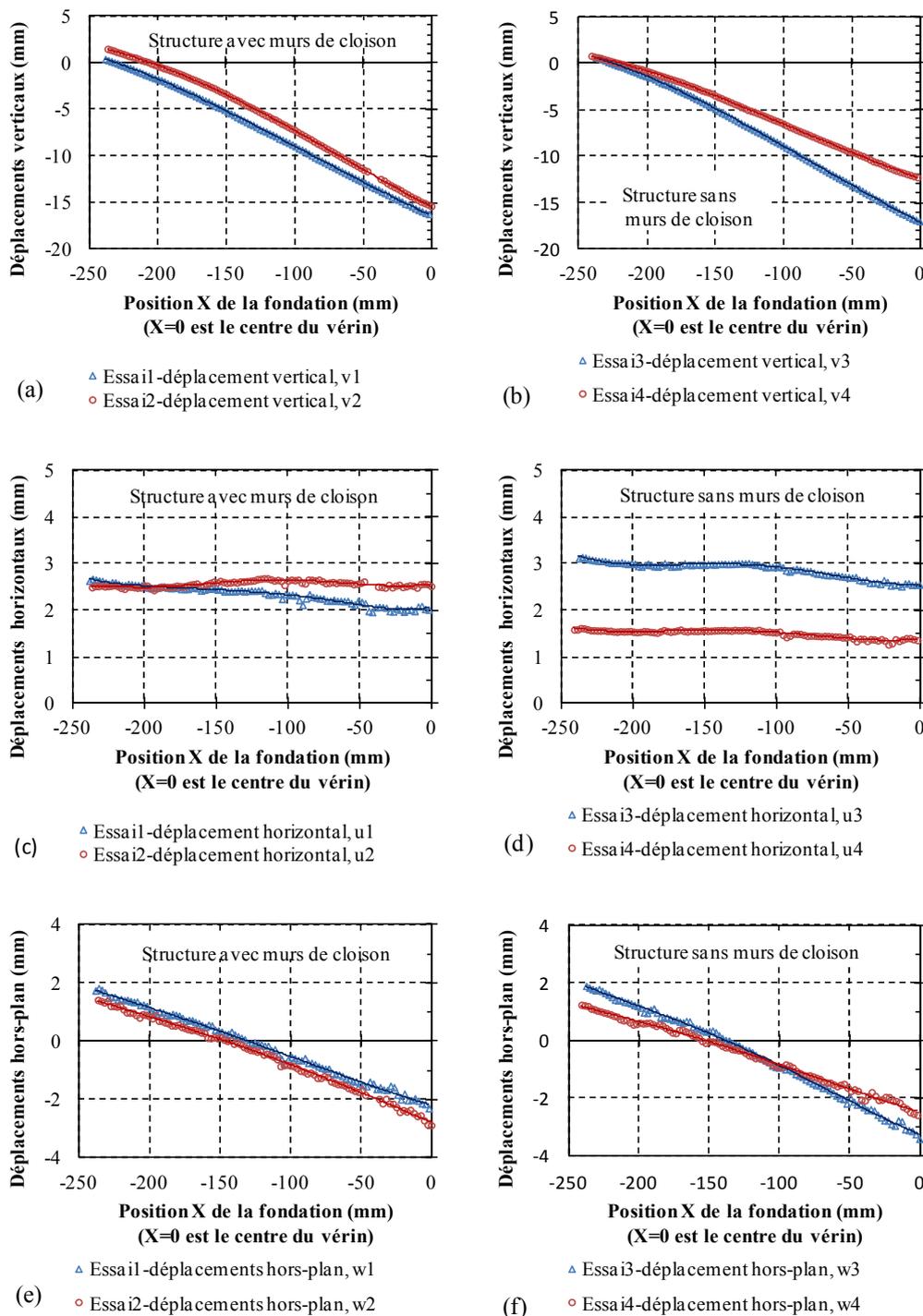


Figure C.8. Déplacements de la fondation en position P_2 pour (a, c, e) la maquette avec murs de cloison et (b, d, f) la maquette sans murs de cloison.

Les valeurs du déplacement vertical maximal sont assez identiques pour la structure avec murs de cloison, la moyenne est 16 mm (16,22 mm pour l'essai 1 et 15,37 mm pour l'essai 2). Alors que ces valeurs de la structure sans murs de cloison ont un écart : 16,97 mm pour l'essai 3 et 12,26 mm pour l'essai 4. Cette différence est liée au déplacement horizontal. En effet, la maquette dans l'essai 3 se déplace plus rapidement vers le centre du vérin avec 3 mm à la moyenne contre 1,5 mm dans l'essai 4. Ce mouvement entraîne une augmentation du déplacement vertical dans l'essai 3.

Concernant les déplacements horizontaux, ces valeurs sont faibles par rapport aux déplacements verticaux : 2,3 mm pour l'essai 1, 2,5 mm pour l'essai 2, 2,9 mm pour l'essai 3, et 1,5 mm pour l'essai 4. Pour les maquettes de la structure de ce travail de thèse, la rigidité axiale est importante, par conséquent, la déformation horizontale de la fondation est faible.

Pour les déplacements hors-plan, la rotation de la maquette de la structure est non-négligeable : 1,71% pour l'essai 1, 1,81% pour l'essai 2, 2,23% pour l'essai 3, et 1,61% pour l'essai 4. Dans le cadre de ce travail de thèse, le comportement hors plan du mur n'est pas analysé profondément, parce que ceci ne fait pas partie l'objectif de ce travail.

Pente moyenne

L'évolution de la pente est représentée dans la Figure C.9. Quand le déplacement du vérin est inférieur à 10 mm, les courbes des quatre essais sont linéaires. En particulier, elles sont identiques pour chaque type de structure (avec ou sans murs de cloison). A coordonnée X=10 mm, la maquette avec murs de cloison a une pente de 3%, contre 2,5% de la maquette sans murs de cloison. Au-delà de 10 mm du déplacement du vérin, l'évolution des valeurs de la pente n'est plus identique pour chaque type de structure.

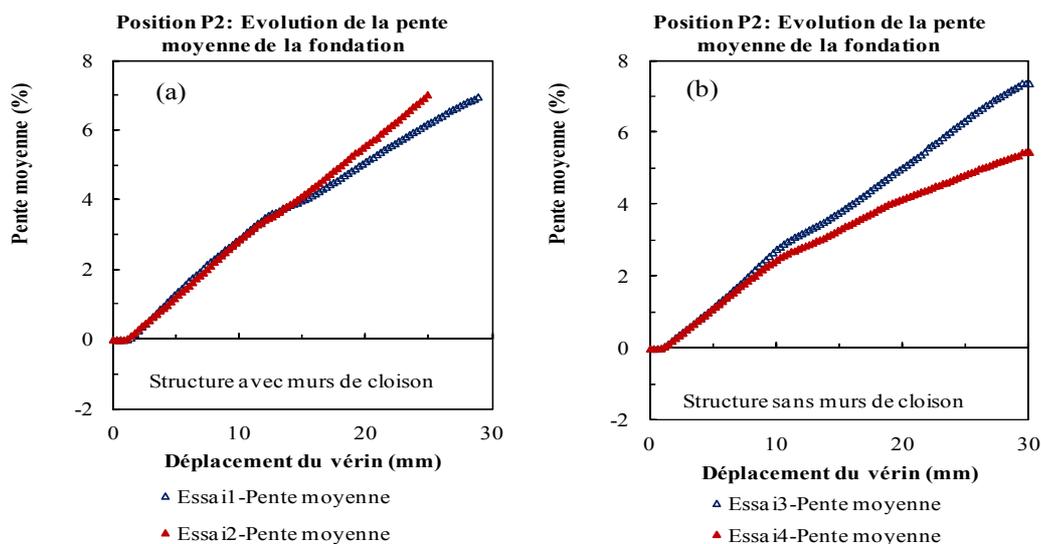


Figure C.9. Pente moyenne de la fondation en position P_2 pour (a) la maquette avec murs de cloison et (b) la maquette sans murs de cloison.

Une attention particulière est portée sur l'évolution de la pente de la structure sans murs de cloison (Fig. C.9b), la pente de l'essai 4 se croît moins rapidement que celle de l'essai 3, parce que le déplacement vertical de l'essai 4 est moins important que celui de l'essai 3 (voir la Figure C.8).

Déflexion maximale

L'évolution de la déflexion maximale est représentée dans la Figure C.11. Dans tous les quatre essais, les valeurs absolues négatives sont inférieures à 0,2 mm (Figs. C.11a, b). Elles sont bien moins importantes que les valeurs positives, donc négligeables. Par conséquent, la fondation en P_2 peut être considérée convexe toute au long de sa longueur.

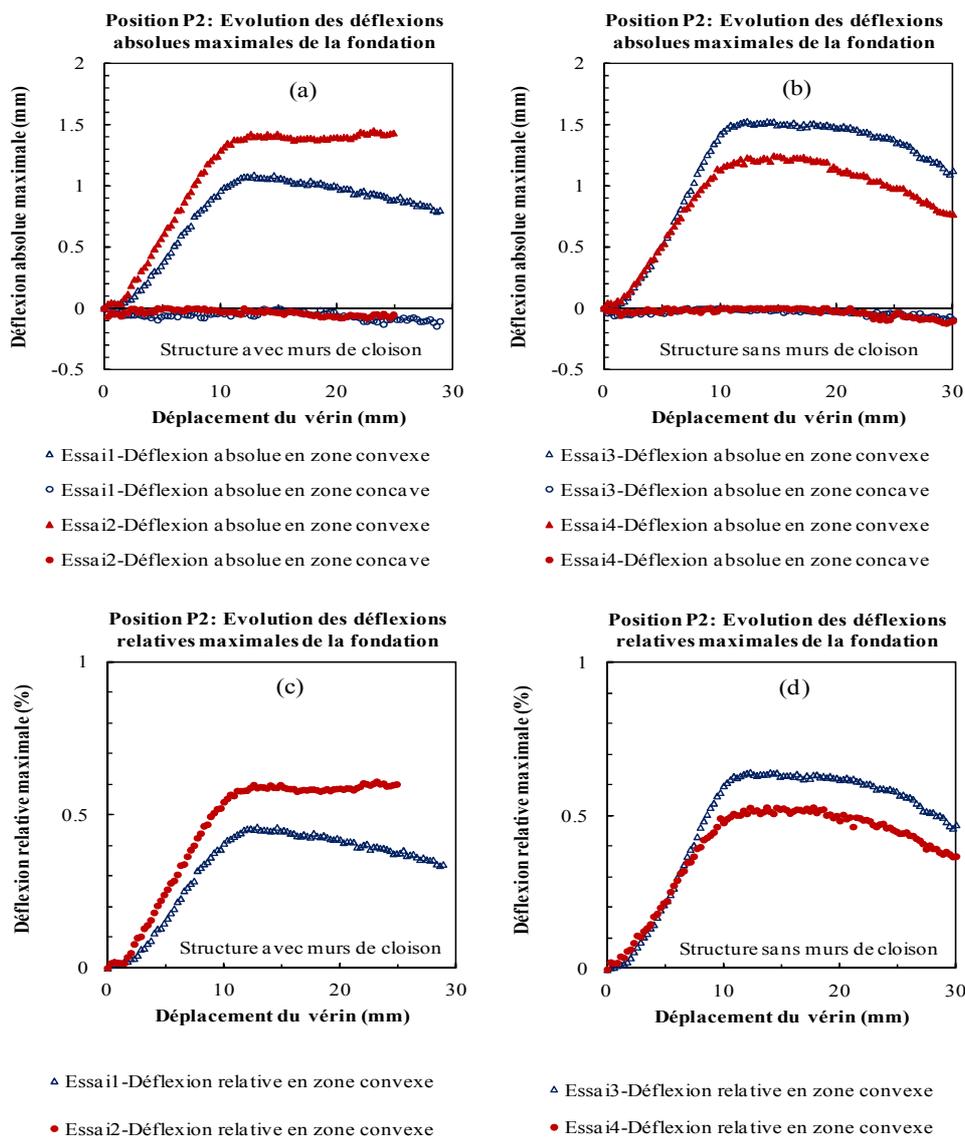


Figure C.10. Déflexion maximale de la fondation en position P_2 pour (a, c) la maquette avec murs de cloison et (b, d) la maquette sans murs de cloison.

Les valeurs relatives sont les plus intéressantes, représentées dans les Figures C.11c, d. Ici, les deux structures étudiées ont les tendances similaires. La première tendance est linéaire lorsque le déplacement du vérin est inférieur à 10 mm. A la coordonnée $X=10$ mm, la déflexion relative vaut 0,46% pour l'essai 1, 0,61% pour l'essai 2, 0,64% pour l'essai 3 et 0,53% pour l'essai 4. La deuxième tendance est stationnaire quand le déplacement du vérin dépasse de 10 mm. Dans cette partie, la déflexion maximale diminue progressivement.

C.2.3. Comportement du mur P_2

Déformation

L'évolution de la déformation du mur observé est présentée dans la Figure C.11. Chaque évolution peut être également divisée en deux parties : la partie linéaire (déplacement du vérin inférieur à 10 mm) et puis la partie non-linéaire. Les quatre essais ont les valeurs positives de la coupe en haut et en bas du mur. Ceci montre que l'axe neutre peut être se situé dans la partie de la fondation en silicone.

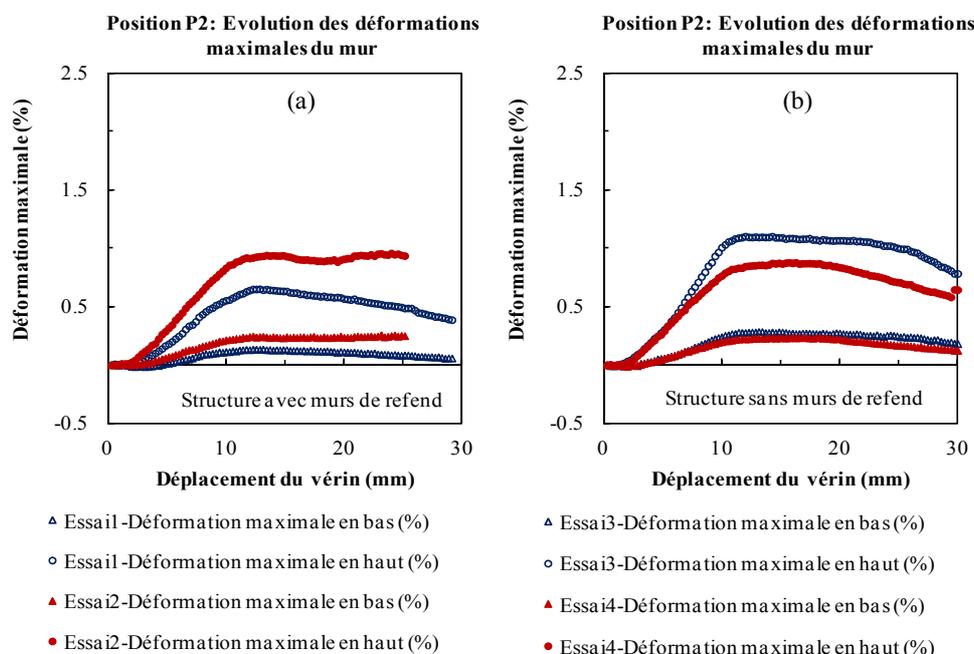


Figure C.11. Déformation du mur en position P_2 pour (a) la maquette avec murs de cloison et (b) la maquette sans murs de cloison.

Quantification des dommages

La Figure C.12 présente l'évolution de la longueur des fissures en fonction des classes de dommages.

Comme discuté avant, les deux dernières classes D_3 et $D_{4\&5}$ sont plus intéressantes (Figs. C.12c, d). Pour la classe D_3 , chaque courbe peut être divisée en deux parties : la partie linéaire quand le déplacement du vérin est inférieur à 10 mm, puis la partie non-linéaire. En générale, les longueurs des fissures de la classe D_3 de la maquette sans murs de cloison sont plus importantes que celles de la structure avec murs de cloison. La même conclusion est tirée pour la classe $D_{4\&5}$. La structure avec murs de

cloison a moins de fissures, mais les blocs sont tombés. Une des raisons est liée avec le fait que les blocs tombés ne sont pas ceux du mur observé. Comme indiqué avant, le mur tombé (le mur extérieur à droite) est soumis à une charge hors plan au milieu (engendrée par le contact entre le mur intérieur et le mur extérieur).

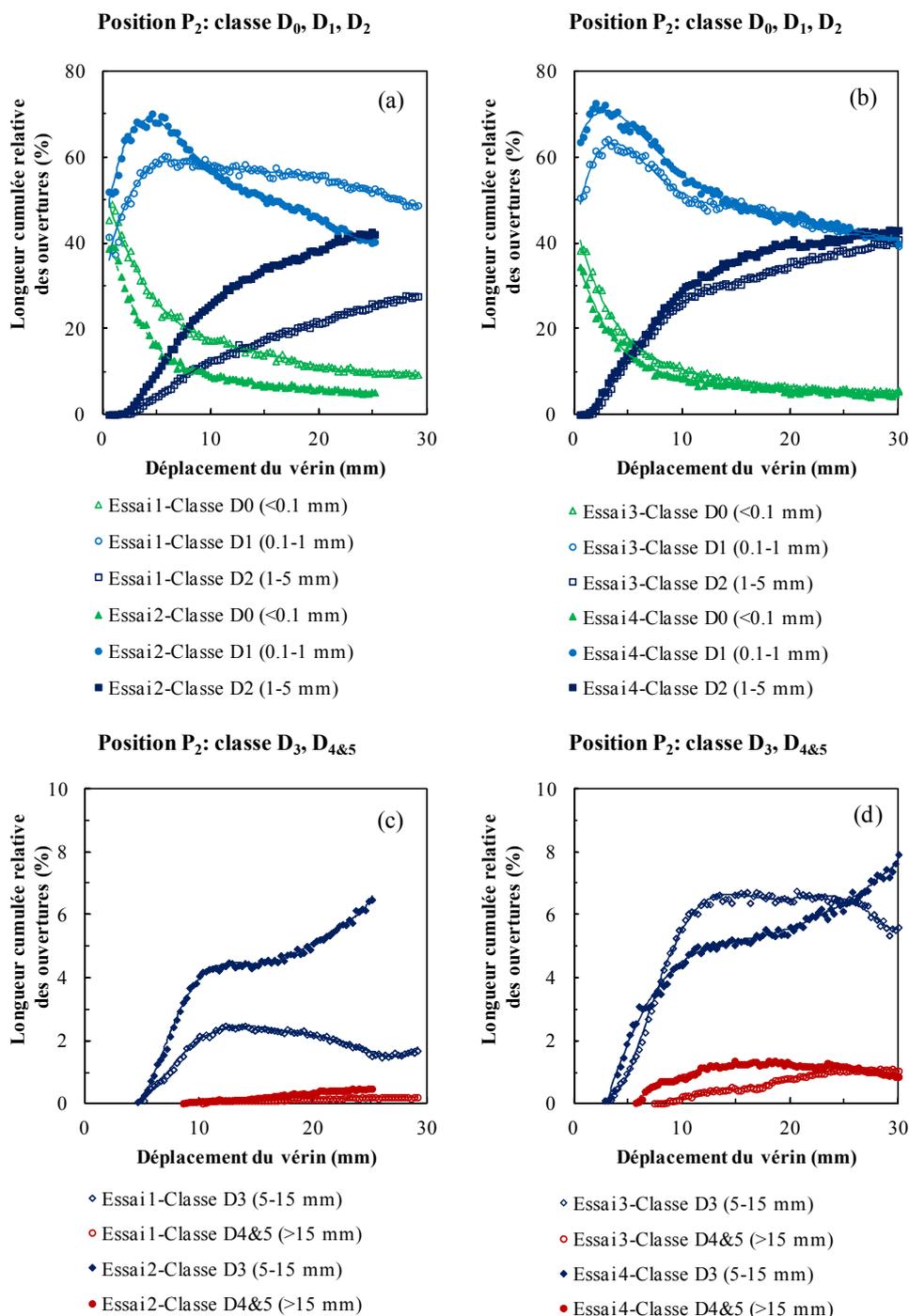


Figure C.12. Indicateur de dommages multi-échelle lié à la longueur des fissures dans mur en position P_2 pour (a, c) la maquette avec murs de cloison et (b, d) la maquette sans murs de cloison.

C.3. Structure en zone mixte de traction-compression P_3

C.3.1. Mouvements de terrain P_3

La Figure C.13 présente les déplacements verticaux du sol et la réponse de deux structures étudiées, obtenus à partir des caméras en haut. Explicitement, les blocs sont tombés à la fin de les quatre essais quand le déplacement du vérin est 30 mm, mais la structure sans murs de cloison est plus vulnérable que la structure avec murs de cloison. En cas de la position P_3 , les murs de cloison ont diminué la travée des murs extérieurs.

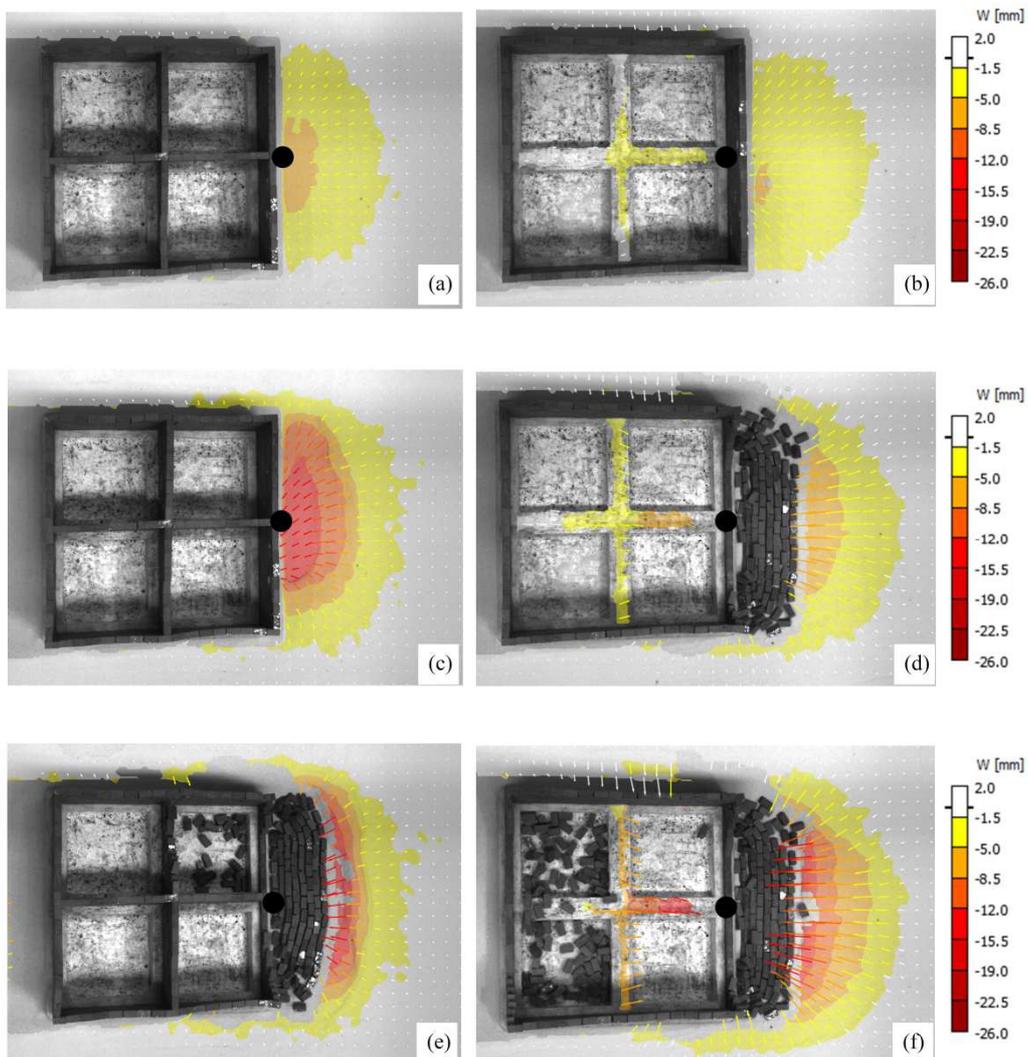


Figure C.13. Position P_3 : déplacements verticaux de la structure et du sol quand le déplacement du vérin atteint (a, b) 10 mm, (c, d) 20 mm, et (e, f) 30 mm (état final). Les figures à gauche sont de la maquette avec murs de cloison (essai 1). Les figures à droite sont de la maquette sans murs de cloison (essai 3). Le point « ● » est le centre du vérin.

C.3.2. Comportement de la fondation P_3

Déplacement

La Figure C.14 présente déplacements de la fondation quand le déplacement du vérin atteint 20 mm. Les déplacements à la fin du déplacement du vérin (30 mm) ne sont pas favorables, parce que les blocs sont tombés dans l'essai 1 (Fig. C.13). Similairement avec le cas de la position P_2 , l'interaction sol-structure peut être divisée en trois zones : la zone de soulèvement, la zone de contact avec le sol, et la zone de porte-à-faux.

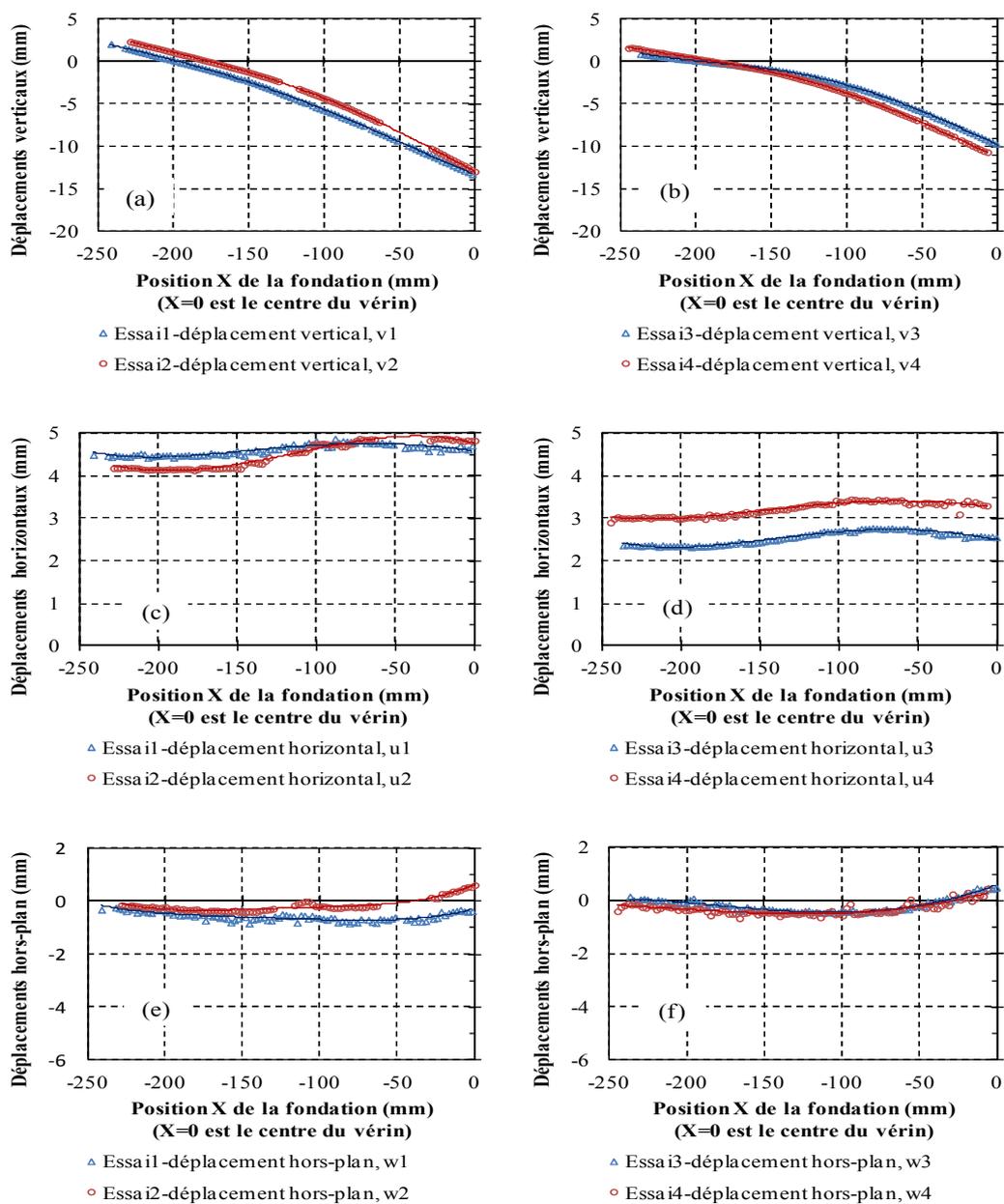


Figure C.14. Déplacements de la fondation en position P_3 pour (a) la maquette avec murs de cloison et (b) la maquette sans murs de cloison.

Pente moyenne

L'évolution de la pente est représentée dans la Figure C.15. Chaque courbe peut être divisée également en deux parties : la partie linéaire (déplacement du vérin est inférieur à 10 mm) et puis la partie non-linéaire.

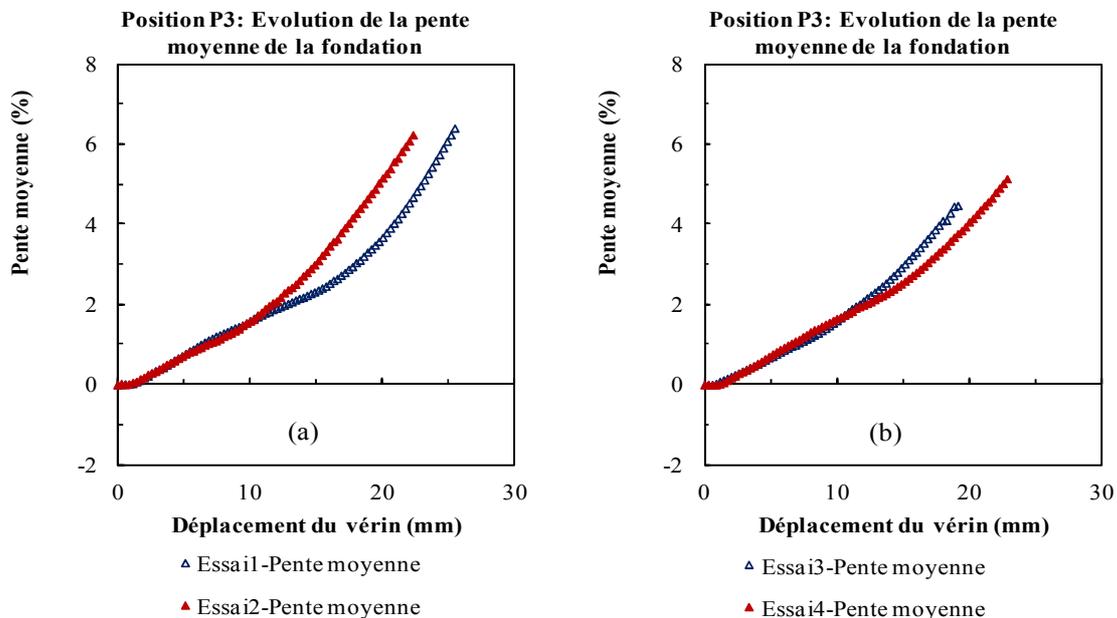


Figure C.15. Pente moyenne de la fondation en position P_3 pour (a) la maquette avec murs de cloison et (b) la maquette sans murs de cloison.

Déflexion maximale

La Figure C.16 présente l'évolution des déflexions maximales de la fondation. Similairement avec la position P_2 , les très faibles valeurs négatives (Figs. C.16a, b) montrent que les structures peuvent être considérées comme en convexe toute au long de la longueur. Dans la position P_3 , deux structures étudiées ont les tendances différentes. La structure avec murs de cloison a une tendance non-linéaire (Fig. C.16c). Alors que la structure sans murs de cloison compose de deux parties linéaires, distinguées quand le déplacement du vérin atteint 10 mm (Fig. C.16d). En générale, la partie de la fondation de la structure sans murs de cloison a la déflexion plus importante que celle de la structure avec murs de cloison. Par conséquent, selon l'abaque de Burland, le mur observé de la structure sans murs de cloison est plus endommagé.

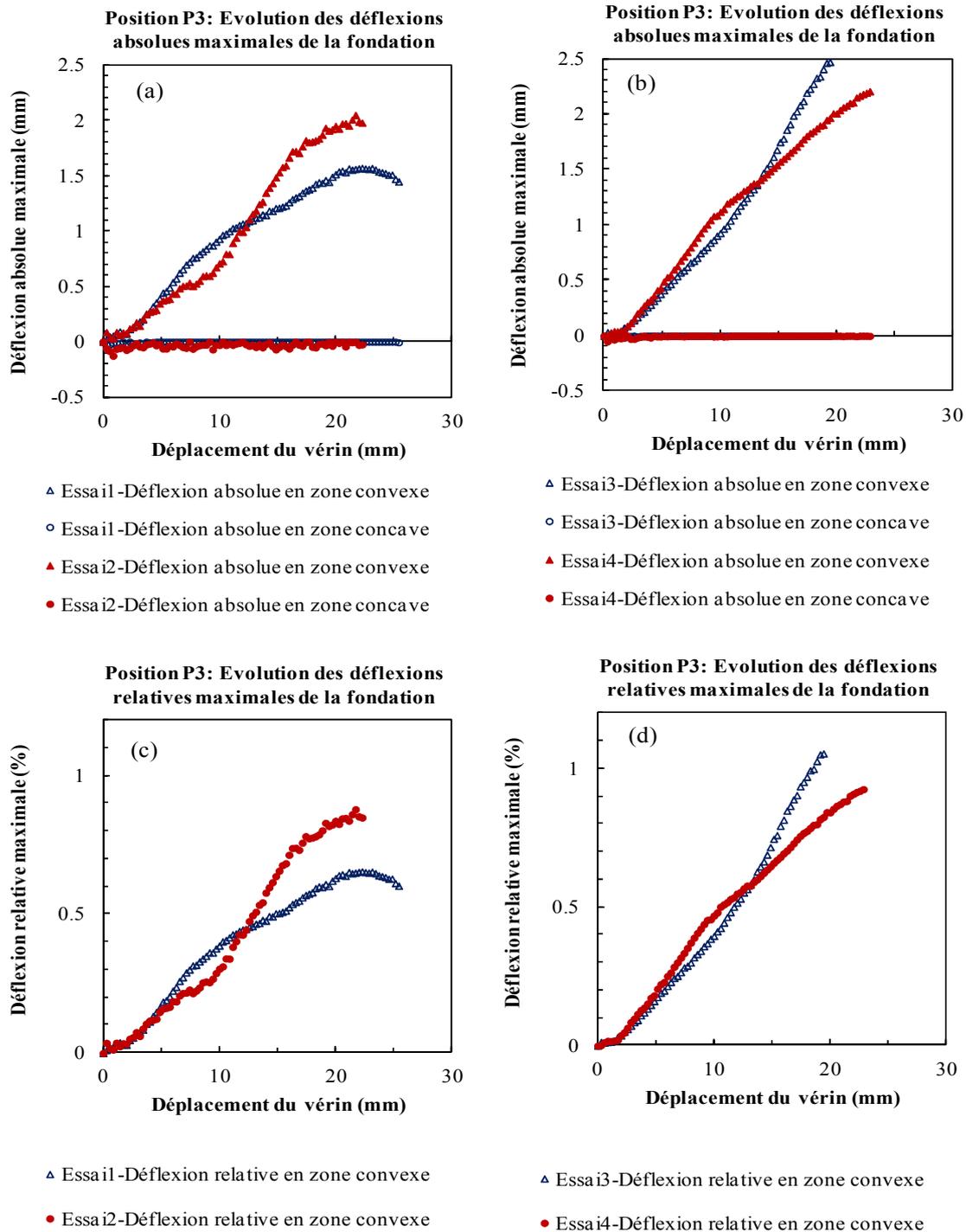


Figure C.16. Déflexion de la fondation en position P_3 pour (a) la maquette avec murs de cloison et (b) la maquette sans murs de cloison.

C.3.3. Comportement du mur P_3

Déformation

La déformation des coupes en haut et en bas du mur observé est représentée dans la Figure C.17. En générale, les deux structures ont les évolutions similaires, mais la structure sans murs de cloison a les tendances plus linéaires.

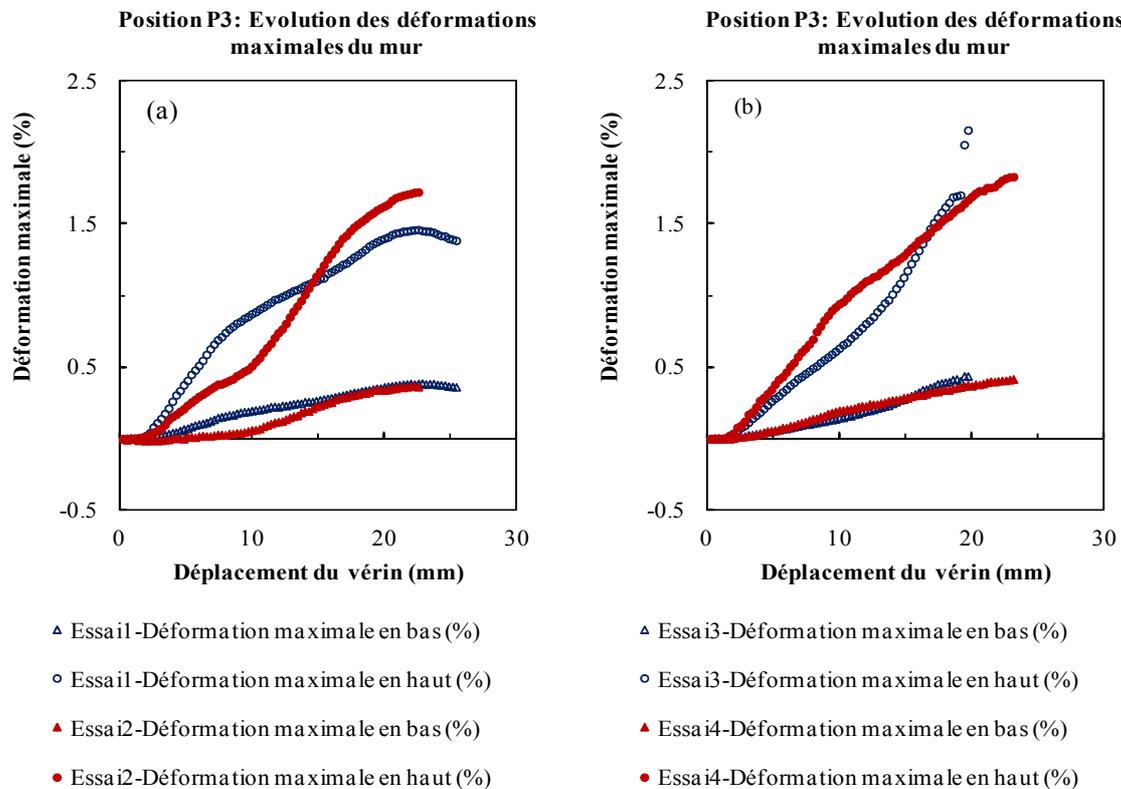


Figure C.17. Déformation du mur en position P_3 pour (a) la maquette avec murs de cloison et (b) la maquette sans murs de cloison.

Quantification des dommages

La Figure C.18 présente la longueur des fissures selon les classes de dommages. Les courbes des classes D_3 et $D_{4\&5}$ sont les plus importantes (Figs. C.18c, d). Les évolutions sont assez similaires pour les quatre essais.

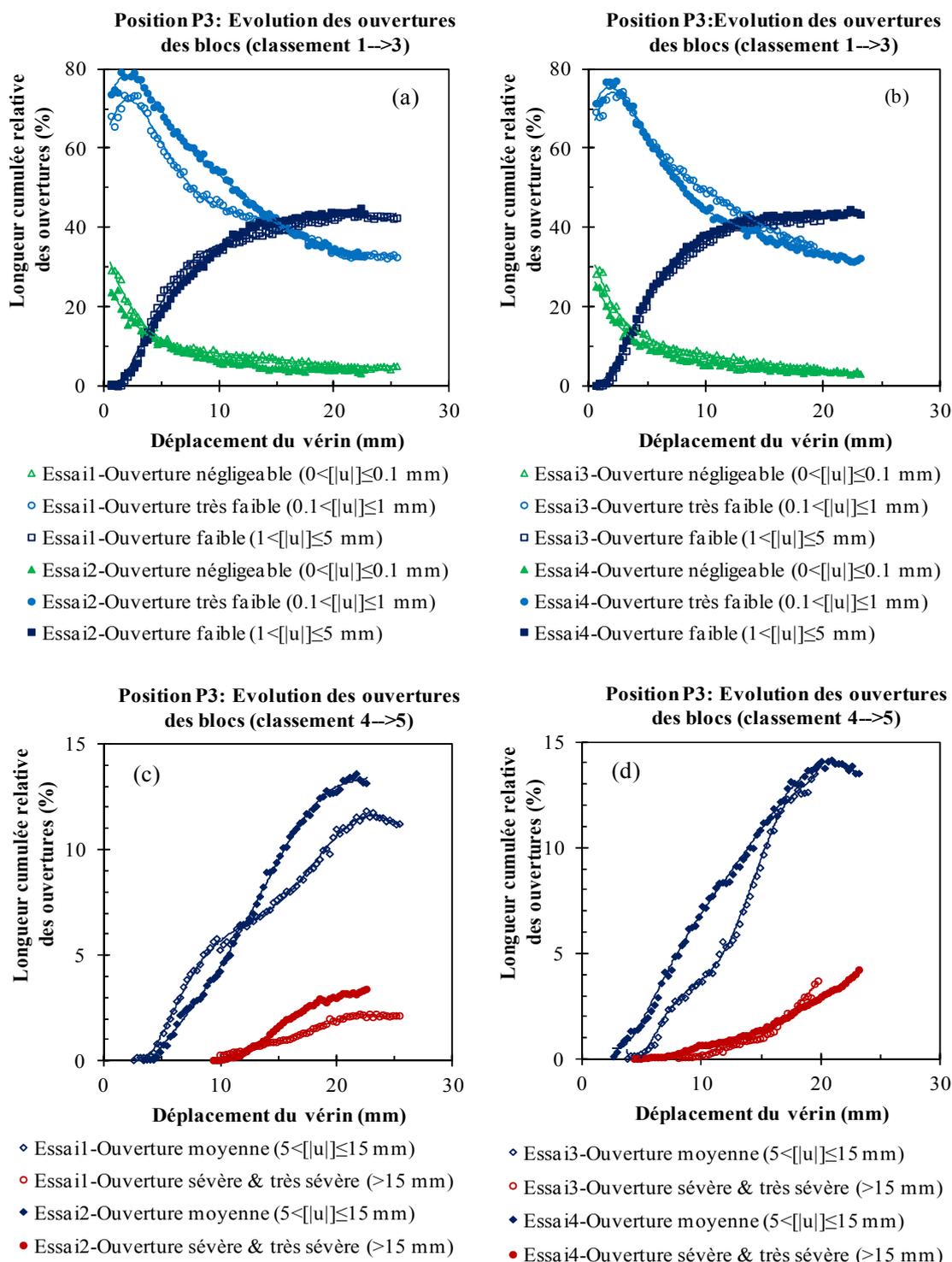


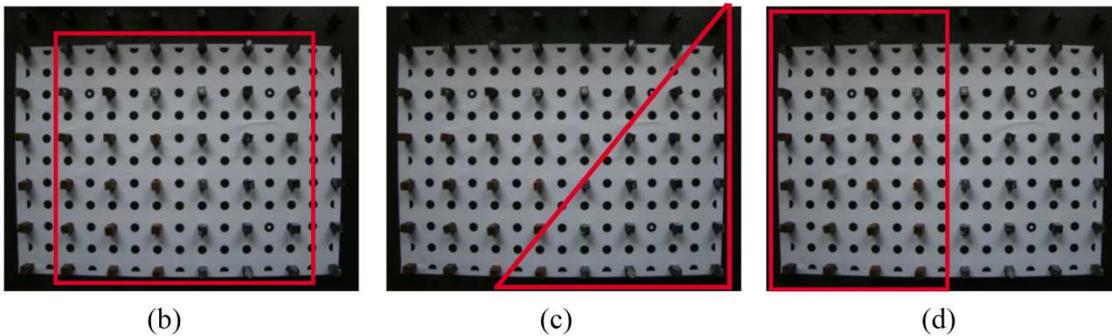
Figure C.18. Indicateur de dommages multi-échelle lié à la longueur des fissures dans mur en position P_3 pour (a, c) la maquette avec murs de cloison et (b, d) la maquette sans murs de cloison.

Annexe D : Tests des murs de maçonnerie de joints de mortier

Cette annexe décrit les tests réalisés au bureau, incluant 4 tests séparés : 1 test pour la position P_1 , 2 test pour la position P_2 (dont 1 pour le mur sans fenêtre et 1 pour le mur avec la fenêtre), et 1 test pour la position P_3 . La Figure D.1 présente la mise des caméras et le plan de support de la fondation pour trois positions étudiées. Le mouvement du sable pour chaque position est idéalisé par l'enlèvement des petits blocs en métallique dans les zones limitées par les traits rouges comme l'indique dans les Figures D.1b-d.



(a)



(b)

(c)

(d)

Figure D.1. Tests au bureau : (a) la mise en place des caméras. Le plan de support de la fondation, constitué des blocs en métallique de dimensions $14 \times 7 \times 7 \text{ mm}^3$, pour (b) la position P_1 , (c) la position P_2 , et (d) la position P_3 . Les blocs dans les zones en couleur rouge sont enlevés de manière symétrique lors d'un essai.

La concentration de la colle utilisée est $C/6$ pour tous les essais, correspondant à 41,7 g de la poutre de la colle sur 6 litres d'eau.

D.1. Structure sans fenêtre en zone de concave

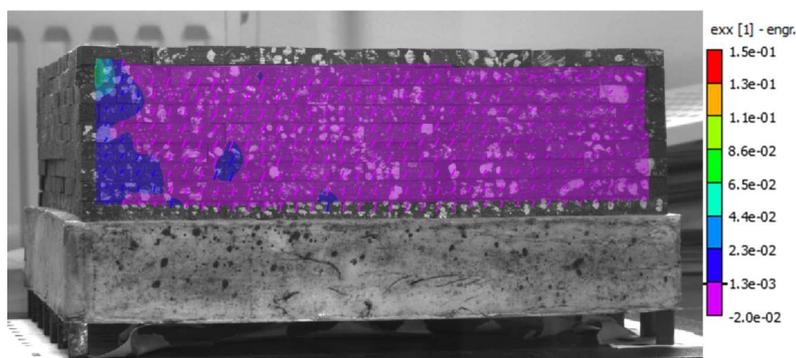


Figure D.2. Etat déformé final du mur observé pour la structure en position P_1 ,

D.2. Structure sans fenêtre en zone de convexe

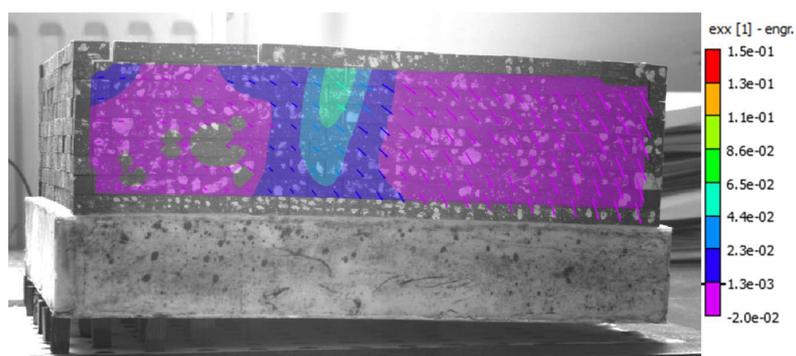


Figure D.3. Etat déformé final du mur observé pour la structure en position P_2 ,

D.3. Structure sans fenêtre en zone mixte

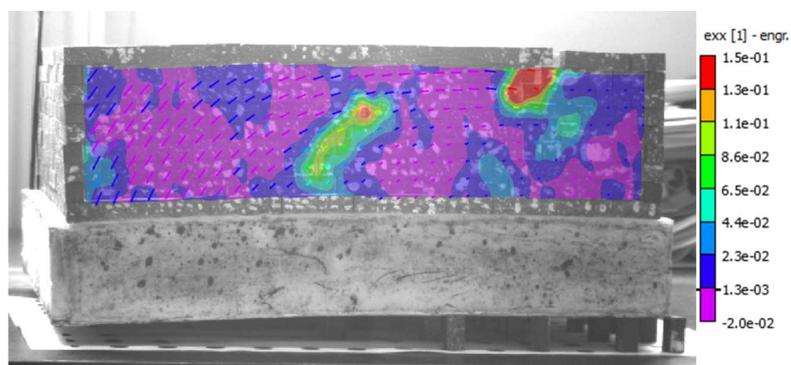


Figure D.4. Etat déformé final du mur observé pour la structure en position P_3 .