

Université
de Toulouse

THÈSE

En vue de l'obtention du
DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE

Délivré par :
Institut National Polytechnique de Toulouse (INP Toulouse)

Discipline ou spécialité :
Génie Mécanique, Mécanique des Matériaux

Présentée et soutenue par :
Fabien DUCO

le : mardi 20 novembre 2012

Titre :
Méthodologies d'évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments
existants à partir d'une instrumentation in situ

Ecole doctorale :
Mécanique, Energétique, Génie civil et Procédés (MEGeP)

Unité de recherche :
Laboratoire Génie de Production, ENI de Tarbes

Directeur(s) de Thèse :

M. CAPERAA Serge

Rapporteurs :

M. PETIT Christophe
M. BARD Pierre-Yves

Membre(s) du jury :
M. PETIT Christophe, Professeur des Universités, IUT Limousin Egletons
M. BARD Pierre-Yves, Enseignant-Chercheur, ISTERre Grenoble
M. GUEGUEN Philippe, Directeur de recherche, ISTERre Grenoble
M. HAURINE Pascal, Chef de Bureau Risques-Environnement, DDT des Hautes-Pyrénées
M. CAPERAA Serge, Professeur des Universités, ENIT
M. FAYE Jean-Pierre, Maître de Conférences, ENIT

Je dédie ce travail à mes parents,
à mon frère Gilles et à mes neveux Dorian et Oriane,
à toi ma belle,
à ma famille et à mes amis,
à la mémoire de mon meilleur ami Benoît.

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Serge CAPERAA, mon directeur de thèse, pour m'avoir proposé ce projet de recherche et pour m'avoir transmis sa passion lors d'échanges si fructueux à mes yeux. Je le remercie aussi pour sa confiance et son soutien au quotidien et j'exprime ici ma plus grande fierté d'avoir été son dernier thésard sur un sujet qui lui tenait tellement à cœur et qui concrétise son action dans le génie civil à l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tarbes.

Je remercie également l'ensemble des membres du jury pour l'attention qu'ils ont portée à mes travaux, notamment Pierre-Yves Bard (Docteur d'Etat, Institut des Sciences de la Terre, Grenoble) et Christophe Petit (Professeur des Universités, IUT Limousin, Egletons) qui ont accepté d'être les rapporteurs de mon mémoire de thèse.

Un grand merci à Jean-Pierre FAYE, encadrant ENIT, pour sa grande disponibilité, son écoute, sa confiance et la sympathie qu'il m'a témoignée pendant ces trois années de thèse.

Après cinq années d'études à l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tarbes et 3 années de thèse au sein du Laboratoire Génie de Production (LGP-ENIT), je souhaiterais remercier tous les personnels administratifs, techniques, scientifiques et d'enseignement de l'ENIT qui m'ont accompagné dans ma formation d'ingénieur et qui m'ont ensuite soutenu de près ou de loin dans mon travail de thèse. Un clin d'œil personnel à Aurélie et Cathy (concours), Eliane et Cécile (recherche), Antoine (maintenance), Fabienne et Pascal (informatique) pour tous vos « coups de main » et à Pascale et Marc (DFVE) et Hélène (IBTP) pour vos conseils précieux.

Je n'oublie pas de remercier les doctorants du LGP (Cristina, Vincent, Christian, Benjamin, Eric, Julie, Malik, Laurence, Adrien et tous les autres) pour nos matches de foot, nos repas et bien sûr Elodie ma « binôme préférée » durant les études et Romain pour ces blagues si « fines ». Je souhaite également beaucoup de réussite aux « nouveaux » (Stéphanie, Florent, Paula, Damien, Julien, et tous les autres) avec qui je n'ai pas eu le temps de faire connaissance en cette dernière année.

Une grande reconnaissance à ma famille et en particulier à mes parents et à mon frère pour leur soutien permanent durant toutes mes études.

Enfin, une pensée particulière à la grande famille du tennis qui m'a permis de « changer d'air » et de vivre de grands moments de bonheur et d'accomplissement personnel à travers mes engagements associatifs. Un clin d'œil à tous mes fidèles coéquipiers (Patrice, Christophe, Mika, Coach, Sébastien et Jeannot) pour toutes nos parties acharnées et pour tous nos moments de convivialité.

Table des matières

Introduction.....	14
1 Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants.....	19
1.1 L'aléa : les évènements sismiques	20
1.1.1 La magnitude.....	20
1.1.2 L'intensité.....	21
1.1.3 Relation entre magnitude, intensité et spectres de réponse au rocher	23
1.2 Le concept de vulnérabilité	24
1.2.1 Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment	25
1.2.1.1 La courbe de capacité.....	26
1.2.1.2 La demande sismique.....	27
1.2.1.3 La courbe de vulnérabilité.....	28
1.2.2 Classes de vulnérabilité.....	29
1.3 Evaluation de la vulnérabilité à l'échelle de la ville	30
1.3.1 Les méthodes empiriques d'analyse de la vulnérabilité.....	30
1.3.1.1 Les typologies de bâtiments.....	30
1.3.1.2 Répartition des bâtiments en classes.....	31
1.3.2 Application : microzonage sismique de la ville de Lourdes	34
1.4 Conclusion : problématiques à l'origine de ce travail.....	37
1.4.1 Analyse des bâtiments peu vulnérables par instrumentation.....	37
1.4.2 Vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie	37
Bibliographie du chapitre 1	39
2 Identification du comportement linéaire des bâtiments par analyse modale	
opérationnelle	44
2.1 Extraction des modes propres d'une structure par voie expérimentale.....	44
2.1.1 Instrumentation et acquisition de données	44
2.1.1.1 Les groupes de recherche et leurs missions	44
2.1.1.2 Instrumentation	45
2.1.1.3 La Tour de l'Ophite	46
2.1.1.3.1 Description du bâtiment.....	46

2.1.1.3.2	Le réseau d'enregistrement permanent.....	46
2.1.2	Méthodologie d'extraction des modes propres	48
2.1.2.1	Les principales méthodes d'analyse modale opérationnelle.....	48
2.1.2.1.1	Les méthodes du domaine temporel.....	48
2.1.2.1.2	Le domaine fréquentiel.....	49
2.1.2.2	Méthode stochastique par sous-espaces avec réalisation équilibrée	50
2.1.2.3	Méthode stochastique par sous-espaces avec les matrices de covariance..	54
2.2	Evaluation des modes propres d'une structure par modélisation numérique.....	55
2.2.1	Modèle discret 1D.....	56
2.2.2	Modèle éléments finis 3D	57
2.2.3	Modèle discret 3D.....	58
2.2.4	Choix d'un modèle	59
2.3	Application à la Tour de l'Ophite à Lourdes.....	60
2.3.1	Méthodologie expérimentale d'évaluation des modes propres	60
2.3.1.1	Application de la méthode SSI-BR.....	60
2.3.1.2	Application de la méthode SSI-COV	64
2.3.1.3	Comparaison des résultats.....	65
2.3.2	Etude de l'influence des paramètres numériques sur l'analyse modale	66
2.3.2.1	La plateforme Pilote	66
2.3.2.2	Etude de sensibilité	67
2.3.2.3	Etude paramétrique	68
2.3.3	Prédiction de la réponse sismique de la Tour de l'Ophite.....	69
2.3.3.1	Validation du modèle numérique avec un évènement survenu à Lourdes..	69
2.3.3.2	Prédiction de la réponse sismique : Application au séisme des Abruzzes....	71
	Bibliographie du chapitre 2	74
3	Comportement mécanique non-linéaire du matériau maçonnerie	80
3.1	Les constituants de la maçonnerie.....	80
3.1.1	Les blocs de maçonnerie.....	81
3.1.2	Le mortier.....	82
3.1.3	L'interface entre blocs et mortier.....	84
3.1.4	Les principes d'empilage.....	85
3.2	Comportement expérimental du matériau maçonnerie sous sollicitation uniaxiale ..	85
	85

3.2.1	Comportement élastique.....	85
3.2.1.1	Détermination expérimentale des paramètres élastiques.....	86
3.2.1.2	Détermination des paramètres élastiques par homogénéisation.....	88
3.3	Résistance de la maçonnerie sous sollicitation uniaxiale.....	89
3.4	Résistance sous sollicitation biaxiale.....	93
3.5	Caractérisation du matériau maçonnerie par modélisation numérique.....	95
3.5.1	Le modèle CSC.....	95
3.5.2	Validation.....	99
Bibliographie du chapitre 3.....		103
4	Evaluation de la capacité des panneaux de maçonnerie.....	111
4.1	Modélisation globale.....	112
4.1.1	Les mécanismes de rupture.....	112
4.1.2	Evaluation de la capacité selon Ganz et Thürlimann.....	113
4.1.2.1	Modèle de Ganz et Thürlimann.....	113
4.1.2.2	Approche de Lang.....	114
4.1.2.3	Approche de Magenes.....	116
4.1.3	Comparaison des deux modèles.....	117
4.2	Modélisation locale des panneaux.....	118
4.2.1	Loi CDP (Concrete Damaged Plasticity).....	119
4.2.2	Loi BC (Brittle Cracking).....	124
4.3	Etude comparative et choix du modèle retenu.....	127
Bibliographie du chapitre 4.....		130
5	Une méthodologie pour l'évaluation de la vulnérabilité à l'échelle d'un bâtiment.....	134
5.1	Courbe de capacité d'un trumeau.....	137
5.1.1	Effort de cisaillement limite (V_m).....	137
5.1.2	Déplacement limite au sommet du mur (Δ_y).....	137
5.1.3	Déplacement ultime au sommet du mur (Δ_u).....	139
5.1.4	De la capacité des murs à la capacité du bâtiment.....	139
5.2	Demande sismique.....	140
5.3	Fonction de vulnérabilité.....	141
5.4	Implémentation du modèle.....	142
5.5	Validation de la courbe de capacité.....	143

5.6	Applications.....	145
5.6.1	Construction en maçonnerie non renforcée de parpaings pleins	145
5.6.1.1	Le bâtiment	145
5.6.1.2	Le matériau.....	146
5.6.1.3	Courbe de vulnérabilité.....	148
5.6.2	Application 2 : Construction en matériau local	150
5.7	Etude fiabiliste.....	154
5.7.1	L’outil numérique.....	155
5.7.2	Variables aléatoires.....	156
5.7.3	Applications.....	157
5.7.3.1	Application 1 : Probabilité d’endommagement notable pour un séisme d’intensité donnée.....	157
5.7.3.2	Application 2 : Probabilité d’endommagement pour une distribution de spectres de réponse	158
Bibliographie du chapitre 5		159
Conclusion et perspectives		161
Annexe		162

Table des figures

Figure 1.1. Séisme, foyer et épicentre, magnitude et intensité.....	20
Figure 1.2. Exemple de spectre de réponse (séisme des Abruzzes, 2009).....	24
Figure 1.3. Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'un bâtiment.....	25
Figure 1.4. Principe d'élaboration d'une courbe de capacité.....	26
Figure 1.5. Courbe de capacité type d'un bâtiment.....	26
Figure 1.6. Spectres de réponse définis dans l'Eurocode 8, selon le zonage sismique français, pour un sol de classe A (rocher).....	27
Figure 1.7. Courbe de vulnérabilité.....	28
Figure 1.8. Exemple de classes de vulnérabilité (selon l'EMS 98).....	29
Figure 1.9. Courbes de fragilité de l'hôtel de Ville de Grenoble (selon Michel et al.).....	29
Figure 1.10. Méthodologie d'attribution des classes [PELI_04].....	32
Figure 1.11. Courbes de vulnérabilité « humaine » (d'après Nichols et al. [NICH_02]).....	33
Figure 1.12. Courbe de vulnérabilité « immobilière » (d'après Pelissier [PELI_04]).....	33
Figure 1.13. Courbes de vulnérabilité pour les typologies de bâtiments les plus courantes à Lourdes.....	35
Figure 1.14. Pourcentage de bâtiments avec des degrés de dommages DG5 et DG4-DG5.....	35
Figure 1.15. Carte d'accélération sans effets de site.....	36
Figure 2.1. Vue aérienne et vue de côté de la Tour de l'Ophite.....	46
Figure 2.2. (a) Schéma d'instrumentation de la Tour de l'Ophite (b) Station d'acquisition au sous-sol ; (c) Capteur 8 – étage 13 ; (d) Capteurs 01 et 02 en terrasse.....	47
Figure 2.3. Schéma positionnant les méthodes d'analyse modale opérationnelle décrites.....	49
Figure 2.4. Bâtiment test : (a) Façades sud et nord (b) Façades ouest et est.....	55
Figure 2.5. (a) Principe de la discrétisation d'une structure en masses concentrées (m_i) et tiges sans masse de rigidité (k_i) : modèle brochette de cisaillement [DUNA_05] (b) Modèle brochette appliqué sur le bâtiment test.....	56
Figure 2.6. Modèle éléments finis 3D du bâtiment test avec encastrement de la base.....	57
Figure 2.7. (a) Mode de flexion suivant l'axe Y (b) Mode de flexion suivant l'axe X.....	58
Figure 2.8. Modèle discret 3D du bâtiment test.....	58

Figure 2.9. (a) Mode de flexion suivant l'axe Y (b) Mode de flexion suivant l'axe X	59
Figure 2.10. Enregistrements issus des capteurs 01, 05 et 12 de la Tour de l'Ophite lors de l'évènement du 03 décembre 2008	61
Figure 2.11. Densités spectrales de puissance croisée des capteurs 01, 05 et 12 ; la voie 01 est choisie comme référence	62
Figure 2.12. Diagramme de stabilisation des pôles de la Tour de l'Ophite (SSI-BR)	62
Figure 2.13. Déformées modales des deux premiers modes propres de la Tour de l'Ophite, obtenues par la méthode LSFD : (a) mode 1 ; (b) mode 2	63
Figure 2.14. Densité spectrale de puissance croisée entre la voie 1 et la voie 2 (référence)	64
Figure 2.15. Diagramme de stabilisation des pôles de la Tour de l'Ophite (SSI-COV)	65
Figure 2.16. Modèle éléments finis de la Tour de l'Ophite à Lourdes	66
Figure 2.17. Evènement sismique enregistré à la base de la Tour de l'Ophite. De haut en bas, les accélérogrammes selon les trois directions X, Y et Z	70
Figure 2.18. Réponse temporelle au sommet de la Tour de l'Ophite par voie numérique et par voie expérimentale	71
Figure 2.19. Séisme des Abruzzes du 06 avril 2009. De haut en bas, les accélérogrammes selon les trois directions X, Y et Z	72
Figure 2.20. Prédiction de la réponse temporelle au sommet de la Tour de l'Ophite, sollicitée par le séisme des Abruzzes, par voie numérique	73
Figure 3.1. Illustration des constituants d'une maçonnerie	80
Figure 3.2. Types de blocs utilisés dans la construction en maçonnerie en France	81
Figure 3.3. Essai de compression réalisé sur un bloc de parpaing plein	82
Figure 3.4. Moules prismatiques et éprouvette de mortier	83
Figure 3.5. Essai de compression réalisé avec un mortier de chaux	83
Figure 3.6. Illustration de l'interface bloc/mortier	84
Figure 3.7. Dispositifs d'essais de la résistance au cisaillement, sur couplet (a) ou triplet (b)	84
Figure 3.8. Différents principes d'empilage pour la construction en maçonnerie : (a) Américain ; (b) Anglais ; (c) Flamand ; (d) stack bond ; (e) all stretcher bond	85
Figure 3.9. Axes d'orthotropie du matériau maçonnerie ; l'axe x correspond à l'axe du joint horizontal (lit de pose) et l'axe y au joint vertical (joint d'about)	86
Figure 3.10. Echantillon de maçonnerie utilisé pour l'essai normalisé EN 1052-1	86

Figure 3.11. Dispositif de l'essai diagonal ASTM E 519 [ASTM_19].....	87
Figure 3.12. Cellule de base d'une maçonnerie de type « running bond » [FELI_01].....	88
Figure 3.13. Essais de compression et de traction de la maçonnerie.....	89
Figure 3.14. Comportement uniaxial de la maçonnerie sous chargement perpendiculaire au lit de pose : (a) test du prisme à blocs empilés ; (b) échantillon RILEM.....	90
Figure 3.15. Diagramme contrainte-déformation de briques [BIND_88].....	90
Figure 3.16. Essai de traction indirecte (splitting test).....	91
Figure 3.17. Essai de traction uniaxiale dans la direction parallèle au lit de pose.....	92
Figure 3.18. Diagrammes contrainte-déformation pour la traction dans la direction parallèle au lit de pose.....	92
Figure 3.19. Résistance à la compression biaxiale de blocs de brique [PAGE_81].....	94
Figure 3.20. Comportement uniaxial du matériau.....	96
Figure 3.21. Surface de charge, en contraintes planes (a) et dans le plan p-q (b).....	97
Figure 3.22. Courbe de rigidité en tension.....	98
Figure 3.23. Courbe d'évolution de rétention au cisaillement pour une fissure fermée.....	98
Figure 3.24. Echantillon pour simulation numérique.....	101
Figure 3.25. (a) Principe du montage d'essai de cisaillement suivant EN 1052-3 ; (b) modèle 2D correspondant avec activation des zones endommagées.....	101
Figure 4.1. Efforts sur un panneau de maçonnerie.....	111
Figure 4.2. Mécanismes de rupture d'un panneau de maçonnerie : (a) rupture par flexion ; (b) rupture par cisaillement ; (c) rupture par glissement.....	113
Figure 4.3. Evolution de la résistance en fonction de l'angle α [GANZ_84].....	114
Figure 4.4. Efforts et champ de contraintes correspondant d'un élément de mur.....	115
Figure 4.5. Réponse en chargement uniaxial en tension.....	119
Figure 4.6. Réponse en chargement uniaxial en compression.....	120
Figure 4.7. Définition des déformations de post-rupture en tension.....	121
Figure 4.8. Energie de fissuration.....	122
Figure 4.9. Loi d'évolution de contrainte-déplacement.....	122
Figure 4.10. Ecroûissage en compression.....	123

Figure 4.11. Critère de Rankine en contraintes planes	124
Figure 4.12. Evolution contrainte-déformation post-fissurée	125
Figure 4.13. Evolution contrainte-déplacement en post-fissuration	126
Figure 4.14. Courbe d'énergie de fissuration	126
Figure 4.15. Facteur de rétention au cisaillement	127
Figure 4.16. (a) Modèle numérique ; (b) déformation logarithmique principale dans le plan vers la fin du chargement	128
Figure 4.17. Comparaison des modèles numériques BC, CDP et résultats expérimentaux	128
Figure 5.1. Ruptures caractéristiques observées (doc. Tremuri)	134
Figure 5.2. Modèle non-linéaire par macro-élément (Gambarotta, Penna, 1997)	135
Figure 5.3. Terminologie des éléments de façade ([LANG_02])	136
Figure 5.4. Moments et efforts tranchants dans le trumeau cisailé	138
Figure 5.5. Détermination du spectre de réponse en accélération	140
Figure 5.6. Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment	143
Figure 5.7. Bâtiment test : (a) Représentation simplifiée ; (b) modèle TreMuri (vue 3D et découpe en macro-élément)	144
Figure 5.8. Comparaison des courbes de capacité du bâtiment test	145
Figure 5.9. Représentation simplifiée des deux façades du bâtiment	146
Figure 5.10. Courbe d'écroûissage-type du mortier	147
Figure 5.11. Photographie de la maçonnerie	148
Figure 5.12. Courbes de capacité et de vulnérabilité du bâtiment (tableau 5.3)	150
Figure 5.13. Maçonneries en galets	151
Figure 5.14. Exemple de génération d'échantillon de maçonnerie en galets (a) et de distribution de contraintes de Von Mises (b)	152
Figure 5.15. Exemple d'analyse non-linéaire d'un panneau en galets : (a) courbe de ductilité ; (b) déformations plastiques	153
Figure 5.16. Indice de fiabilité d'Hasofer-Lind	154
Figure 5.17. Approximations FORM (a) et SORM (b)	155
Figure 5.18. Schéma de la boucle de calcul fiabiliste mise en œuvre	156

Liste des tableaux

Tableau 1.1. La quantification de Richter.....	21
Tableau 1.2. Echelle des intensités EMS 98.....	22
Tableau 1.3. Répartition des séismes passés dans la région lourdaise.....	23
Tableau 1.4. Périodes de retour et incertitudes associées pour des intensités IV à VIII.....	23
Tableau 1.5. Correspondance entre les typologies de bâtiments européennes (Risk-UE et EMS 98) et la typologie américaine (HAZUS).....	31
Tableau 1.6. Correspondance entre typologies et classes EMS.....	32
Tableau 2.1. Les deux premières fréquences propres du bâtiment test par le modèle discret 1D.....	57
Tableau 2.2. Les deux premières fréquences propres du bâtiment test par le modèle éléments finis.....	58
Tableau 2.3. Les deux premières fréquences propres du bâtiment test par le modèle discret 3D.....	59
Tableau 2.4. Les deux premières fréquences propres du bâtiment test selon le type de modèle.....	59
Tableau 2.5. Les deux premiers paramètres modaux de la Tour de l'Ophite par la méthode SSI-BR.....	63
Tableau 2.6. Les deux premières fréquences propres de la Tour de l'Ophite selon la méthode.....	65
Tableau 2.7. Définition des paramètres d'entrée de l'étude de sensibilité.....	67
Tableau 2.8. Résultats de l'étude de sensibilité.....	68
Tableau 2.9. Définition des paramètres d'entrée de l'étude paramétrique.....	68
Tableau 2.10. Moyenne et écart-type des paramètres d'entrée et des réponses associées.....	69
Tableau 3.1. Modes de rupture d'une maçonnerie sous sollicitation biaxiale.....	93
Tableau 3.2. Comparaison entre paramètres calculés par simulation et par homogénéisation (valeurs entre parenthèses).....	99
Tableau 3.3. Comparaison entre résistances calculées et mesurées.....	100
Tableau 4.1. Comparaison des capacités estimées et mesurées (* donnée non disponible).....	118
Tableau 5.1. Caractéristiques des murs-types du bâtiment-test.....	144
Tableau 5.2. Caractéristiques des composants testés.....	147

Tableau 5.3. Caractéristiques des murs du bâtiment.....	149
Tableau 5.4. Déplacements en toiture et degrés de dommages.....	149
Tableau 5.5. Domaines de variation des données de l'étude paramétrique de l'essai de compression sur mur de galets.....	152
Tableau 5.6. Distribution des variables aléatoires.....	156
Tableau 5.7. Facteurs d'importance par rapport à l'indice et à la probabilité de ruine (application 1).....	157
Tableau 5.8. Facteurs d'importance par rapport à l'indice et à la probabilité de ruine (application 2).....	158

Introduction

L'Europe compte de nombreuses régions à sismicité modérée, mais néanmoins vulnérables aux tremblements de terre. Depuis de nombreuses années, des normes de construction parasismique ont été établies, au niveau des pays (règles PS 92 pour la France), ou, plus récemment, au niveau européen (Eurocode 8) ; leur rôle est de prévenir d'éventuelles destructions engendrées par ces tremblements de terre, et de garantir la bonne tenue des constructions nouvelles. Cependant, la part de la construction neuve demeure limitée à l'échelle des agglomérations, et notamment des plus anciennes d'entre elles, ce qui montre que le risque de dommages causés, provient essentiellement du bâti « existant », au sens de son antériorité par rapport à l'apparition des normes.

Si la communauté scientifique et la société civile s'accordent pour souligner le caractère primordial de l'évaluation de la vulnérabilité de ce bâti, tant à l'échelle d'un bâtiment que d'une ville, force est de constater que seuls les pays plus particulièrement concernés tels que l'Italie et la Suisse, ou plus curieusement les Pays-Bas, ont engagé des travaux de recherche de grande envergure en matière de constitution de bases de données, étape indispensable à toute procédure de dimensionnement. Malgré cela, les chercheurs soulignent le caractère très spécifique de leur démarche, limitant notamment le domaine d'application à un type de matériau particulier.

En France, le risque sismique ne doit pas être sous-estimé car il représente une menace forte et réelle, d'abord dans les départements d'outre-mer tels que la Guadeloupe et la Martinique, mais aussi dans les zones de montagne avec les massifs des Alpes et des Pyrénées. Le développement de l'urbanisation après la Seconde Guerre Mondiale laisse à penser que si les séismes historiques connus (tels que le séisme bigourdan de 1660 ou le séisme d'Arette en 1967) se reproduisaient aujourd'hui, leurs effets destructeurs seraient notablement aggravés. De plus, la population française possède une culture limitée du risque sismique ; la faible occurrence des événements est à l'origine de leur perte de mémoire.

Ces différents constats ont conduit les autorités à engager un plan national consacré au risque sismique. Ce « Plan Séisme » est un programme interministériel (2005-2010), piloté par le Ministère de l'Ecologie, du Développement et de l'Aménagement Durable, et dont les objectifs sont d'approfondir la connaissance scientifique de l'aléa et du risque, d'améliorer la prise en compte du risque dans la construction, de faciliter les communications et les coopérations entre les différents acteurs concernés, et de contribuer à la prévention du risque lié aux « tsunamis ». Pour mener à bien ces objectifs sur l'ensemble du territoire, les Directions Régionales de l'Environnement (DIREN) et les Directions Départementales du Territoire (DDT) ont été mises à contribution.

Concernant plus particulièrement le bâti existant, deux difficultés principales ont été identifiées : le manque de connaissances en matière de comportement des matériaux anciens tels que les maçonneries locales, et la perte d'informations sur les constructions (plans, structures, état d'endommagement, etc.) compliquant notablement leur diagnostic. Le projet VULNERALP, regroupant plusieurs partenaires autour du LGIT de l'Université Joseph Fourier (nouvellement ISTerre), s'est intéressé à la détermination de la vulnérabilité sismique à partir de l'instrumentation d'un bâtiment existant (en l'occurrence, l'hôtel de Ville de Grenoble) par Analyse Modale Opérationnelle. Un autre site dans le massif alpin doit être prochainement équipé dans la ville de Nice.

Le massif pyrénéen n'a fait l'objet d'aucune investigation de ce type. A la suite du microzonage de la ville de Lourdes par le BRGM, un ensemble de partenaires (Conseil Général et DDT des Hautes-Pyrénées, MEDDAT, Réseau Accélérométrique Permanent, Observatoire de Midi-Pyrénées, etc.) a mis sur pied un « plan séisme pyrénéen » dont un des volets concerne la mise en place d'actions de recherche visant à étudier les spécificités de la vulnérabilité dans cette région particulièrement exposée ; une de ses premières actions a été l'instrumentation d'une tour de 18 niveaux (Tour de l'Ophite).

Ce travail s'inscrit dans ce cadre. Après avoir décrit le contexte régional de l'étude, un premier volet est consacré à la typologie des bâtiments récents de grande hauteur par exploitation des données expérimentales ; par la suite, la typologie la plus fragile, correspondant aux structures en maçonnerie non renforcée, est abordée, conduisant à la proposition d'une méthodologie de prédiction de la vulnérabilité ne nécessitant que des essais élémentaires peu coûteux.

Chapitre 1

Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité
sismique des bâtiments existants

Table des notations

Par ordre alphabétique :

D	dommage
f	fréquence
f_1	fréquence fondamentale de vibration d'un bâtiment
I_{seuil}	intensité seuil
IV	indice de vulnérabilité
m_j	masse du niveau j d'un bâtiment
R_i	risque correspondant à un séisme d'intensité i
S_a	accélération spectrale
S_d	déplacement spectral
$S_d(f_1)$	déplacement spectral atteint à la fréquence fondamentale de vibration d'un bâtiment
t	nombre de niveaux d'un bâtiment
T	période de retour
u_t	déplacement au sommet d'un bâtiment
V_b	effort de réaction à la base d'un bâtiment
γ_1	facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration
μ_D	indice de dommages moyen
$\varphi_{j,1}$	amplitude du déplacement au niveau j correspondant au premier mode de vibration

Le risque sismique peut s'exprimer, sur la base des termes classiques définis par l'Organisation des Nations Unies [UN_02], par couplage des différents paramètres que sont l'aléa, la vulnérabilité et les valeurs exposées au risque considéré, selon l'équation :

$$\text{Risque} = \text{Danger} \times \text{Conséquences} = \text{Aléa} \times \text{Vulnérabilité} \times \text{Valeur}$$

dont les termes sont définis par le glossaire ci-dessous :

Risque : mesure probabilisée des impacts pouvant affecter un système ; il représente l'espérance mathématique des pertes au cours d'une période de référence, pour un site ou une région donnée.

Aléa : probabilité d'occurrence d'un événement en termes d'intensité ; évaluer l'aléa revient donc à calculer, en un site donné, la fonction de répartition des paramètres caractéristiques de l'événement que sont l'intensité (sur une échelle donnée) et la probabilité d'occurrence.

Vulnérabilité : la vulnérabilité du système considéré décrit le degré d'endommagement pour différents événements ; cette vulnérabilité dépend des caractéristiques physiques et géométriques des bâtiments.

Valeur : valeur exposée du système au risque considéré, de nature socio-économique.

Plus précisément, le risque peut s'exprimer comme le produit de la probabilité d'occurrence d'un événement sismique, de la probabilité d'atteindre un endommagement donné et des valeurs exposées, c'est-à-dire celle des bâtiments, de leurs occupants, de leur contenu et des activités économiques qu'ils abritent [PELI_04]. Lorsque le système est exposé à plusieurs dangers potentiels, le risque total se définit comme la somme des risques provoquant une perte de valeur.

Dans le cas d'évènements sismiques :

$$R_{total} = \sum_{i=1}^n R_i \quad (1.1)$$

R_i représente le risque correspondant à un séisme d'intensité i .

Les pertes de valeur peuvent être classées en différentes catégories :

- les pertes immobilières, directement liées aux dommages subis, et par conséquent à la vulnérabilité physique ;
- les pertes humaines, liées aux dommages, à la contenance, au taux d'occupation, à la qualité des secours ;

- les pertes indirectes, liées au contexte dans lequel se trouve le bâtiment, notamment aux activités qu'il abrite.

Nous allons préciser ci-dessous l'évaluation des différents paramètres, en insistant particulièrement sur la vulnérabilité, dont on peut remarquer le rôle central, puisqu'elle constitue la cause des dommages, eux-mêmes responsables des pertes subies.

1.1 L'aléa : les évènements sismiques

Un séisme peut se définir comme un mouvement, plus ou moins violent, du sol, que l'on peut artificiellement décomposer dans les trois directions : nord-sud, est-ouest et verticale. La composante verticale (Z) du mouvement est en général plus faible que les composantes horizontales et est souvent négligée. Le domaine de fréquence d'une secousse sismique est compris entre 0 et 35 Hz. Chaque secousse peut être caractérisée par son foyer (endroit où se produit la rupture de la faille), son épïcentre (point à la verticale situé à la verticale du foyer), sa magnitude et son intensité (figure 1.1).

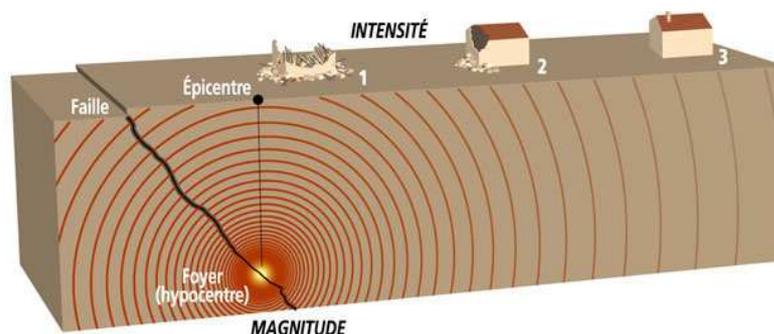


Figure 1.1. Séisme, foyer et épïcentre, magnitude et intensité

1.1.1 La magnitude

Afin d'estimer la puissance des séismes, le sismologue Charles F. Richter a introduit la notion de magnitude, correspondant à l'énergie libérée au foyer du séisme et dépendant de la longueur de la faille activée et de l'importance du déplacement. La quantification de Richter [RICH_58], exprimée en degrés (tableau 1.1) est dite ouverte car elle n'a pas de valeur maximale ; le plus fort séisme enregistré à ce jour est de 9,5 degrés (Chili, 1960).

Magnitude	Effets du tremblement de terre
< 3,5	Le séisme est non ressenti, mais enregistré par les sismographes.
3,5 - 5,4	Il est souvent ressenti, mais sans dommage.
5,4 - 6	Légers dommages aux bâtiments bien construits, mais peut causer des dommages majeurs à d'autres bâtisses.
6,1 - 6,9	Peut être destructeur dans une zone de 100 km à la ronde.
7 - 7,9	Tremblement de terre majeur. Il peut causer de sérieux dommages sur une large surface.
> 8	C'est un très fort séisme pouvant causer de très grands dommages dans des zones de plusieurs centaines de kilomètres.

Tableau 1.1. La quantification de Richter

1.1.2 L'intensité

Exprimée en chiffres romains (avec une limite supérieure de XII), l'intensité traduit les effets produits en surface par un séisme à un endroit donné. L'échelle d'intensité MSK (Medvedev-Sponheuer-Kamik), créée en 1964, est remplacée depuis le 1^{er} janvier 2000 par l'Echelle Macrosismique Européenne EMS 98 [GRUN_98], présentée dans le tableau 1.2. Ces échelles sismiques permettent d'évaluer les conséquences d'un séisme par l'observation des dégâts aux constructions et le témoignage des personnes.

Intensité EMS	Définition	Description des effets typiques observés
I	Non ressenti	Non ressenti.
II	Rarement ressenti	Ressenti uniquement par quelques personnes au repos dans les maisons.
III	Faible	Ressenti à l'intérieur des habitations par quelques personnes. Les personnes au repos ressentent une vibration ou un léger tremblement.
IV	Largement observé	Ressenti à l'intérieur des habitations par de nombreuses personnes, à l'extérieur par très peu. Quelques personnes sont réveillées. Les fenêtres, les portes et la vaisselle vibrent.

V	Fort	Ressenti à l'intérieur des habitations par la plupart, à l'extérieur par quelques personnes. De nombreux dormeurs se réveillent. Quelques personnes sont effrayées. Les bâtiments tremblent dans leur ensemble. Les objets suspendus se balancent fortement. Les petits objets sont déplacés. Les portes et les fenêtres s'ouvrent ou se ferment.
VI	Dégâts légers	De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Chute d'objets. De nombreuses maisons subissent des dégâts non structuraux comme de très fines fissures et des chutes de petits morceaux de plâtre.
VII	Dégâts	La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Les meubles se déplacent et beaucoup d'objets tombent des étagères. De nombreuses maisons ordinaires bien construites subissent des dégâts modérés : petites fissures dans les murs, chutes de plâtres, chute de parties de cheminées ; des bâtiments plus anciens peuvent présenter de larges fissures dans les murs et la défaillance des cloisons de remplissage.
VIII	Dégâts importants	De nombreuses personnes éprouvent des difficultés à rester debout. Beaucoup de maisons ont de larges fissures dans les murs. Quelques bâtiments ordinaires bien construits présentent des défaillances sérieuses des murs, tandis que des structures anciennes peu solides peuvent s'écrouler.
IX	Destructions	Panique générale. De nombreuses constructions peu solides s'écroulent. Même des bâtiments bien construits présentent des dégâts très importants : défaillances sérieuses des murs et effondrement structural partiel.
X	Destructions importantes	De nombreux bâtiments bien construits s'effondrent.
XI	Catastrophe	La plupart des bâtiments bien construits s'effondrent, même ceux ayant une bonne conception parasismique sont détruits.
XII	Catastrophe généralisée	Pratiquement tous les bâtiments sont détruits.

Tableau 1.2. Echelle des intensités EMS 98

1.1.3 Relation entre magnitude, intensité et spectres de réponse au rocher

Les deux grandeurs caractérisant un évènement sismique apparaissent ainsi très différentes, l'une basée sur des données chiffrées, l'autre sur des données qualitatives et des témoignages souvent entachés de subjectivité ; cependant, ce sont ces témoignages représentant la mémoire des hommes qui sont les seuls disponibles sur de longues périodes de temps. Pour déterminer les probabilités d'occurrence des évènements sismiques, c'est donc naturellement l'intensité qui est utilisée. A partir du recensement de séismes passés, il est possible de déduire une période de retour pour chaque classe d'intensité, associée à une date d'exhaustivité, c'est-à-dire une date à partir de laquelle on peut considérer que l'échantillon d'évènements est complet [SECA_06] ; si le nombre d'évènements ressentis pour une intensité donnée est faible, la période de retour sera entachée d'une forte incertitude.

A titre d'exemple, le tableau 1.3 représente la répartition des séismes de Lourdes, et le tableau 1.4 les périodes de retour calculées à partir des données SisFrance et des dates d'exhaustivité de la région pyrénéenne.

I_{seuil} (MSK)	Nombre de séismes induisant une intensité supérieure ou égale à I_{seuil}
IV	81
V	31
VI	10
VII	4
VIII	1

Tableau 1.3. Répartition des séismes passés dans la région lourdaise

I_{seuil} (MSK)	IV	V	VI	VII	VIII
Date d'exhaustivité	1965	1880	1830	1750	1420
Période de retour T (ans)	2.25 ± 0.15	7 ± 0.4	36.8 ± 7.4	170.6 ± 85.4	-

Tableau 1.4. Périodes de retour et incertitudes associées pour des intensités IV à VIII

La mise en place de relevés et de réseaux tels que le Réseau Accélérométrique Permanent (RAP) a permis de disposer d'enregistrements des secousses physiques, en termes d'accélération ou de déplacement ; leur représentation fréquentielle constitue les spectres de réponse au rocher. Le traitement statistique de la corrélation entre les dégâts constatés et les spectres mesurés a permis d'associer aux intensités un aspect quantitatif [BERN_06], et est à la base des spectres utilisés dans les règlements sismiques.

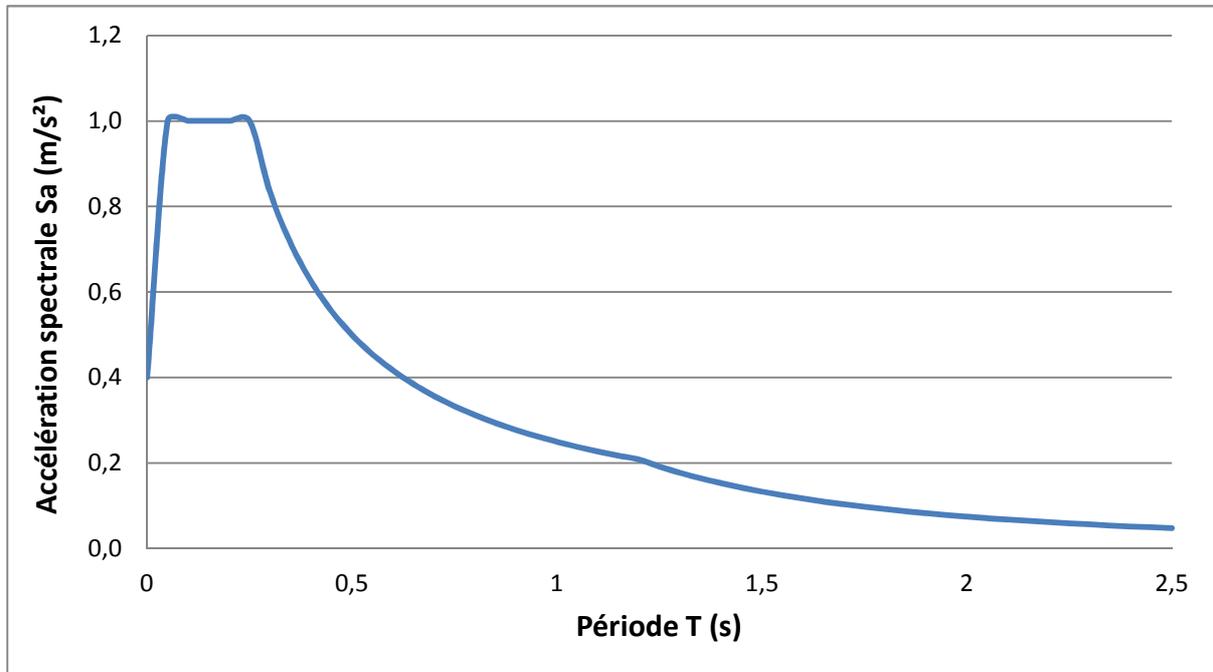


Figure 1.2. Exemple de spectre de réponse (séisme des Abruzzes, 2009)

1.2 Le concept de vulnérabilité

Les ouvrages humains (constructions, équipements, aménagements, etc.) ne sont pas tous capables d'absorber et de dissiper, sans dommage (rupture), les efforts transmis par les ondes sismiques. Selon leur nature et leur conception, ils sont plus ou moins vulnérables à ces sollicitations.

Nous définirons ainsi la vulnérabilité sismique comme la relation entre les degrés de dommages conséquents (au sens large du terme) et les différents niveaux d'agression sismique subis. Généralement, lorsque l'on parle de vulnérabilité, on fait référence aux bâtiments, mais le concept peut être appliqué à d'autres ouvrages, tels que des ponts, des routes, des installations industrielles, des réseaux de distribution de gaz, des réseaux électriques... Plus largement, à ces vulnérabilités « physiques », on peut ajouter des vulnérabilités humaines, fonctionnelles, économiques, sociales... Il s'agit d'un paramètre intrinsèque au système étudié, indépendant de sa situation géographique ; un bâtiment peut être vulnérable et ne présenter aucun risque parce qu'il est situé dans une zone sans danger sismique.

Plus précisément, la vulnérabilité sismique est la probabilité d'obtenir un certain dommage pour un système lors d'un séisme donné. Pour déterminer cette probabilité, il est nécessaire de définir ce dommage, souvent considéré comme une variable continue (D) variant de 0 (pas de dommage) à 1 (ruine), et lié à un indicateur plus ou moins complexe ; on peut citer par exemple les travaux de Nazé [NAZE_04]. Pour des raisons de facilité de prise de décision notamment, la variable d'endommagement est utilisée pour définir qualitativement des « degrés » de dommages. Par exemple, l'EMS 98 [GRUN_98], qui sert de référence en Europe, compte 5 degrés de dommages aux constructions :

- Degré DG 1 : dégâts négligeables à légers avec $0 \leq D < 0,2$;
- Degré DG 2 : dégâts modérés avec $0,2 \leq D < 0,4$;
- Degré DG 3 : dégâts sensibles à importants avec $0,4 \leq D < 0,6$;
- Degré DG 4 : dégâts très importants avec $0,6 \leq D < 0,8$;
- Degré DG 5 : effondrement partiel ou total (destruction) avec $0,8 \leq D \leq 1$.

1.2.1 Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment

La méthodologie utilisée pour l'estimation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'un bâtiment se décompose en trois étapes, décrites sur la figure 1.3. Les deux premiers éléments en sont la capacité du bâtiment à résister aux contraintes (courbe de capacité) et les contraintes sur la structure dues à la sollicitation sismique (demande sismique) ; la courbe de vulnérabilité est obtenue à partir de la comparaison de la courbe de capacité et de la courbe de demande.

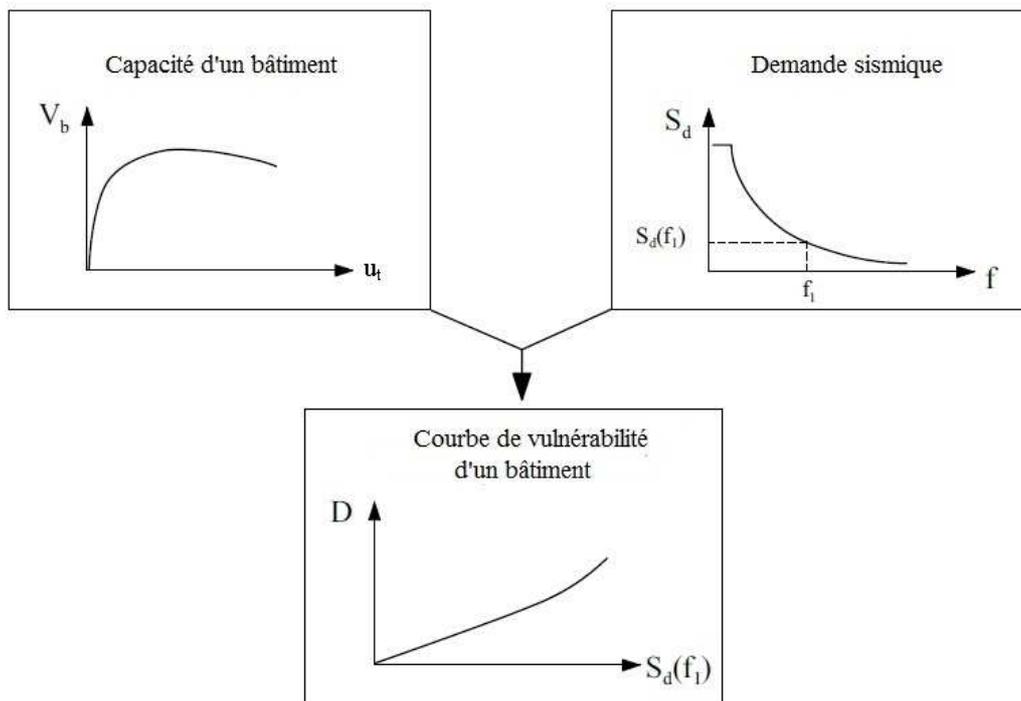


Figure 1.3. Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'un bâtiment

1.2.1.1 La courbe de capacité

Un chargement latéral, dû à la sollicitation sismique, conduit à un déplacement à son sommet (u_t) et à un effort de réaction à sa base (V_b). Dans le cadre de ce travail, nous admettrons les hypothèses généralement retenues. La première de ces hypothèses concerne la nature de la sollicitation : la répartition de la force horizontale sur la hauteur doit être conforme à la déformée modale du mode fondamental de vibration de la structure, dont une forme simplifiée triangulaire est habituellement utilisée. Pour évaluer le comportement global, on procède généralement à partir d'une analyse statique en poussée progressive ou analyse Pushover [CHOP_02] ; au cours d'une analyse statique non-linéaire, l'intensité du chargement latéral est augmentée jusqu'à ce que les modes d'endommagement commencent à apparaître. Les résultats conduisent à la valeur de l'effort tranchant à la base, exprimée en fonction du déplacement au sommet (figure 1.4).

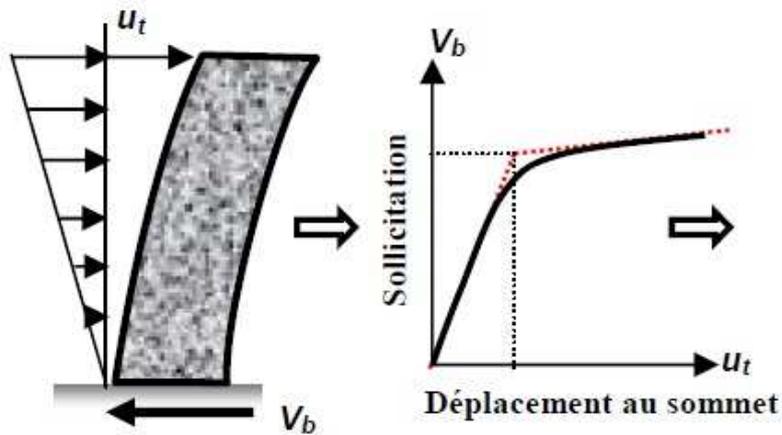


Figure 1.4. Principe d'élaboration d'une courbe de capacité

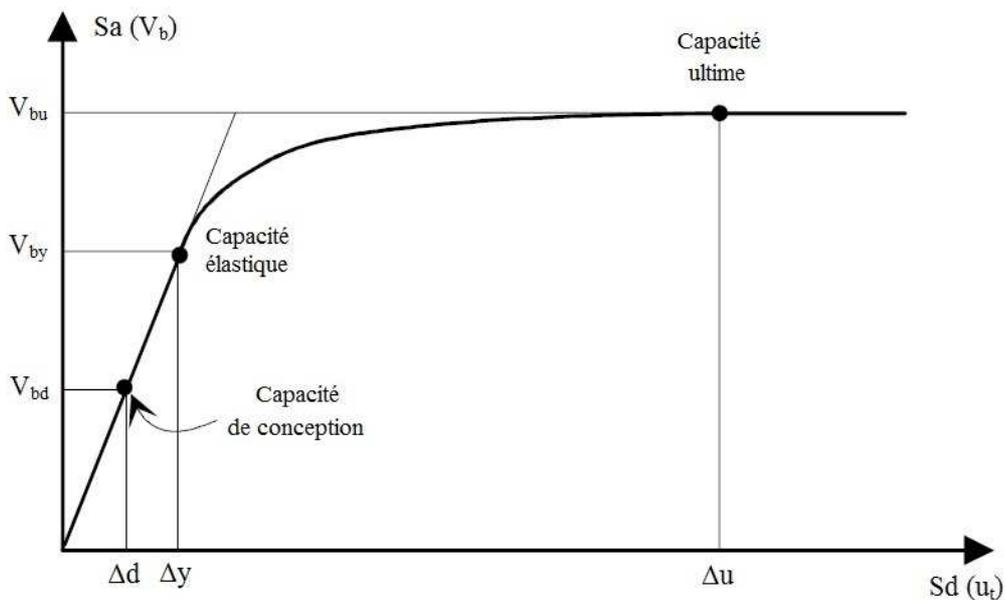


Figure 1.5. Courbe de capacité type d'un bâtiment

La courbe-type de capacité d'un bâtiment (figure 1.5) est caractérisée par trois points de contrôle [MICH_07_1] : le point de capacité de conception (V_{bd} , Δ_d) représentant la résistance nominale, le point de capacité élastique (V_{by} , Δ_y) à partir duquel la structure présente un comportement ductile, et le point de capacité ultime (V_{bu} , Δ_u), assimilé à la limite de ruine.

1.2.1.2 La demande sismique

La deuxième étape consiste à introduire la demande sismique, c'est-à-dire la répartition fréquentielle des niveaux d'accélération ou de déplacement imposés par le séisme. Selon le contexte de l'étude, il peut s'agir d'un spectre de réponse réglementaire, par exemple défini dans l'Eurocode 8 [EURO_8] (figure 1.6), ou d'un spectre de réponse réel issu d'un séisme particulier (figure 1.2).

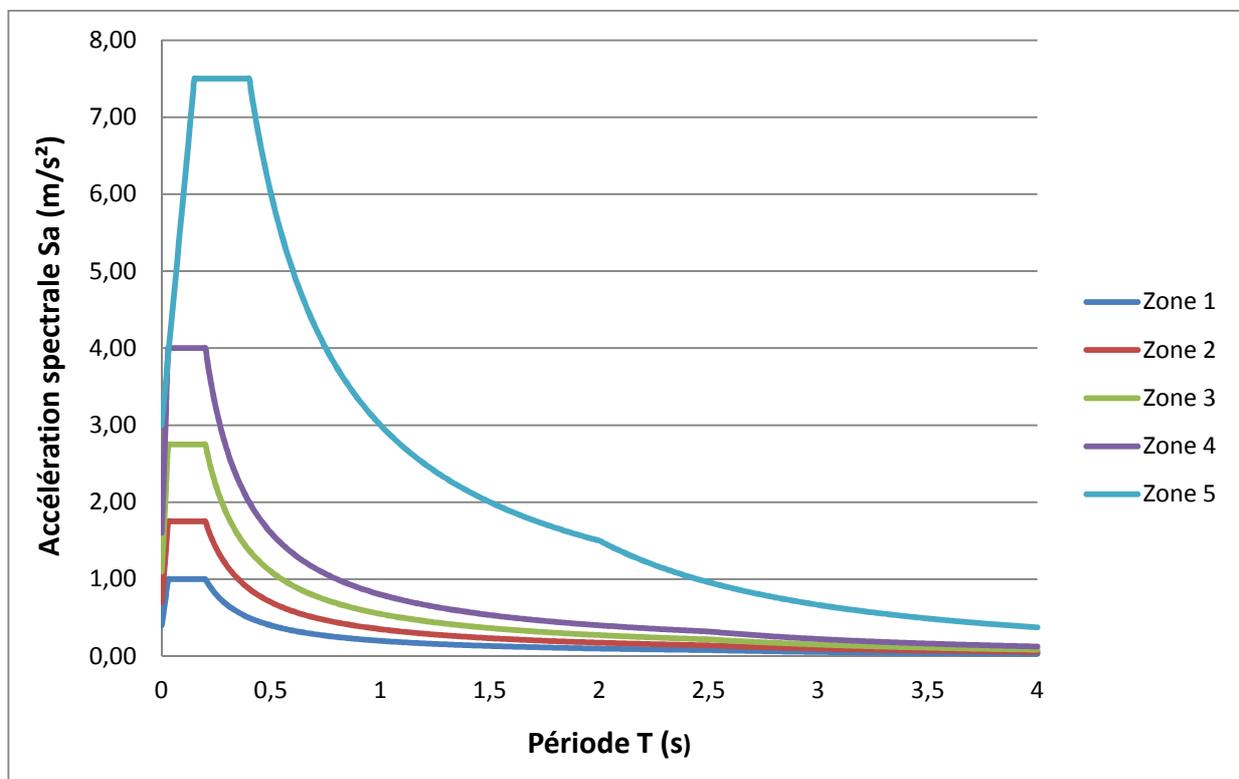


Figure 1.6. Spectres de réponse définis dans l'Eurocode 8, selon le zonage sismique français, pour un sol de classe A (rocher)

On associe le niveau de sollicitation subi par un bâtiment au séisme, en portant sur la courbe de demande la période (ou la fréquence) fondamentale de vibration de ce bâtiment. Le déplacement au sommet est relié à ce niveau de sollicitation, supposé exprimé en termes de déplacement (S_d), par la relation :

$$u_t = S_d \cdot \gamma_1 \cdot \varphi_{t,1} \quad (1.2)$$

dans laquelle $\gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^t m_j \cdot \varphi_{j,1}}{\sum_{j=1}^t m_j \cdot \varphi_{j,1}^2}$ est le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration, et $\varphi_{j,1}$ est l'amplitude du déplacement au niveau j correspondant au premier mode de vibration (t représentant le nombre de niveaux, ou étages du bâtiment).

1.2.1.3 La courbe de vulnérabilité

En faisant varier l'intensité du spectre de demande sismique, on peut construire point par point la courbe représentant le déplacement en toiture en fonction du spectre. Par association de la courbe de capacité et d'un « scénario de ruine », défini comme la relation entre déplacement de toiture et dommages, on peut porter les degrés de dommages sur la courbe représentée sur la figure 1.7, que nous désignerons par le terme de « courbe de vulnérabilité ». Le scénario de ruine, que nous précisons au chapitre 5, dépend de la méthode utilisée.

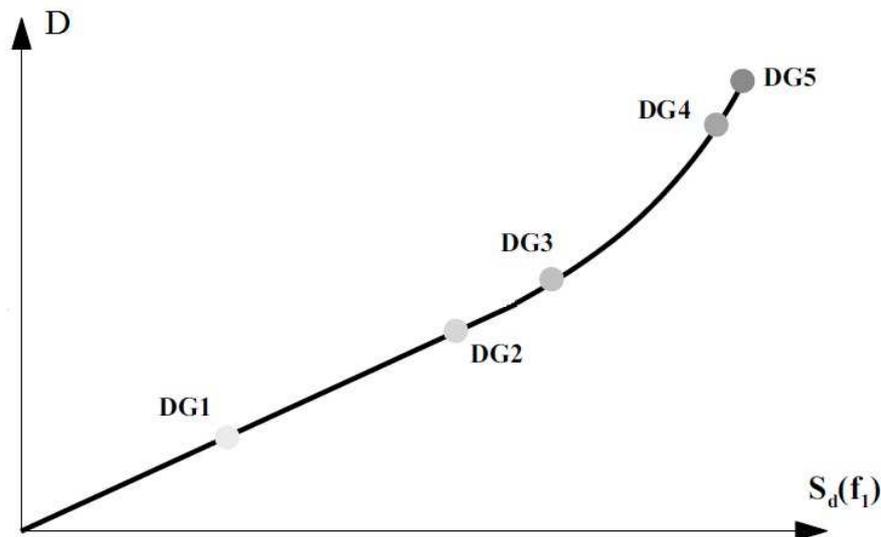


Figure 1.7. Courbe de vulnérabilité

Les facteurs influençant la vulnérabilité ont été identifiés à partir de l'observation détaillée des dégâts, notamment par Lestuzzi [LEST_08]. Il s'agit des caractéristiques du sol porteur, et notamment de sa capacité de liquéfaction, de la typologie des bâtiments (nombre d'étages, irrégularité en plan et en élévation), de leur état de conservation, et de leur structure (poteaux courts, etc.).

1.2.2 Classes de vulnérabilité

Pour regrouper les bâtiments appartenant à un même parc, on introduit la notion de classe de vulnérabilité, représentant, d'une manière ou d'une autre, les probabilités d'atteindre un degré de dommage en fonction des sollicitations et de leur distribution. Leur définition précise dépend de la norme utilisée, allant de l'introduction de scalaires dénommés indices de vulnérabilité [RISK_03], à la définition de classes plus détaillées [GRUN_98]. Par exemple, la figure 1.8 représente la classe de vulnérabilité A (sur une échelle allant de A à F) des bâtiments les plus vulnérables, selon l'EMS 98 ; pour chaque intensité EMS, on y lit les taux de dommages pour chaque degré (pourcentage de bâtiments atteignant ou dépassant ce degré).

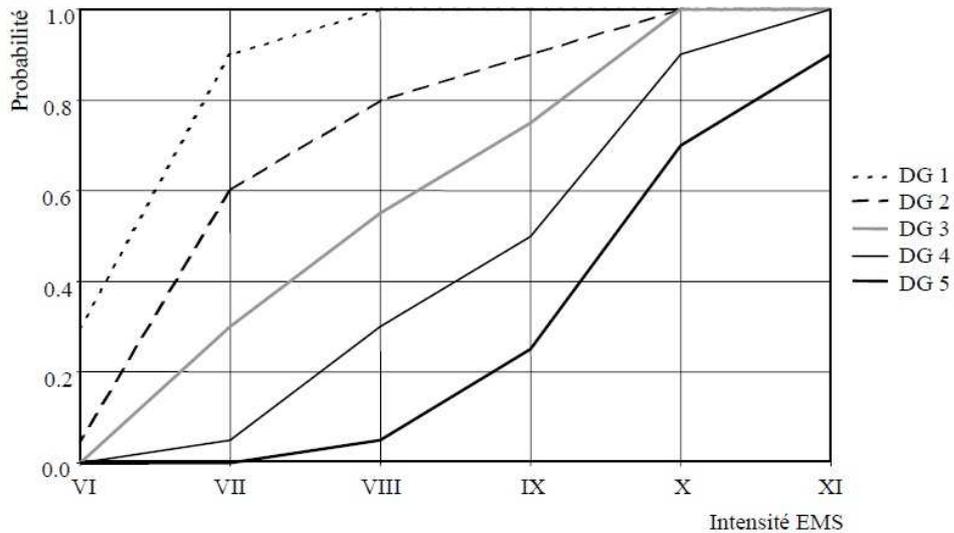


Figure 1.8. Exemple de classes de vulnérabilité (selon l'EMS 98)

Une autre manière de regrouper les bâtiments consiste à porter la probabilité d'atteindre le degré D_j en fonction de l'intensité et de sa distribution ; c'est le cas des « classes de fragilité » de Michel et al. [MICH_07_2] utilisant la fonction erreur pour l'évaluation de ces probabilités (figure 1.9).

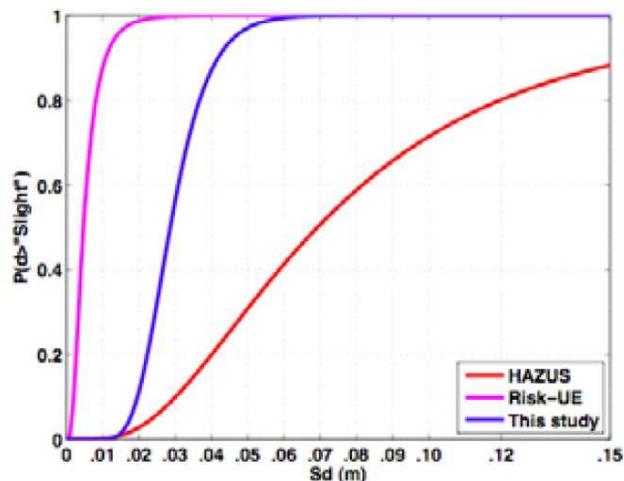


Figure 1.9. Courbes de fragilité de l'hôtel de Ville de Grenoble (selon Michel et al.)

1.3 Evaluation de la vulnérabilité à l'échelle de la ville

1.3.1 Les méthodes empiriques d'analyse de la vulnérabilité

Les études de vulnérabilité à grande échelle s'appliquent à un groupe de bâtiments, à une ville entière, ou encore à une région donnée. L'approche considérée est généralement statistique, car la connaissance du bâti existant est souvent partielle. Ces méthodes empiriques d'analyse de la vulnérabilité, basées sur le retour d'expérience et sur les caractéristiques structurales des bâtiments à partir d'inspections visuelles, ont été développées dans les pays à forte sismicité : aux Etats-Unis, la méthodologie HAZUS a été implémentée par la Federal Emergency Management Agency [FEMA_99] et en Italie par le Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti [GNDT_86]. Dans le cadre du projet européen Risk-UE, qui a débuté en 2001, une méthode, adaptée au contexte européen, a été élaborée et appliquée à 7 grandes villes [RISK_03].

Dans la majorité de ces méthodes, la vulnérabilité est traitée à partir d'indices et propose une relation entre ces indices et une échelle de dommages. Les paramètres pertinents et les coefficients qui y sont associés dans le calcul de l'indice de vulnérabilité (IV), ainsi que le lien entre indice de vulnérabilité et dommage, sont déterminés à partir du retour d'expérience réalisé par des experts lors de missions post-sismiques. Cependant, il faut noter que le mouvement du sol, qui a généré les dégâts observés, n'est généralement pas connu car il n'a pas été enregistré ; le mouvement du sol est donc généralement représenté par l'intensité macrosismique, qui elle-même est estimée à partir des dégâts. Il apparaît ici une incohérence, qui est une des limitations de ces méthodes ; de plus, les relations entre paramètres structuraux et dommages sont estimées de manière statistique. Ces méthodes permettent donc d'avoir une vision à l'échelle d'une ville par exemple, mais ne sont pas utilisables pour un bâtiment spécifique ou isolé.

1.3.1.1 Les typologies de bâtiments

Dans la plupart des méthodes d'analyse de vulnérabilité à grande échelle, la première étape consiste à répartir les bâtiments dans une typologie cohérente au regard de la vulnérabilité sismique, décrivant de manière claire le bâti de la zone d'étude considérée. Par exemple, en Europe, l'Echelle Macrosismique Européenne EMS 98 définit une échelle comportant 15 typologies de bâtiments dont 7 en maçonnerie, 6 en béton armé et 1 en bois et en acier ; le projet européen Risk-UE propose une typologie assez proche de celle de l'EMS, mais plus détaillée, avec 23 types de bâtiments ; aux Etats-Unis, la typologie de la FEMA propose plus de 90 types de bâtiments. A cette typologie structurelle, s'ajoute quelquefois une notion de « niveau de conception parasismique » : tous les bâtiments construits avant 1969 (règles PS 69) sont considérés « sans conception parasismique », ceux construits jusqu'en 1997 (règles PS 92) [DTU_95] ont un « bon niveau de conception parasismique ». Enfin, chaque type est divisé en trois parties selon la hauteur du bâtiment (bas, moyen, haut). Le tableau 1.5 montre la correspondance entre les typologies européennes et américaine.

Typologies	Risk-UE	EMS 98	HAZUS	Code
Béton poteaux des années 30-50 moyen	RC3.1	RC1	C3	pre
Béton poteaux des années 30-50 haut	RC3.1	RC1	C3	pre
Béton poteaux des années 30-50 bas	RC4	RC2	C3	pre
Béton murs des années 60	RC2	RC4	C2	pre
Béton murs des années 70	RC2	RC5	C2	low
Béton murs récents	RC2	RC6	C2	med
Moellon	M1.1	M1	URM	pre
Pierre brute avant 1870	M1.2	M3	URM	pre
Pierre brute avec chaînage	M1.2	M3	URM	pre
Pierre brute bourgeois	M1.2	M3	URM	pre
Pierre brute bourgeois +	M1.2	M3	URM	pre
Pierre de taille	M1.3	M4	URM	pre
Pierre brute plancher béton	M3.4	M6	URM	pre
Pierre brute ouvrier après 1914	M1.2	M3	URM	pre
Pierre brute plancher béton OPHBM	M3.4	M6	URM	pre
Pierre brute plancher béton haut	M3.4	M6	URM	pre
Pierre ou moellon bruts bas avant 1914	M1.1	M1	URM	pre
Pierre brute bas avant 1950	M3.3	M3	URM	pre
Maçonnerie de blocs de béton avant 1945 bas	M3.4	M5	URM	pre

Tableau 1.5. Correspondance entre les typologies de bâtiments européennes (Risk-UE et EMS 98) et la typologie américaine (HAZUS)

1.3.1.2 Répartition des bâtiments en classes

L'inventaire sismique consiste à associer les typologies rencontrées et les classes de vulnérabilité élémentaires, par exemple selon la méthodologie appliquée à la ville suisse de l'Aigle par Pelissier [PELI_04], et représentée sur la figure 1.10. L'affectation d'un bâtiment à une classe de vulnérabilité considère essentiellement sa typologie, mais pas exclusivement. Ainsi, l'EMS 98, qui définit des classes allant de A à F (la classe A étant réservée aux structures les plus vulnérables), donne la classe de vulnérabilité la plus probable et son incertitude pour chaque type de bâtiment (tableau 1.6), mais laisse à l'appréciation de l'inspecteur le choix

final en fonction d'autres facteurs. La procédure détaillée et la discussion de ces facteurs sont décrites dans les travaux de Brennet [BREN_01].

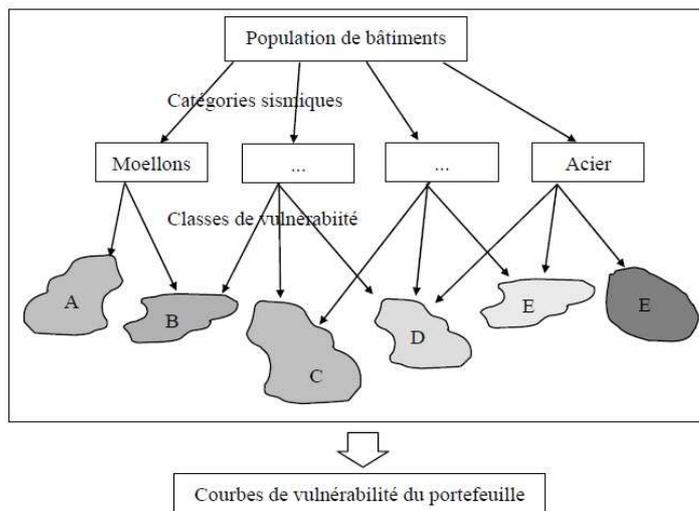


Figure 1.10. Méthodologie d'attribution des classes [PELI_04]

Type de structure	Classe de vulnérabilité					
	A	B	C	D	E	F
MAÇONNERIE	Moellon brut, pierre tout venant	○				
	Brique crue (adobe)	○—				
	Pierre brute	—○				
	Pierre massive		—○—			
	Non renforcée, avec des éléments préfabriqués		—○—			
	Non renforcée, avec des planchers en béton armé			—○—		
	Renforcée ou chaînée				—○—	
BÉTON ARMÉ	Ossature sans conception parasismique (CPS)			—○—		
	Ossature avec un niveau moyen de CPS				—○—	
	Ossature avec un bon niveau de CPS					—○—
	Murs sans CPS		—○—			
	Murs avec un niveau moyen de CPS			—○—		
	Murs avec un bon niveau de CPS				—○—	
ACIER				—○—		
BOIS				—○—		

○ Classe de vulnérabilité la plus probable; — Intervalle probable;
 Intervalle de probabilité plus faible, cas exceptionnels

Tableau 1.6. Correspondance entre typologies et classes EMS

En associant le pourcentage de bâtiments d'une classe donnée atteignant un certain degré de dommages pour un séisme d'intensité donnée, on peut obtenir la courbe de vulnérabilité de l'ensemble du bâti [PELI_04].

Il appartiendra ensuite à chaque spécialiste de construire des courbes analogues de vulnérabilité « humaine » et « immobilière », par des méthodes qui leur sont propres (approche experte, traitement statistique...), telles que celles qui sont représentées sur les figures 1.11 et 1.12. On peut remarquer que ces courbes sont établies à partir des degrés de dégâts, eux-mêmes dépendant de l'intensité par les courbes de vulnérabilité « physique », ce qui met en évidence le rôle central de ces dernières.

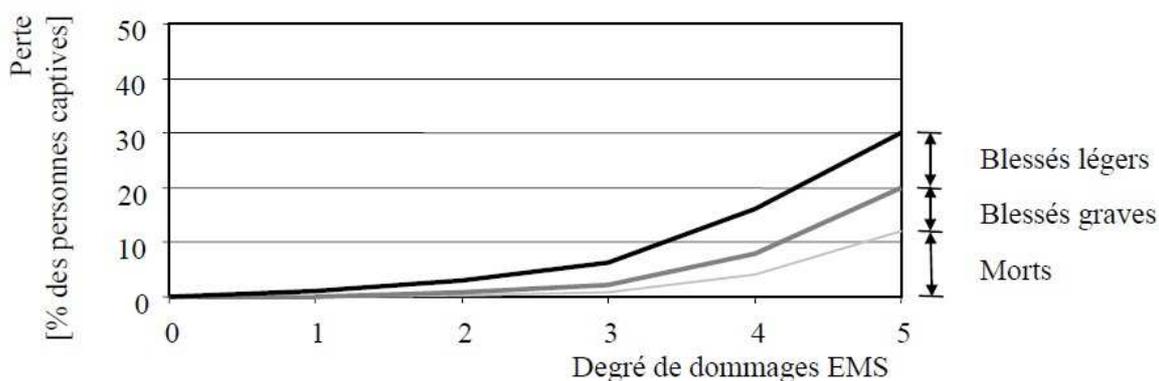


Figure 1.11. Courbes de vulnérabilité « humaine » (d'après Nichols et al. [NICH_02])

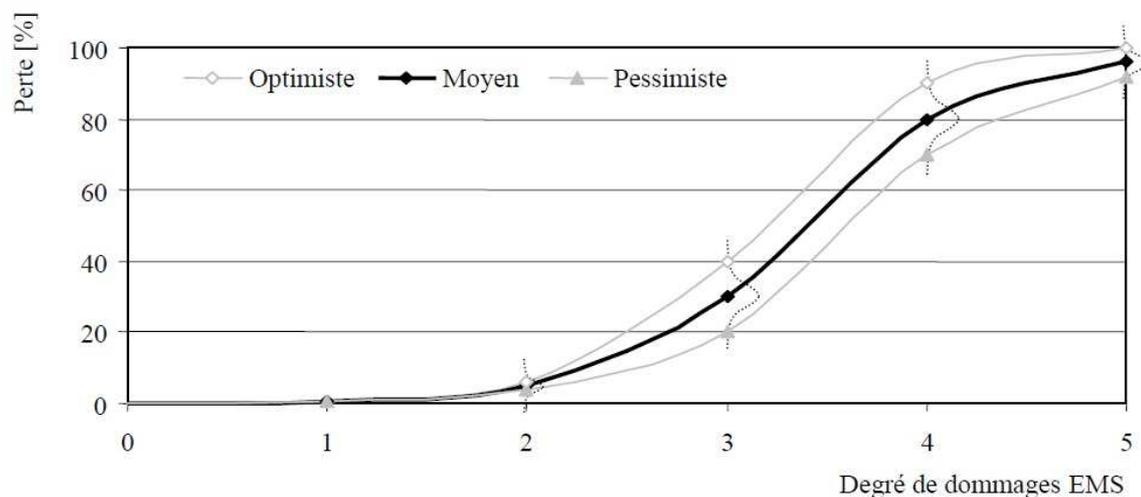


Figure 1.12. Courbe de vulnérabilité « immobilière » (d'après Pelissier [PELI_04])

Les spécialistes auront également la charge d'associer les probabilités d'occurrence aux classes : aux sismologues l'aléa des événements, aux ingénieurs de structures les probabilités de dommages, aux assureurs les probabilités concernant les valeurs assurées, aux urbanistes celles des réseaux et des routes d'accès...

1.3.2 Application : microzonage sismique de la ville de Lourdes

L'histoire nous rappelle que la ville de Lourdes a subi plusieurs séismes destructeurs par le passé : 1665 (intensité VII), 1750 (intensité VIII) ou encore 1854 (intensité VII). En particulier, le séisme de la Bigorre du 21 juin 1660 a atteint l'intensité épiscopale VIII-IX sur l'échelle MSK ; le dernier séisme ayant provoqué de légers dommages (intensité V) s'est produit en 1953, parmi un ensemble de plus de 120 séismes survenus durant le dernier siècle.

Le bâti est composé de deux grandes typologies de bâtiments :

- les bâtiments en béton armé, plutôt modernes, construits après la seconde guerre mondiale, qui se situent en majorité en périphérie de la ville ;
- les bâtiments en maçonnerie (non renforcée et renforcée), construits avec des matériaux anciens (pierre, galets, briques), qui se situent au centre historique de la ville.

La particularité de ce bâti tient dans le nombre très important de bâtiments stratégiques qui composent la ville : les sanctuaires, la basilique souterraine, près de 250 hôtels, dont l'impact sur l'économie locale est très important.

A la demande de la ville de Lourdes, qui est le site touristique européen le plus visité du fait de son intérêt religieux, le Bureau de Recherche Géologiques et Minières (BRGM) a été chargé de réaliser un microzonage sismique [BERN_06], dans l'objectif d'évaluer et de cartographier les risques naturels de la commune, tout particulièrement ceux liés aux séismes et aux mouvements de terrain. Le résultat de l'étude, composée d'un rapport et de cartes à l'échelle 1/10 000, permet de connaître les zones de réponse sismique homogène, l'existence de phénomènes d'amplification topographique et de zones susceptibles de liquéfaction, le type et l'intensité de l'aléa « mouvement de terrain ».

Les constats techniques issus de l'étude de ce microzonage sismique sont primordiaux et permettent une bonne prise en compte du risque sismique dans l'aménagement du territoire, en intégrant à terme l'application des règles parasismiques en vigueur, et en apportant une aide notable à la mise en œuvre d'un Plan de Prévention des Risques Sismiques.

La méthode utilisée pour l'évaluation de la vulnérabilité est la méthode RISK-UE, de « niveau 1 », basée sur une Matrice de Probabilité des Dommages [RISK_03] ; la typologie de bâtiments de cette méthode compte 23 classes, dont les principales sont présentées dans le tableau 1.5. Pour chaque typologie représentative de la ville de Lourdes, les courbes de vulnérabilité sont établies avec en abscisse l'intensité macrosismique EMS 98 et en ordonnée un indice de dommages moyen μ_D (figure 1.13).

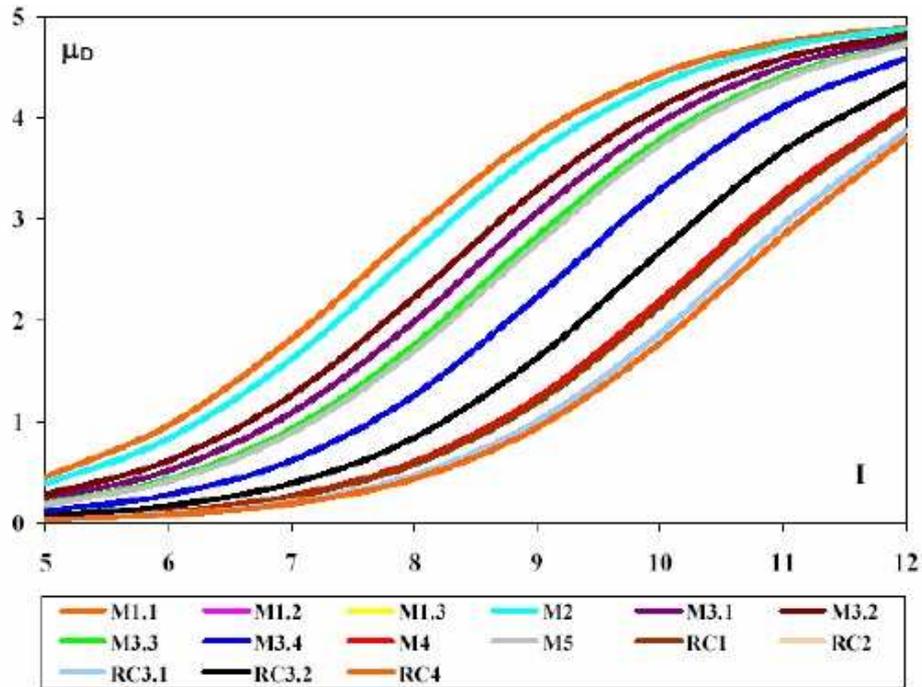


Figure 1.13. Courbes de vulnérabilité pour les typologies de bâtiments les plus courantes à Lourdes

A la suite de la définition des différentes zones « homogènes » relativement aux sols, aux types de structure et à leurs facteurs aggravants, un scénario de risque a permis de combiner les résultats de l'aléa sismique (étudié dans une première partie de l'étude) et de la vulnérabilité physique par l'outil Armagedom du BRGM, pour aboutir aux estimations des degrés de dommages DG1 à DG5, conduisant à l'identification des secteurs sensibles de la ville, pour lesquels la prise en compte du risque sismique est prioritaire.

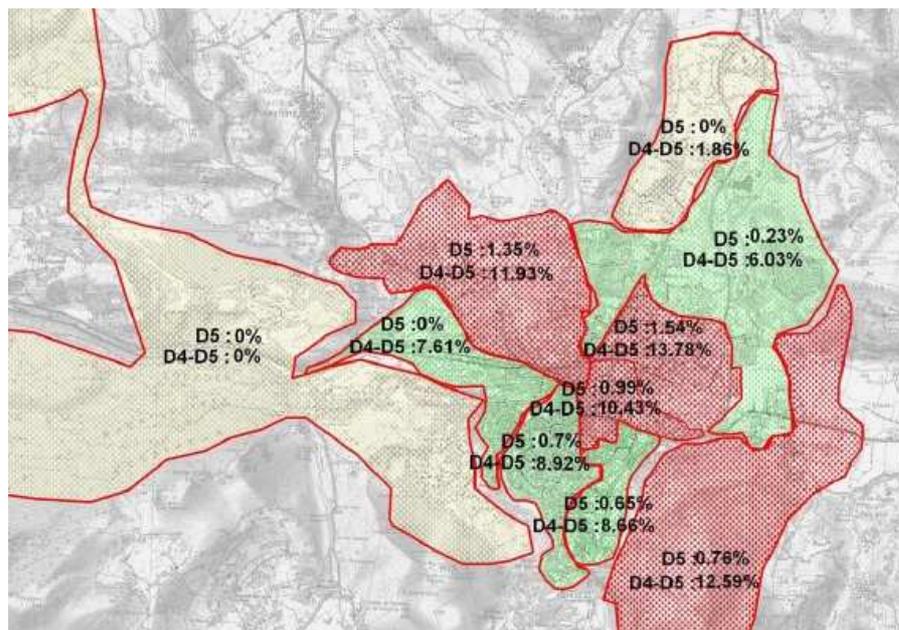


Figure 1.14. Pourcentage de bâtiments avec des degrés de dommages DG5 et DG4-DG5

Pour chaque zone homogène, les pourcentages des différents types de structure et de leurs facteurs aggravants sont utilisés pour évaluer les différents scénarios de risque ; on obtient ainsi un scénario sous forme de fiches individuelles (figure 1.15), ainsi que le pourcentage de bâtiments atteignant chaque degré de dommages (DG1 à DG5), comme indiqué sur la figure 1.14.

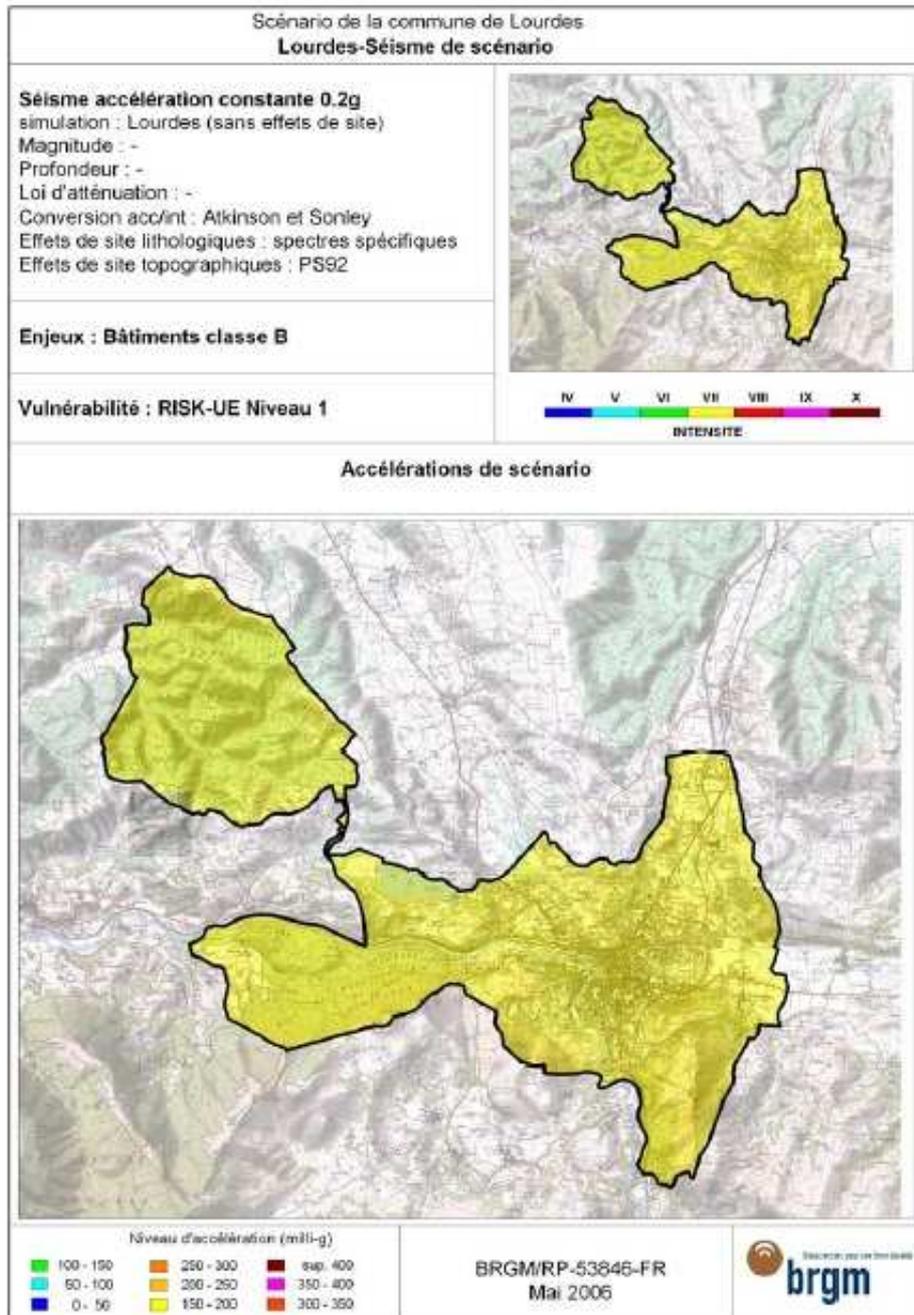


Figure 1.15. Carte d'accélération sans effets de site

1.4 Conclusion : problématiques à l'origine de ce travail

Une des conclusions, qui se dégagent du microzonage précédent, est l'existence de deux typologies contrastées : l'une est relative à un ensemble de constructions en béton armé relativement récentes, sans dommages actuels apparents, l'autre, au contraire, est constituée d'immeubles anciens, souvent en maçonnerie non renforcée, pour lesquels la possibilité annoncée d'un séisme analogue à celui des Abruzzes en 2009, dans les 50 ans à venir, peut faire craindre des dommages relativement élevés.

1.4.1 Analyse des bâtiments peu vulnérables par instrumentation

Dans un contexte de région à sismicité modérée, la principale préoccupation concernant la catégorie des immeubles récents concerne l'évaluation de leurs réponses, en termes de déplacement, à une sollicitation sismique exceptionnelle, conduisant à l'estimation de dommages indirects tels que les chutes d'objets et les pertes fonctionnelles des équipements. Pour évaluer ces réponses, se pose alors un problème de diagnostic : pour la majorité du bâti existant, on constate la perte d'informations essentielles comme les plans d'exécution (armatures, nature du béton par exemple).

Les enregistrements de vibrations ambiantes dans les bâtiments apportent une solution à cette problématique car ils intègrent naturellement, dans le domaine linéaire élastique qui peut être retenu ici, tous ces paramètres. En effet, les vibrations ambiantes des bâtiments sont pilotées par leurs caractéristiques physiques et par conséquent par leurs propriétés modales ; l'analyse d'enregistrements relativement longs de vibrations ambiantes permet de déterminer ces caractéristiques [MICH_07_1], qui peuvent être affinées par l'enregistrement de micro-séismes relativement fréquents (plusieurs unités par an), et qui constituent des essais en vraie grandeur remplaçant avantageusement les tables vibrantes. Ces paramètres modaux permettent ensuite de construire un modèle linéaire simple mais pertinent dans le domaine du comportement élastique de la structure.

C'est ainsi que dans le cadre du projet VulnePyr (acronyme issu de l'analogie avec le projet VulnerAlp et l'instrumentation de l'hôtel de Ville de Grenoble), la Tour de l'Ophite, immeuble de 18 étages représentative des constructions des années 70, a été instrumentée. Le chapitre 2 est consacré à cette expérimentation et aux méthodes d'Analyse Modale Opérationnelle, ainsi qu'à la construction et à l'évaluation du modèle prédictif qui en découle.

1.4.2 Vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie

En ce qui concerne la catégorie des bâtiments les plus vulnérables en maçonnerie, le problème de diagnostic reste posé, mais il s'y ajoute la complexité du matériau constitutif et la nécessité de prendre en compte, cette fois, le comportement non-linéaire de ce matériau.

Le matériau composite « maçonnerie » fait l'objet d'une bibliographie éparse et peu fournie. Beaucoup de résultats sont relatifs à une maçonnerie particulière, identifiée expérimentalement par des campagnes d'essais, ce qui rend délicate leur extension à des matériaux locaux ; certains de ces matériaux locaux, tels que les murs en galets, n'ont fait l'objet, à notre connaissance, d'aucune étude relative à leur comportement mécanique. C'est pourquoi, nous proposons, dans le chapitre 3, une démarche conduisant à la caractérisation de nouveaux matériaux, tout en évitant les essais expérimentaux sur panneaux particulièrement lourds et coûteux.

Le comportement non-linéaire des panneaux est abordé dans le chapitre 4 par simulation numérique, en utilisant et comparant plusieurs lois de comportement de type « béton » ; le modèle est validé par rapport à des résultats expérimentaux sur panneaux réels, disponibles dans la littérature.

Les apports des deux chapitres précédents constituent les composantes essentielles de la méthodologie mise en œuvre pour la détermination de la courbe de vulnérabilité d'un bâtiment. La démarche, décrite au chapitre 5, suit la méthode de Lang [LANG_02], que nous adaptons en remplaçant les données issues de l'expérimentation sur panneaux par les résultats des modèles précédents. L'objectif est ici de parvenir à une vulnérabilité sous forme de probabilité, la rendant ainsi directement intégrable à l'évaluation du risque.

Bibliographie du chapitre 1

[BERN_06] S. Bernardie, G. Delpont, P. Dominique, S. Le Roy, C. Negulescu, A. Roullé. *Microzonage sismique de Lourdes*. BRGM/RP-53846-FR, 234 p., 86 fig., 35 tabl., 12 pl. hors texte, 1 volume annexes, 2006.

[BREN_01] G. Brennet, K. Peter, M. Badoux. *Inventaire sismique et vulnérabilité du bâti traditionnel de la ville d'Aigle*. ECA, Pully, Suisse, 2001.

[CHOP_02] A.K. Chopra, R.K. Goel. *A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31: 561-82, 2002.

[DTU_95] DTU. *Règles PS92. Règles de construction parasismique*. 1995.

[EURO_8] NF EN 1998. *Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes*. Septembre 2005.

[FEMA_99] FEMA. *HAZUS Earthquake loss estimation methodology*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1999.

[GNDT_86] GNDT. *Istruzioni per la Compilazione della Sceda di Relivamento Esposizione e Vulnerabilità Sismica Degli Edifici*. Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti. Regione Emilia Romagna y Regione Toscana, Italy, 1986, in Italian.

[GRUN_98] G. Grünthal. *European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98)*. Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg, 1998.

[LANG_02] K. Lang. *Seismic vulnerability of existing buildings, Institute of Structural Engineering (IBK)*. ETH Zurich, vdf Hochschulverlag, Zurich, 2002.

[LEST_08] P. Lestuzzi, M. Badoux. *Génie parasismique : Conception et dimensionnement des bâtiments*. Presses polytechniques et universitaires romandes, 2008.

[MICH_07_1] C. Michel. *Vulnérabilité Sismique, de l'échelle du bâtiment à celle de la ville - Apport des techniques expérimentales in situ – Application à Grenoble*. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2007.

[MICH_07_2] C. Michel, P. Gueguen. *Analyse de vulnérabilité sismique à grande échelle par utilisation des propriétés dynamiques expérimentales des bâtiments*. 7^{ème} Colloque National de l'AFPS, Ecole Centrale de Paris, Chatenay-Malabry, papier n°67, 4-6 Juillet 2007.

[NAZE_04] P.-A. Nazé. *Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitations sismiques : proposition d'amélioration pour l'évaluation de la nocivité d'un signal et du dommage pour les structures à ossatures. Introduction à l'analyse fiabiliste de l'endommagement en fonction de la nocivité d'un signal sismique.* Thèse de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2004.

[NICH_02] J.M. Nichols, J.E. Beavers. *Development and Calibration of a Synthetic Earthquake Fatality Function.* Earthquake Spectra, Oakland, Etats-Unis d'Amérique, 2002.

[PELI_04] V. Pelissier. *Evaluation de stratégies pour la gestion du risque sismique du bâtiment.* EPFL, Lausanne, 2004.

[RICH_58] C. Richter. *Elémentaire sismologie.* San Francisco, Californie, USA, 1958.

[RISK_03] Risk-UE. *An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. WP4: Vulnerability of current buildings.* European Project, 2003.

[SECA_06] R. Secanell, C. Martin, X. Goula, T. Susagna, M. Tapia, D. Bertil, P. Dominique. *Probabilistic seismic hazard assessment of the Pyrenean Region.* Soumis au Journal of Seismology, 2006.

[UN_02] UN. *Living with Risk: A global review of disaster reduction initiatives.* International Strategy for Disaster Reduction (ISDR), Genève, 2002.

Chapitre 2

Identification du comportement linéaire des
bâtiments par analyse modale opérationnelle

Table des notations

Par ordre alphabétique :

[A']	matrice du système d'état discret (idem [B'] et [C])
[C _q]	matrice de commandabilité (ou de contrôlabilité)
e _{ij} (iω)	erreur entre la fonction de réponse en fréquence mesurée et le modèle modal
E_beton	module de Young du béton armé
E _{eq}	module de Young équivalent
f _i	fréquence propre (idem f)
freq1	première fréquence propre de la Tour de l'Ophite
freq2	deuxième fréquence propre de la Tour de l'Ophite
[I]	matrice identité
iω	terme imaginaire (i) et la pulsation (ω en rd/s)
[H _{ij} (iω)]	matrice du modèle modal
[H _{ij} ^x (iω)]	fonction de réponse en fréquence mesurée
[H _{pq}]	matrice bloc de Hankel
k	indice d'échantillonnage temporel
k_1	ressort représentant le sol dans la direction x
k_2	ressort représentant le sol dans la direction y
k _i	raideur de l'étage i
k _x	raideur de l'étage dans la direction x
k _y	raideur de l'étage dans la direction y
[LR _{ij}]	terme résiduel inférieur des modes hors bande
m	moyenne / indice des échantillons des accélérations des voies de mesure
m _i	masse de l'étage i
M	nombre d'échantillons mesurés

N	nombre d'étages d'un bâtiment
ν_{beton}	coefficient de Poisson du béton armé
$[O_p]$	matrice d'observabilité
$R_y(t)$	fonction de corrélation (idem R_k)
$[S_1]$	matrice de calcul intermédiaire de la décomposition SVD
$S_{x_1 x_2}(f)$	densité spectrale de puissance croisée entre deux signaux
$S_y(f)$	densité spectrale de puissance
$[UR_{ij}]$	terme résiduel supérieur des modes hors bande
$[W_1]$	fonction de pondération (idem $[W_2]$)
$\{x_k\}$	vecteur du système d'état (idem $\{u_k\}$)
$\{y_k\}$	accélération mesurée
$\{y_m\}_{\text{ref}}$	vecteur des sorties servant de référence
$y(t)$	réponse de la structure
$\Gamma_{x_1 x_2}(\tau)$	fonction de corrélation croisée des signaux x_1 et x_2
ν_{eq}	coefficient de Poisson équivalent
ξ_i	amortissement
σ	écart-type
φ_i	déformée modale (idem Ψ_{ir})
ω	pulsation
λ_r	pôle du mode r
ρ	masse volumique du béton armé

Aujourd'hui, il est difficile d'étudier les bâtiments anciens construits dans les années 70, avant la mise en place des règles de construction parasismique [DTU_95]. En effet, la plupart du temps, les plans d'exécution de ces bâtiments n'existent pas ou le maître d'œuvre de l'époque n'exerce plus. En résumé, la connaissance des caractéristiques des matériaux d'une structure ainsi que son mode de construction sont très incertains. Pour remédier à cela, il existe des méthodes destructives qui consistent à prélever des échantillons d'une structure (carottage) pour ensuite déterminer les propriétés du matériau. Mais l'utilisation de telles méthodes, à l'échelle d'une ville, à l'échelle d'un département, engendre des coûts considérables et endommage ponctuellement chaque structure.

D'autres méthodes, non destructives, telles que l'instrumentation vibratoire d'un bâtiment, permettent de déterminer les caractéristiques de la structure et d'en suivre l'évolution : il s'agit d'enregistrer les vibrations ambiantes en continu sur un bâtiment donné [MICH_07]. Il existe ainsi une base de données importante composée d'évènements sismiques issus de ces relevés expérimentaux. Grâce à cela, il est possible de recalibrer les modèles numériques développés, par rapport à l'expérimentation, ce qui permet de disposer de données fiables et de connaître avec précision les caractéristiques fondamentales d'un matériau telles que le module de Young, le coefficient de Poisson... Une fois que ces modèles numériques sont validés, il est possible par exemple de prédire le comportement d'une structure sollicitée par des évènements sismiques majeurs, tels que le séisme des Abruzzes, ou bien d'autres, qui ont récemment marqué l'actualité.

2.1 Extraction des modes propres d'une structure par voie expérimentale

2.1.1 Instrumentation et acquisition de données

2.1.1.1 Les groupes de recherche et leurs missions

Dans les années 80-90, il y a eu un développement important de la modélisation au détriment des instrumentations de bâtiments et aujourd'hui, on assiste au scénario inverse dans les pays à moyenne ou forte sismicité [RAP_09]. En France, plusieurs réseaux régionaux et nationaux assurent la surveillance sismique, comme par exemple le Réseau National de Surveillance Sismique (RéNaSS) ou encore le Réseau de Surveillance Sismique des Pyrénées (RSSP), pour ne citer qu'eux...

Autour de ces réseaux, des groupements de recherche s'établissent tels que le Groupement d'Intérêt Scientifique du Réseau Accélérométrique Permanent (GIS-RAP) dont l'objectif est d'améliorer la connaissance des mouvements sismiques qui peuvent affecter le territoire français (Métropole et départements d'outre-mer). Il a pour mission de coordonner

l'acquisition, la gestion, la valorisation et la diffusion des données du mouvement du sol enregistrées en France, via les réseaux régionaux qui constituent l'ossature principale du RAP. Les données sont centralisées sur le site du RAP basé au Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique (LGIT) de l'Université de Grenoble. Il assure la mise à jour de la base de données du RAP : <http://www-rap.obs.ujf-grenoble.fr>.

En 2000, le RAP a commencé à instrumenter des bâtiments avec notamment l'hôtel de Ville de Grenoble [MICH_07]. Ces instrumentations permettent de collecter, au cœur d'une structure, les mouvements engendrés par des tremblements de terre et ainsi de comprendre leur fonctionnement sous sollicitations sismiques. Ces informations mènent à une meilleure compréhension de la vulnérabilité des structures en calant les observations à des méthodes empiriques, expérimentales et numériques d'évaluation du comportement des structures. Elles permettent d'approfondir ainsi l'évaluation de leur vulnérabilité physique.

2.1.1.2 Instrumentation

L'analyse du comportement dynamique des structures est primordiale pour comprendre les mécanismes de déformations des structures sous sollicitations sismiques [MICH_07]. Pour cela, il existe différents dispositifs tels que l'enregistrement de vibrations ambiantes ou encore l'utilisation de vibreurs fixés dans la structure. Cependant, pour obtenir une analyse plus détaillée et mieux représentative du comportement réel d'un bâtiment, une autre solution consiste à instrumenter une structure de façon permanente afin d'enregistrer ses déformations sous sollicitations sismiques. Instrumenter un bâtiment signifie positionner des capteurs en différents points de la structure.

L'instrumentation permet de caractériser la réponse sismique d'une structure via l'interaction sol-structure, son comportement modal, l'évaluation de la vulnérabilité de la structure, etc.

En 2008, par une collaboration entre la Direction Départementale des Territoires des Hautes-Pyrénées (DDT 65), l'École Nationale d'Ingénieurs de Tarbes (ENIT), le Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique de Grenoble (LGIT) et l'Observatoire Midi-Pyrénées (OMP), un bâtiment a été sélectionné à Lourdes (65) pour faire l'objet d'une instrumentation permanente, gérée par le RAP. La Tour de l'Ophite a été retenue pour ses caractéristiques structurales et techniques qui permettent d'optimiser la qualité de l'instrumentation.

2.1.1.3 La Tour de l'Ophite

2.1.1.3.1 Description du bâtiment

Le bâtiment considéré dans cette étude, appelé *Tour de l'Ophite*, est situé sur le Boulevard d'Espagne à Lourdes (France). Il s'agit d'une structure en béton armé avec un système porteur en murs voiles composé de 20 étages : un sous-sol, un rez-de-chaussée et 18 étages courants. Elle a été construite en 1972 et conçue pour une habitation collective. Le bâtiment, dont les dimensions sont de 24 m (L) par 19 m (T), avec une hauteur d'environ 50 m, situé sur une zone liquéfiable mais à proximité d'un affleurement rocheux, est relativement régulier en plan et en élévation (figure 2.1). Son aspect extérieur est bon, sans fissures apparentes et sans aucun dommage particulier.



Figure 2.1. Vue aérienne et vue de côté de la Tour de l'Ophite

2.1.1.3.2 Le réseau d'enregistrement permanent

L'instrumentation de la Tour de l'Ophite a été réalisée en octobre 2008 par le LGIT [GUEG_08]. Le schéma d'instrumentation (figure 2.2a) a été défini par le RAP. Il est composé de 24 voies d'acquisition réparties en 18 capteurs Episensor "une composante" de type ES-U et 2 capteurs Episensor "3 composantes" de type EST. Ces capteurs sont fabriqués par Kinematics.

Sur la terrasse, quatre capteurs ES-U sont positionnés dans les deux coins opposés et analysent le mouvement de flexion et le mouvement de torsion du bâtiment (figures 2.2a et 2.2d). Dans les étages courants 01, 05, 09, 13 et 16, les capteurs ES-U, fixés sous le plancher de l'étage supérieur (figure 2.2c), sont constitués d'un capteur longitudinal et d'un capteur transversal. L'instrumentation du niveau 10 est complétée par deux capteurs ES-U déportés dans le couloir afin de connaître à un niveau intermédiaire l'importance de la torsion.

Au sous-sol, deux capteurs “3 composantes” de type EST sont installés : pour compléter le dispositif, deux capteurs ES-U sont placés dans le troisième angle (vertical et transversal).

Tous les capteurs sont connectés à une station d’acquisition Kephren 24 voies située au sous-sol dans une armoire sécurisée (figure 2.2b), et reliés à une ligne ADSL pour la récupération des données. Le temps est synchronisé par une antenne GPS, située sur la terrasse. Ces capteurs ont une réponse plate de 0,2 Hz à 50 Hz et la fréquence d’échantillonnage est réglée à 125 Hz.

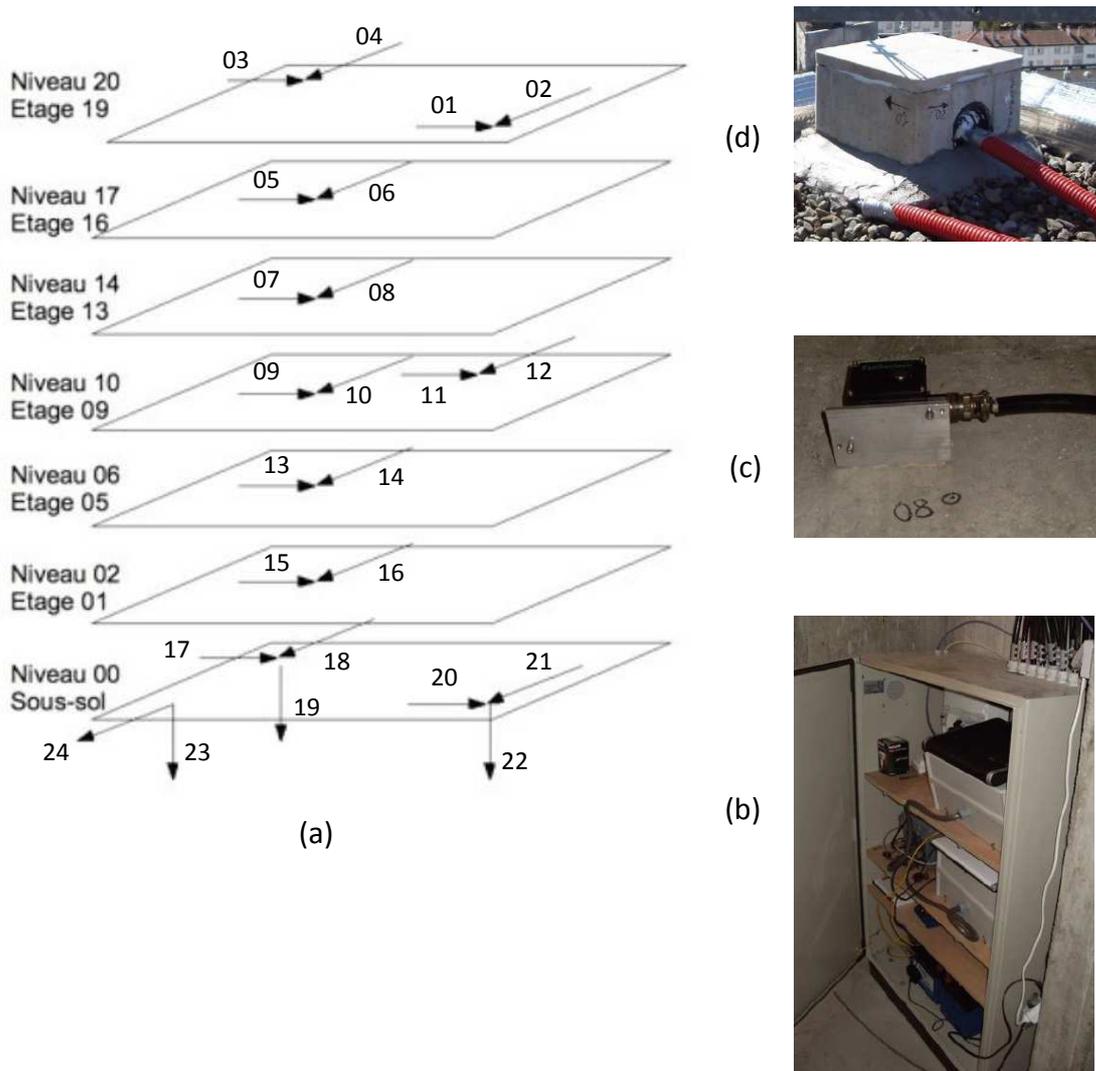


Figure 2.2. (a) Schéma d’instrumentation de la Tour de l’Ophite (b) Station d’acquisition au sous-sol ; (c) Capteur 8 – étage 13 ; (d) Capteurs 01 et 02 en terrasse

2.1.2 Méthodologie d'extraction des modes propres

2.1.2.1 Les principales méthodes d'analyse modale opérationnelle

L'identification des paramètres modaux d'une grande structure, comme un pont ou un bâtiment, à partir des réponses seules, ou analyse modale opérationnelle, est devenue une technique expérimentale incontournable depuis plus d'une dizaine d'années. Pour une présentation générale, le lecteur pourra consulter la référence [HEYL_94].

L'analyse modale opérationnelle (AMO) considère une excitation aléatoire en entrée, idéalement un bruit blanc, pour ensuite déterminer les paramètres modaux d'une structure : les fréquences propres, les amortissements modaux, les déformées modales et les facteurs de participation modale. La littérature est abondante et plusieurs techniques ont été élaborées, que l'on peut distinguer selon le domaine d'analyse : temporel ou fréquentiel. On trouvera une synthèse de ces différentes techniques, assez complète, dans les travaux de Zang [ZANG_05], dont notre présentation est inspirée, notamment pour la classification.

Dans le domaine temporel, trois techniques vont être discutées :

- les méthodes NExT ;
- le modèle ARMAV ;
- la méthode stochastique par sous-espaces avec réalisation équilibrée.

Dans le domaine fréquentiel, l'approche la plus utilisée est la méthode FDD.

2.1.2.1.1 Les méthodes du domaine temporel

Les méthodes regroupées sous le nom de NExT [JAME_95], [SHEN_03], ou « Natural Excitation Technique », ont pour principe d'utiliser les fonctions de corrélation, notées $R_y(t)$, de la réponse aléatoire de la structure soumise à une excitation naturelle. Ces fonctions de corrélation peuvent être exprimées comme une somme de sinusoides décroissantes. Chaque sinusoides a une fréquence propre et un amortissement qui est identique à celui du mode de la structure correspondant.

Le modèle ARMAV ou « Auto-Regression Moving AVerage » [SMAI_99] [ANDE_97], est une technique directe pour l'identification des paramètres modaux d'une structure. Elle ne sera pas développée ici.

La méthode stochastique d'identification par sous-espaces avec réalisation équilibrée [BRIN_06] ou « Stochastic Subspace Identification – Balanced Realization (SSI-BR) » est une méthode efficace parmi les techniques d'identification connues pour l'analyse modale opérationnelle, à partir d'une excitation naturelle, dans le domaine temporel.

Cette technique est utilisée dans certains logiciels d'AMO du commerce tels que LMS TestLab (version 8, 10 ou 11) par exemple [LMS].

Cette méthode a été utilisée dans le cadre de notre projet de recherche ; les étapes de sa mise en œuvre sont détaillées au paragraphe 2.1.2.2 de ce chapitre. Il existe deux variantes :

- la méthode SSI - CVA ou « Canonical Variate Analysis » : dans ce cas particulier, toutes les voies (mesures) servent de référence pour déterminer les paramètres modaux ;
- la méthode SSI – COV (développée au paragraphe 2.1.2.3).

2.1.2.1.2 Le domaine fréquentiel

La méthode FDD (Frequency Domain Decomposition) [BRIN_01] consiste à décomposer les matrices de densité spectrale (densités spectrales de puissance croisée entre tous les enregistrements simultanés) en systèmes à un degré de liberté indépendants par décomposition en valeurs singulières (SVD) [ZHI_01]. Avec des hypothèses de faible amortissement et de bruit blanc en entrée, cette décomposition permet directement de déterminer les paramètres modaux d'une structure, même lorsque les modes sont proches.

Cette méthode convient très bien pour le calcul des fréquences propres et des amortissements ; par contre, pour évaluer les déformées modales, on peut utiliser la méthode LSFD ou « Least Squares Frequency Domain » [IWAN_07].

Afin d'avoir une vue d'ensemble de toutes les méthodes citées précédemment, nous avons établi le schéma suivant :

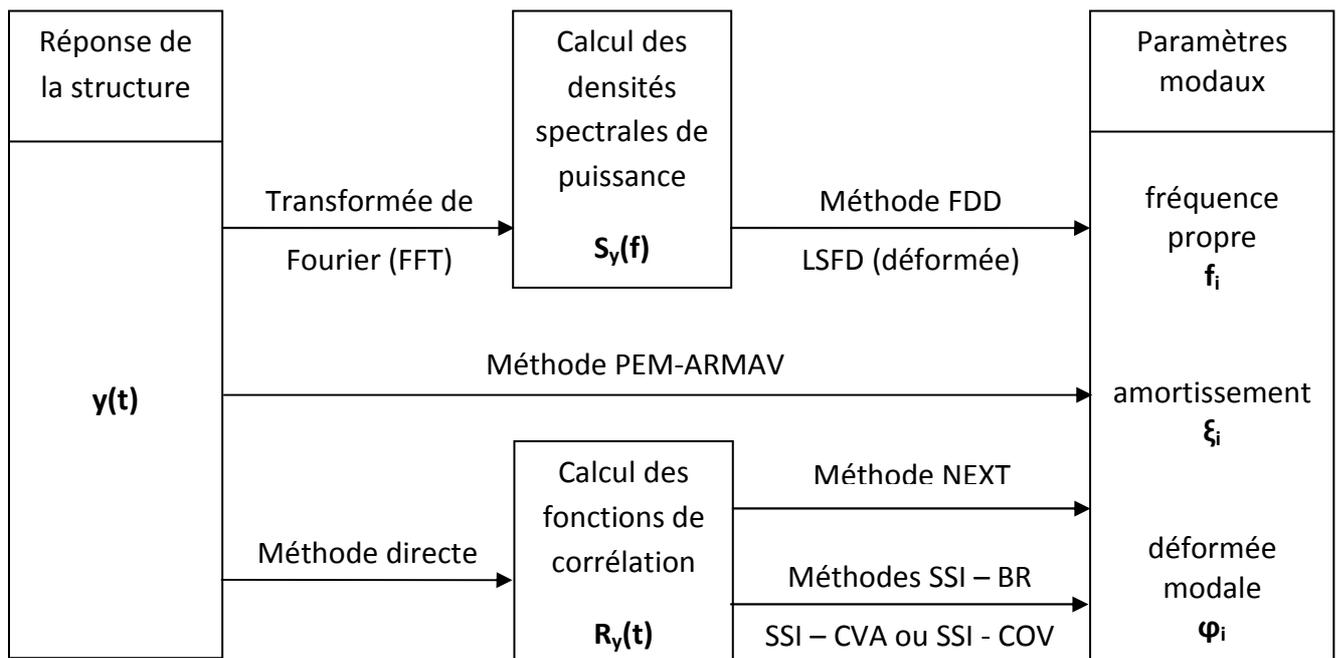


Figure 2.3. Schéma positionnant les méthodes d'analyse modale opérationnelle décrites

2.1.2.2 Méthode stochastique par sous-espaces avec réalisation équilibrée

La méthode stochastique par sous-espaces avec réalisation équilibrée, notée SSI – BR, développée dans le logiciel TestLab, se décompose comme suit :

- estimation de la matrice bloc de Hankel à partir des covariances ;
- décomposition en valeurs singulières de la matrice de Hankel afin de déterminer les matrices d’observabilité et de contrôlabilité.

Le calcul des déformées modales est quant à lui effectué par la méthode LSFD [LMS].

En se plaçant dans l’espace d’état [HOEN_06] [PEET_01], la recherche des fréquences, des déformées et des amortissements modaux revient à estimer les matrices [A] et [C] des équations d’état discrètes (équations 2.1 et 2.2), en se servant en AMO uniquement des mesures des accélérations $\{y_k\}$ (output-only).

$$\{x_{k+1}\} = [A']\{x_k\} + [B']\{u_k\} \quad (2.1)$$

$$\{y_k\} = [C]\{x_k\} \quad (2.2)$$

Il s’agit, en théorie du contrôle, d’un problème dit de réalisation stochastique [BRIN_06]. Nous allons développer les principales étapes de cette méthode.

Pour l’estimation de la matrice bloc de Hankel, on démarre des covariances empiriques par la relation 2.3 :

$$[R_k] = \frac{1}{M} \sum_{m=0}^M \{y_{m+k}\} \{y_m\}_{ref}^T \quad (2.3)$$

avec M le nombre d’échantillons mesurés, m l’indice des échantillons des accélérations des voies de mesure, k l’indice d’échantillonnage temporel et $\{y_m\}_{ref}$ le vecteur des sorties servant de références.

Le fait d’employer au départ les covariances plutôt que les données temporelles directes, entraîne l’utilisation de la technique « covariance-driven subspace identification » au lieu de la technique « data-driven subspace identification ».

La matrice bloc de Hankel est alors construite à partir de ces covariances :

$$[H_{pq}] = \begin{bmatrix} [R_1] & [R_2] & \dots & [R_q] \\ [R_2] & [R_3] & & [R_{q+1}] \\ & \vdots & & \vdots \\ [R_p] & [R_{p+1}] & & [R_{p+q-1}] \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

Cette matrice de Hankel peut se factoriser sous la forme suivante, à partir des paramètres de Markov [INMA_06] (détaillés en annexe) :

$$[H_{pq}] = [O_p][C_q] \quad (2.5)$$

Les matrices $[O_p]$ et $[C_q]$ de la relation 2.5 sont respectivement les matrices dites d'observabilité et de commandabilité (contrôlabilité) [DATTA_04].

On utilise alors des fonctions de pondération $[W_1]$ et $[W_2]$, qui après pré et post multiplication, vont permettre d'effectuer la décomposition en valeurs singulières (SVD ou Singular Value Decomposition) de la matrice de Hankel :

$$[W_1][H_{pq}][W_2]^T = [W_1][O_p][C_q][W_2]^T \quad (2.6)$$

La relation 2.6 peut aussi s'écrire :

$$[W_1][H_{pq}][W_2]^T = \begin{bmatrix} [U_1] & [U_2] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [S_1] & [0] \\ [0] & [0] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [V_1]^T \\ [V_2]^T \end{bmatrix} = [U_1][S_1][V_1]^T \quad (2.7)$$

On peut donc déduire de la relation 2.7 la matrice d'observabilité :

$$[O_p] = [W_1]^{-1}[U_1][S_1]^{1/2} \quad (2.8)$$

et comme la matrice d'observabilité s'écrit aussi :

$$[O_p] = \begin{bmatrix} [C] \\ [C][A'] \\ \vdots \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

la première ligne de blocs permet de trouver la matrice $[C]$.

D'autre part, en analysant la structure du système matriciel extrait de la matrice d'observabilité donnée par la relation 2.10 :

$$\begin{bmatrix} [C][A'] \\ [C][A']^2 \\ [C][A']^3 \\ \vdots \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [C] \\ [C][A'] \\ [C][A']^2 \\ \vdots \end{bmatrix} [A'] \quad (2.10)$$

on peut donc en déduire la matrice $[A']$ qui contient les informations modales recherchées.

Comme l'ordre du modèle d'identification est inconnu, *i.e.* la taille de $\{x_k\}$, on utilise le diagramme de stabilisation afin de vérifier, comme son nom l'indique, la stabilité des paramètres modaux, en fonction de l'ordre.

Dans le cas particulier de la réalisation équilibrée, les fonctions de pondération sont égales et valent :

$$[W_1] = [W_2] = [I] \quad (2.11)$$

avec $[I]$ la matrice identité.

Pour la méthode CVA (figure 2.3), toutes les réponses doivent servir de références, ce qui implique la relation 2.12 :

$$\{y_k\} = \{y_k\}_{ref} \quad (2.12)$$

Pour le calcul des déformées modales par la méthode LSFD, comme le nom de la technique l'indique, il faut se placer dans le domaine fréquentiel, la Fonction de Réponse en Fréquence (FRF) étant écrite en fractions partielles.

Les pôles ayant déjà été déterminés, cette méthode est très intéressante pour l'obtention des déformées modales. Cette technique estime les déformées en analysant de façon simultanée les réponses, sorties et références, et génère ainsi des estimées des déformées au sens global de l'analyse modale [IWAN_07].

On s'intéresse à une bande fréquentielle limitée. Les modes hors bande sont pris en compte par les termes résiduels supérieurs et inférieurs, respectivement $[UR_{ij}]$ et $[LR_{ij}]$. La fonction de réponse en fréquence mesurée $[H_{ij}^x(i\omega)]$ s'écrit alors :

$$|H_{ij}^x(i\omega)| = \sum_{r=1}^N \left(\frac{\{\psi\}_{ir}\{L\}_{rj}^T}{(i\omega - \lambda_r)} + \frac{\{\psi\}_{ir}^*\{L\}_{rj}^{*T}}{(i\omega - \lambda_r^*)} \right) + [UR_{ij}] - \frac{[LR_{ij}]}{\omega^2} \quad (2.13)$$

Le modèle modal $[H_{ij}(i\omega)]$ se traduit par la relation 2.14 :

$$|H_{ij}(i\omega)| = [H_{ij}(i\omega, \lambda_r, \Psi_{ir}, L_{rj}, UR_{ij}, LR_{ij})] \quad (2.14)$$

avec pour inconnues : $i\omega, \lambda_r, \psi_{ir}, L_{rj}, UR_{ij}, LR_{ij}$, ce qui permet d'écrire la différence ou erreur :

$$e_{ij}(i\omega) = |H_{ij}^x(i\omega)| - |H_{ij}(i\omega)| \quad (2.15)$$

Le carré de l'erreur dans la bande fréquentielle d'intérêt s'exprime alors par la relation 2.16 :

$$E_{ij}(i\omega) = \sum_f^{N_f} e_{ij}(i\omega_f) \cdot e_{ij}^*(i\omega_f) \quad (2.16)$$

Dans le cas général où les divers paramètres modaux sont à calculer, il ne reste plus qu'à chercher les paramètres inconnus $i\omega, \lambda_r, \psi_{ir}, L_{rj}, UR_{ij}, LR_{ij}$ qui minimisent l'erreur :

$$\begin{cases} \frac{\partial E}{\partial \lambda_r} = 0 \\ \frac{\partial E}{\partial \psi_r} = 0 \\ \vdots \end{cases} \quad (2.17)$$

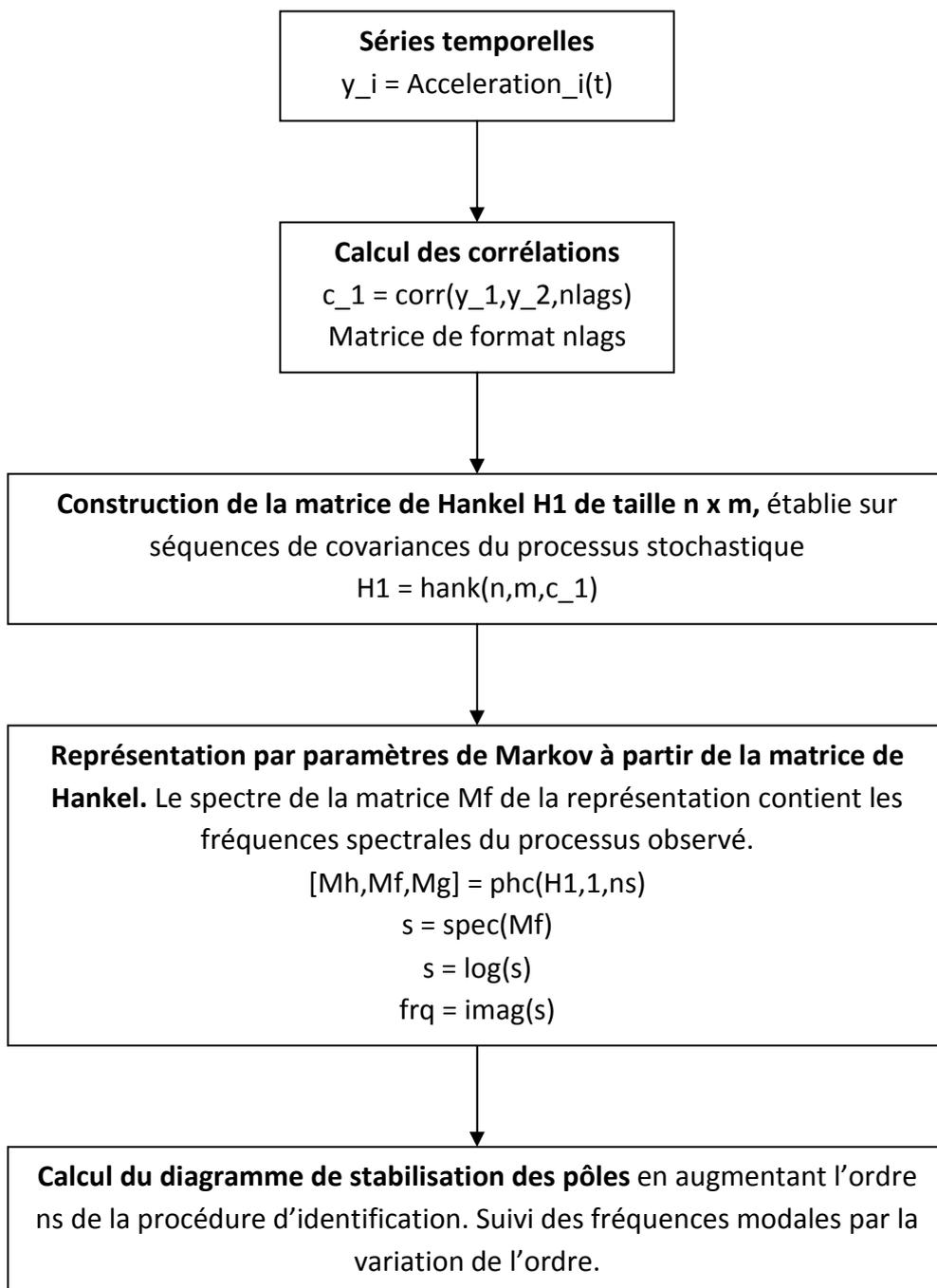
Mais, dans notre cas, après emploi de la technique d'identification par sous-espace, la complexité de résolution de ce système non-linéaire est réduite par la connaissance des pôles et des facteurs de participation modale. Le système devient linéaire pour les seules inconnues restantes : $\psi_{ir}, UR_{ij}, LR_{ij}$.

Tous les paramètres modaux sont désormais connus.

2.1.2.3 Méthode stochastique par sous-espaces avec les matrices de covariance

Afin de lever des doutes sur la présence de modes doubles dans nos résultats d'essais, nous avons développé sous Scilab 5.3, un module d'analyse modale opérationnelle utilisant une technique par sous-espaces.

La méthode stochastique par sous-espaces, à l'aide des matrices de covariance, notée SSI – COV, se déploie selon la méthode décrite dans l'organigramme suivant, où figurent les étapes et les principales commandes du programme développé :



2.2 Evaluation des modes propres d'une structure par modélisation numérique

Dans cette partie, nous proposons d'évaluer les modes propres d'une structure test à l'aide de la modélisation numérique. Plusieurs types de modèles vont être discutés : un modèle discret 1D, un modèle discret à macro-éléments 3D et un modèle éléments finis.

La structure choisie pour cette étude (figures 2.4 et 2.6), aussi appelée « bâtiment test », est une structure en béton armé ($\rho=2500 \text{ kg/m}^3$), constituée de 3 étages, avec des ouvertures sur les façades sud et nord (figure 2.4a) ; les planchers (épaisseur 15 cm) et les murs (épaisseur 20 cm) sont en béton armé.

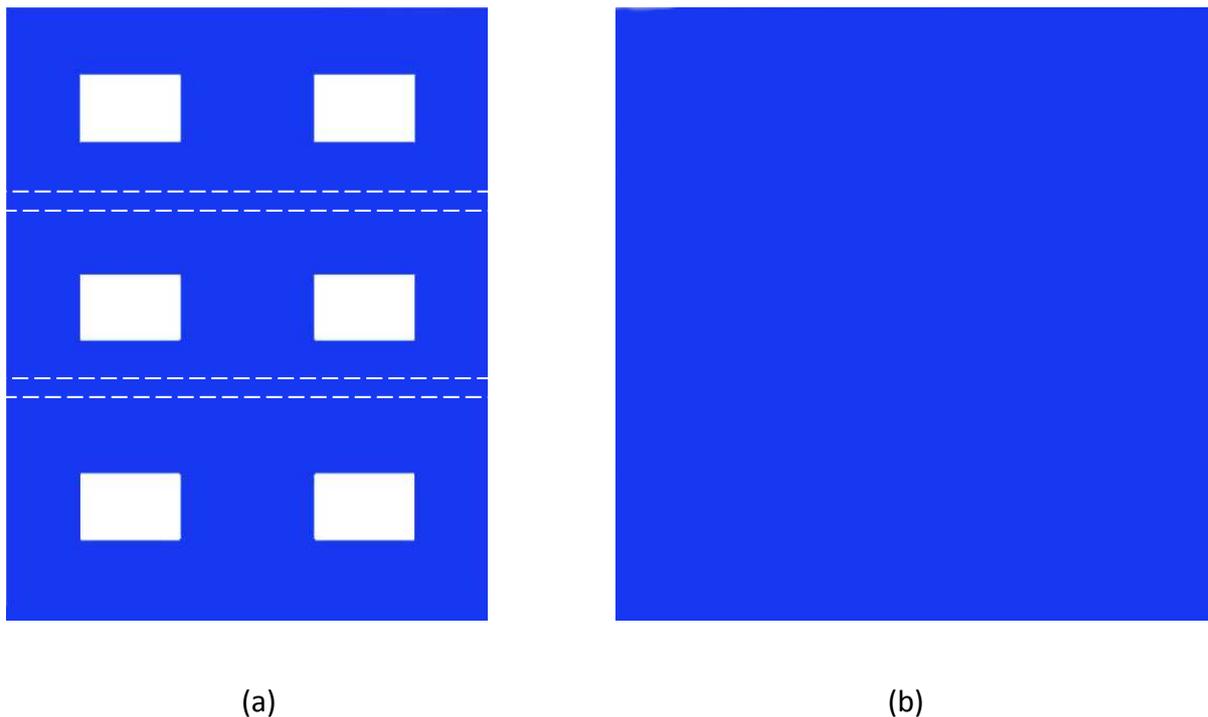


Figure 2.4. Bâtiment test : (a) Façades sud et nord (b) Façades ouest et est

Sur la figure 2.4a, la façade a une largeur de 7 m et une hauteur de 9 m avec les particularités suivantes :

- les espacements horizontal et vertical entre deux ouvertures sont de 2 m ;
- les ouvertures ont une largeur de 1,5 m et une hauteur de 1 m ;
- tous les autres espacements entre l'extérieur de la façade et les ouvertures sont de 1 m.

Sur la figure 2.4b, la façade a une largeur de 9 m et une hauteur de 9 m.

2.2.1 Modèle discret 1D

Le modèle discret à 1 dimension est aussi appelé modèle « brochette de cisaillement » [MICH_07]. Dans le principe de la discrétisation d'une structure, cette dernière est représentée par des masses reliées entre elles par des tiges sans masse à comportement élastique (figure 2.5). Chaque masse représente un plancher et un demi-étage supérieur et inférieur alors que chaque tige modélise la rigidité des murs et des contreventements (structures porteuses). Un étage correspond à un degré de liberté du modèle.

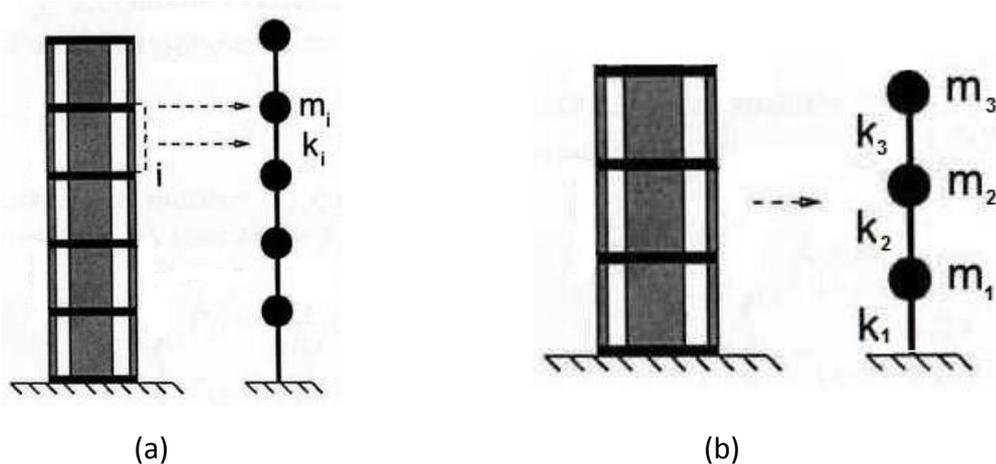


Figure 2.5. (a) Principe de la discrétisation d'une structure en masses concentrées (m_i) et tiges sans masse de rigidité (k_i) : modèle brochette de cisaillement [DUNA_05]
 (b) Modèle brochette de cisaillement appliqué sur le bâtiment test

Dans le cas particulier où les masses m et les raideurs k sont similaires pour chacun des N étages, Hans [HANS_02] propose une expression analytique pour le calcul des fréquences propres f_i donnée par la relation 2.18 :

$$\text{Pour tout } i \in [1, N] \quad f_i = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{2i-1}{2N+1}\right) \quad (2.18)$$

La raideur k d'un bâtiment peut être déterminée soit par cisaillement d'un étage courant à partir du modèle éléments finis, soit par une formule analytique donnée dans les travaux de Michel et al. [MICH_07_3], qui lie la raideur k aux déformées modales de la structure. Cette seconde solution n'a pas été retenue car, dans le cas de l'instrumentation de la Tour de l'Ophite, nous ne disposons pas des déformées modales de tous les étages (figure 2.2) ; une interpolation entre étages serait possible mais poserait des problèmes de précision.

Nous avons donc cisailé un étage courant du modèle éléments finis de la figure 2.6, selon les directions x et y , compte-tenu des disparités géométriques : une façade pleine et une façade avec deux ouvertures.

Dans le cas du bâtiment test (figure 2.5b), les données obtenues sont les suivantes :

- la rigidité selon la direction :
 - $k_x = 10^9$ N/m
 - $k_y = 5.10^9$ N/m
- la masse : $m = m_1 = m_2 = m_3 = 23\ 625$ kg.

D'après la formule analytique, nous obtenons ainsi les résultats ci-dessous :

Mode	Fréquence
1	14.6 Hz
2	32.6 Hz

Tableau 2.1. Les deux premières fréquences propres du bâtiment test par le modèle discret 1D

2.2.2 Modèle éléments finis 3D

Le modèle éléments finis à 3 dimensions (figure 2.6) reproduit à l'identique le bâtiment test défini sur les figures 2.4a et 2.4b. Il a été réalisé avec le logiciel Abaqus, très utilisé dans le domaine de la modélisation numérique. Il s'agit d'un modèle composé d'éléments de plaques, qui prend en compte les planchers, les murs voiles et les ouvertures.

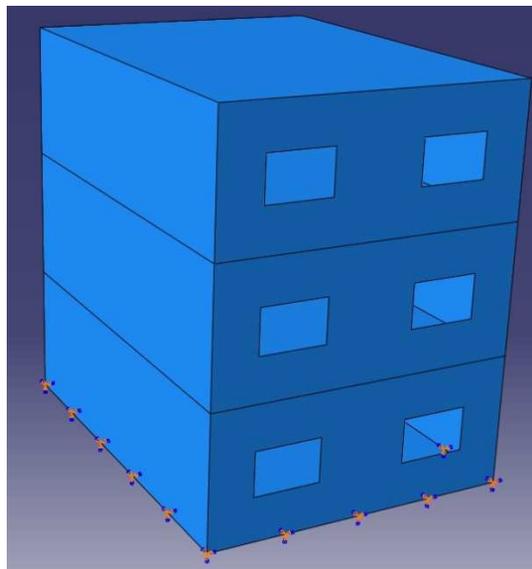


Figure 2.6. Modèle éléments finis 3D du bâtiment test avec encastrement de la base

Afin de déterminer les paramètres modaux de ce bâtiment, et en particulier les fréquences propres, il faut lancer une analyse modale en utilisant l'étape de calcul « Frequency ». Nous obtenons ainsi les résultats ci-après :

Mode	Fréquence	Déformée modale
1	18.9 Hz	Flexion Y
2	28.3 Hz	Flexion X

Tableau 2.2. Les deux premières fréquences propres du bâtiment test par le modèle éléments finis

Les allures des déformées modales des modes 1 et 2 du bâtiment test sont les suivantes :

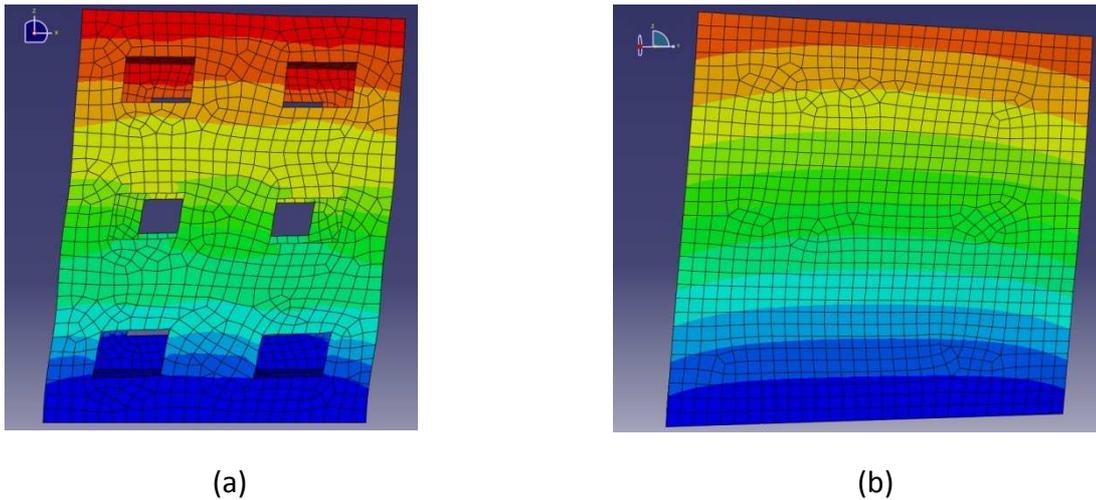


Figure 2.7. (a) Mode de flexion suivant l'axe Y (b) Mode de flexion suivant l'axe X

2.2.3 Modèle discret 3D

Le modèle discret à 3 dimensions (figure 2.8), comme le modèle éléments finis, reproduit de manière exacte la géométrie du bâtiment test (murs, planchers et ouvertures). Cependant, le concept est différent : le modèle discret 3D est basé sur l'identification d'un modèle équivalent par macro-éléments ou « *Equivalent Frame by Macro Elements* ». Cette méthode a été implémentée dans le logiciel TreMuri, développé en 1998 par Galasco, Lagomarsino, Penna et Cattari [GALA_02], à Torino (Italie) ; elle sera présentée plus en détail dans le chapitre 5.

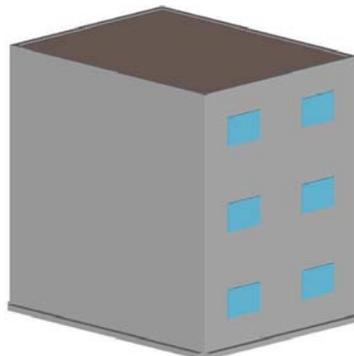


Figure 2.8. Modèle discret 3D du bâtiment test

Après avoir lancé l'analyse modale, nous obtenons les résultats suivants :

Mode	Fréquence	Déformée modale
1	15.5 Hz	Flexion Y
2	33.3 Hz	Flexion X

Tableau 2.3. Les deux premières fréquences propres du bâtiment test par le modèle discret 3D

Les allures des déformées modales des modes 1 et 2 du bâtiment test sont les suivantes :

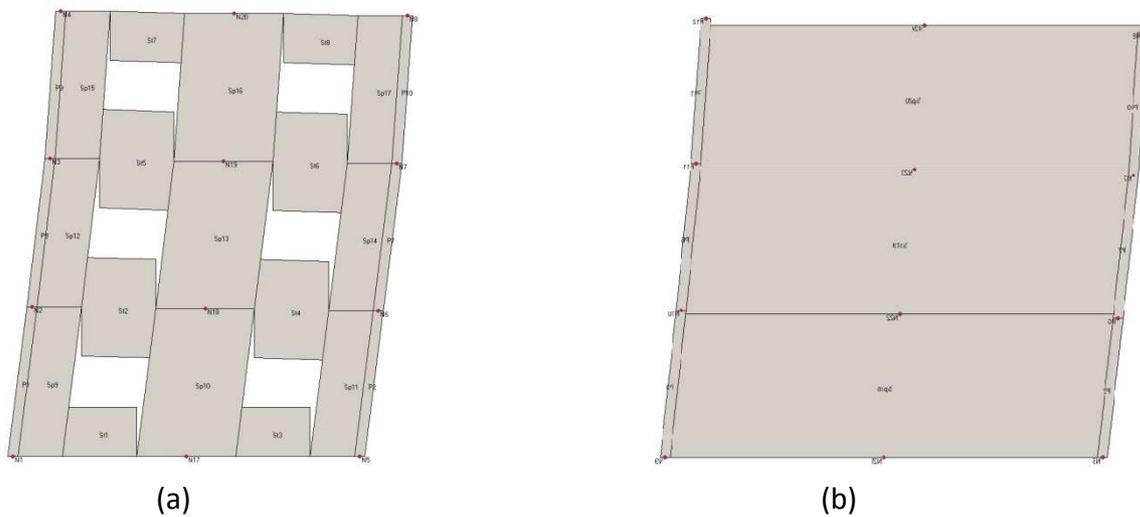


Figure 2.9. (a) Mode de flexion suivant l'axe Y (b) Mode de flexion suivant l'axe X

2.2.4 Choix d'un modèle

Les résultats issus des différents outils de modélisation sont synthétisés dans ce tableau :

	Eléments Finis	3D discret	1D discret
Fréquence 1	18.9 Hz	17.5 Hz	14.6 Hz
Fréquence 2	28.3 Hz	33.3 Hz	32.6 Hz

Tableau 2.4. Les deux premières fréquences propres du bâtiment test selon le type de modèle

Le modèle discret 1D est très rapide d'utilisation mais la précision n'est pas au rendez-vous sur un cas relativement simple. De plus, ce type de modèle ne permet pas de détecter les modes de torsion, ce qui dans notre application à la Tour de l'Ophite, n'est pas envisageable.

Le modèle discret 3D présente des résultats plus convenables. Cependant, ce modèle a été développé principalement pour des structures en maçonnerie, ce qui le rend peu flexible et très ciblé sur ce matériau : il y a une multitude de paramètres d'entrée à saisir, d'où la difficulté de l'adapter à d'autres matériaux, comme le béton armé par exemple.

Pour la suite de nos travaux, nous avons donc choisi le modèle Eléments Finis. Il nous permettra de modéliser avec précision tous types de structures mais surtout tous types de matériaux, ce qui est primordial dans notre cas où nous avons besoin de généralité.

2.3 Application à la Tour de l'Ophite à Lourdes

2.3.1 Méthodologie expérimentale d'évaluation des modes propres

2.3.1.1 Application de la méthode SSI-BR

Dans cette partie, nous allons appliquer la méthode stochastique par sous-espaces avec réalisation équilibrée à la Tour de l'Ophite, afin d'en déterminer les modes propres. Pour cela, nous avons utilisé le logiciel *LMS Test.Lab* et en particulier le module *Modal Analysis Lite*.

La démarche d'analyse suit quatre étapes :

- analyse des événements sismiques enregistrés par les capteurs de la Tour de l'Ophite ;
- calcul des densités spectrales de puissance croisée ;
- établissement du diagramme de stabilisation des pôles ;
- calcul des déformées modales par la méthode LSFD.

A partir de l'instrumentation réalisée sur la Tour de l'Ophite, nous disposons de 24 voies de mesure qui enregistrent en permanence les événements sismiques (ou accélérogrammes) sur ce bâtiment. Les données temporelles considérées ici, à titre d'exemple, sont extraites d'un événement sismique qui a eu lieu le mercredi 03 décembre 2008, de magnitude Richter 2,5. L'épicentre était situé à 30 km autour de la ville de Lourdes : la localisation exacte est $43,04^\circ$ (Latitude) et $-0,48^\circ$ (Longitude).

Sur la figure 2.10, nous retrouvons l'enregistrement de cet événement durant une période de 5 s (pour des questions de visibilité), par les capteurs numérotés 01, 05 et 12, dont la direction de mesure est spécifiée sur le schéma d'instrumentation (figure 2.2a). Chaque accélérogramme a une durée de 15 minutes. Il faut savoir que, pour la suite de l'étude, seule la partie qui se trouve hors du « mouvement fort » est considérée.

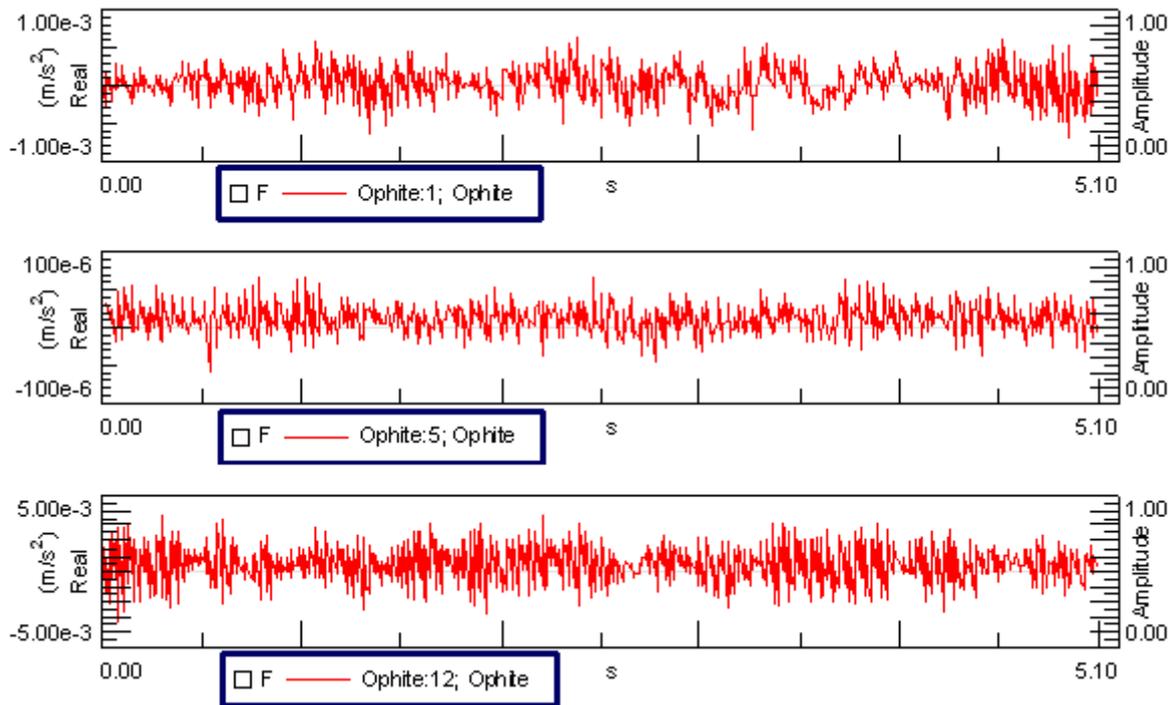


Figure 2.10. Enregistrements issus des capteurs 01, 05 et 12 de la Tour de l’Ophite lors de l’évènement du 03 décembre 2008

A partir des signaux temporels précédents, les densités spectrales de puissance croisée (DSP), entre tous les enregistrements simultanés, sont calculées dans le but d’obtenir le signal dans le domaine fréquentiel (figure 2.11).

La densité spectrale de puissance croisée entre deux signaux x_1 et x_2 est calculée à l’aide de la transformée de Fourier de la fonction de corrélation croisée, d’après le théorème de Wiener-Khintchine [WIEN_34] :

$$S_{x_1, x_2}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} \Gamma_{x_1, x_2}(\tau) e^{-2\pi i f \tau} d\tau \quad (2.19)$$

où $\Gamma_{x_1, x_2}(\tau)$ désigne la fonction de corrélation croisée des signaux x_1 et x_2 .

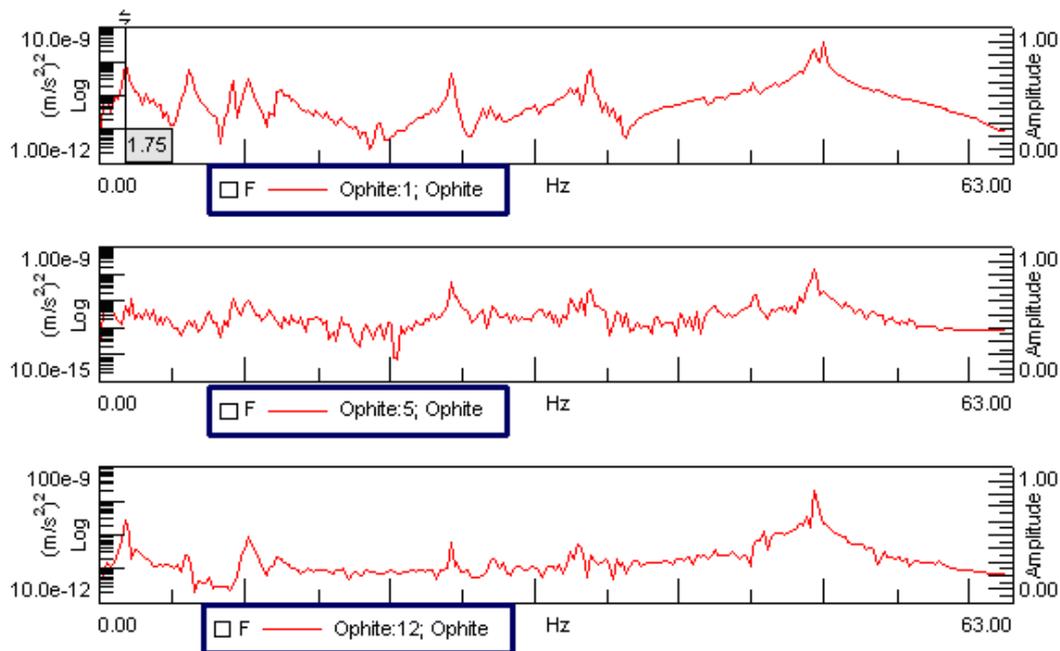


Figure 2.11. Densités spectrales de puissance croisée des capteurs 01, 05 et 12 ; la voie 01 est choisie comme référence

A partir des signaux fréquentiels ci-dessus, il serait possible de déceler les fréquences propres de la structure. Cependant, les modes propres étant très proches, cette analyse serait tout à fait approximative et hasardeuse. On utilise plutôt le diagramme de stabilisation des pôles (figure 2.12), qui assure une détermination efficace et plus sûre des modes propres d'une structure. Le signal fréquentiel de chaque voie permet donc d'établir le diagramme de stabilisation des pôles [HANS_02]. Les fonctions d'indicateur de mode (MIF) sont utilisées pour donner plus d'informations et de précision, notamment lorsque les modes sont très rapprochés.

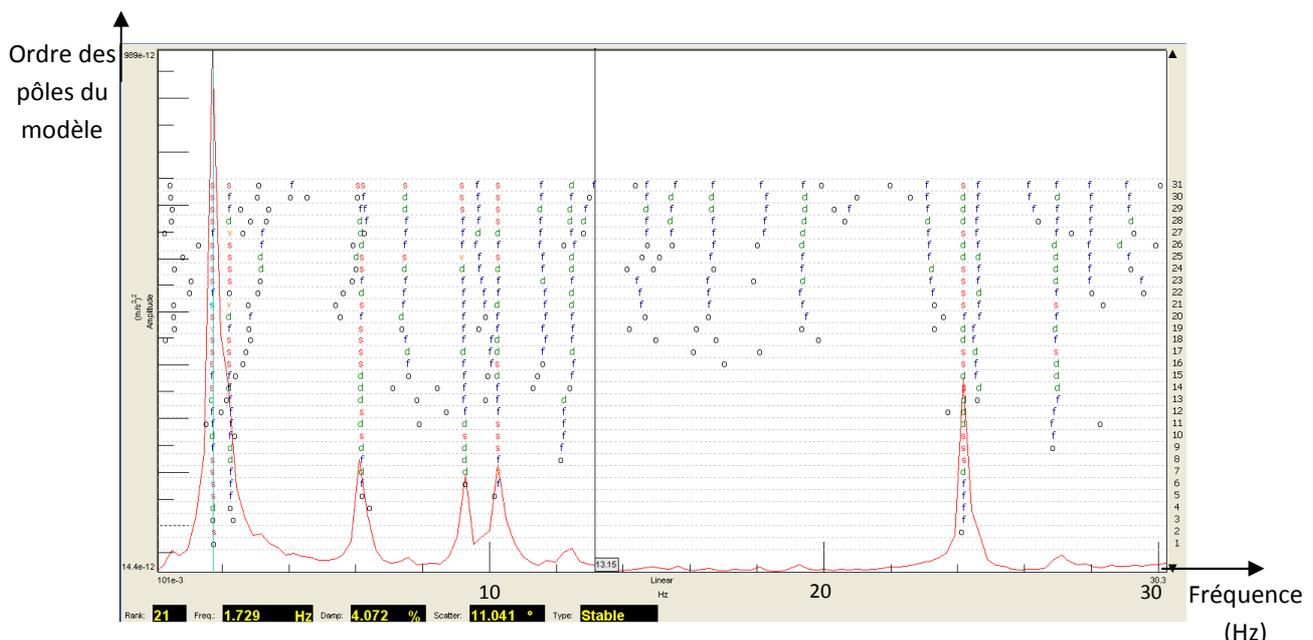


Figure 2.12. Diagramme de stabilisation des pôles de la Tour de l'Ophite (SSI-BR)

Un système linéaire est stable lorsque tous ses pôles sont stables. Sur le diagramme de stabilisation (figure 2.12), on observe la stabilité des pôles à l'aide de différents paramètres définis ci-dessous :

- f : fréquence (frequency) ;
- d : amortissement (damping) ;
- o : nouveau pôle (new pole) ;
- s : dispersion (scatter).

Le tableau 2.5 représente les deux premiers paramètres modaux obtenus avec une incertitude de 1% sur les fréquences et de 5% sur l'amortissement. Ces paramètres sont indépendants de l'excitation de la structure et constituent réellement l'identité vibratoire de la Tour de l'Ophite.

Mode	Fréquence	Amortissement (%)
1	1.73 Hz	0.59
2	2.28 Hz	0.60

Tableau 2.5. Les deux premiers paramètres modaux de la Tour de l'Ophite par la méthode SSI-BR

Les déformées modales, calculées par la technique LSFD déjà décrite, et associées aux deux premiers modes propres (tableau 2.5), sont représentées ci-dessous :

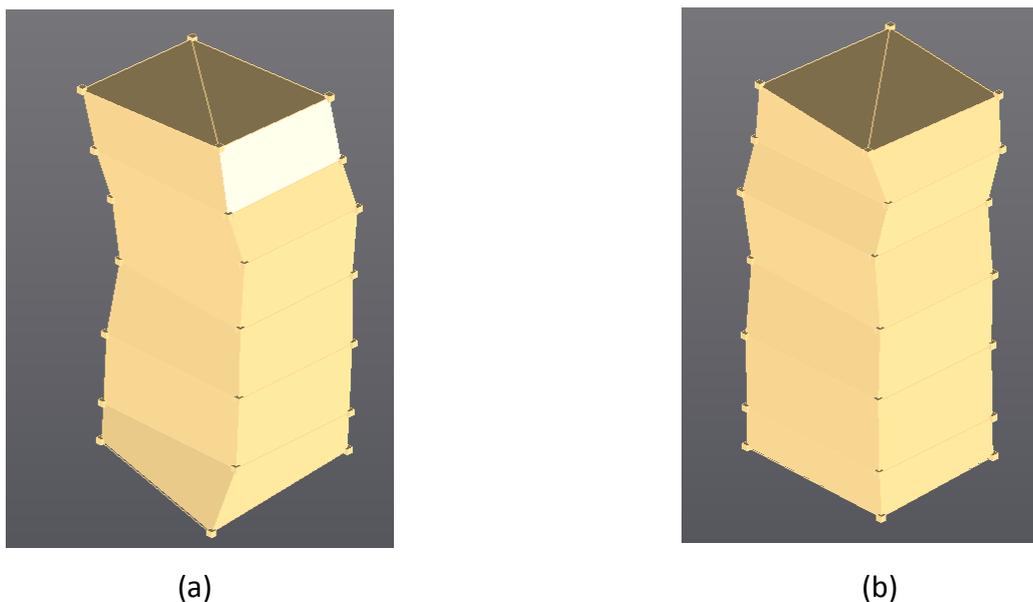


Figure 2.13. Déformées modales des deux premiers modes propres de la Tour de l'Ophite, obtenues par la méthode LSFD : (a) mode 1 ; (b) mode 2

2.3.1.2 Application de la méthode SSI-COV

Dans cette partie, nous allons appliquer la méthode stochastique par sous-espaces à l'aide des matrices de covariance à la Tour de l'Ophite, afin d'en déterminer les modes propres. Pour cela, nous avons développé une application sous l'utilitaire *Scilab*.

Les étapes de la méthode SSI-COV sont illustrées de la manière suivante :

- analyse des évènements sismiques enregistrés par les capteurs de la Tour de l'Ophite ;
- calcul des densités spectrales de puissance croisée ;
- diagramme de stabilisation des pôles et fréquences propres de la structure.

Comme pour la méthode SSI-BR, les données sont extraites de l'instrumentation de la Tour de l'Ophite. Nous avons travaillé avec le même évènement sismique dont la représentation graphique de 3 capteurs est faite en figure 2.10. Nous avons choisi également de travailler avec 2500 échantillons temporels, soit une période de 20s. De plus, 16 voies d'enregistrement ont été prises en compte (sur les 24 disponibles) pour mener ce travail.

A partir des signaux temporels (y_i), les densités spectrales de puissance croisée (DSP), entre les 16 enregistrements simultanés, sont calculées, ce qui permet ensuite d'évaluer les corrélations entre deux voies : dans notre exemple, nous considérons les voies 1 et 2 (figure 2.14).

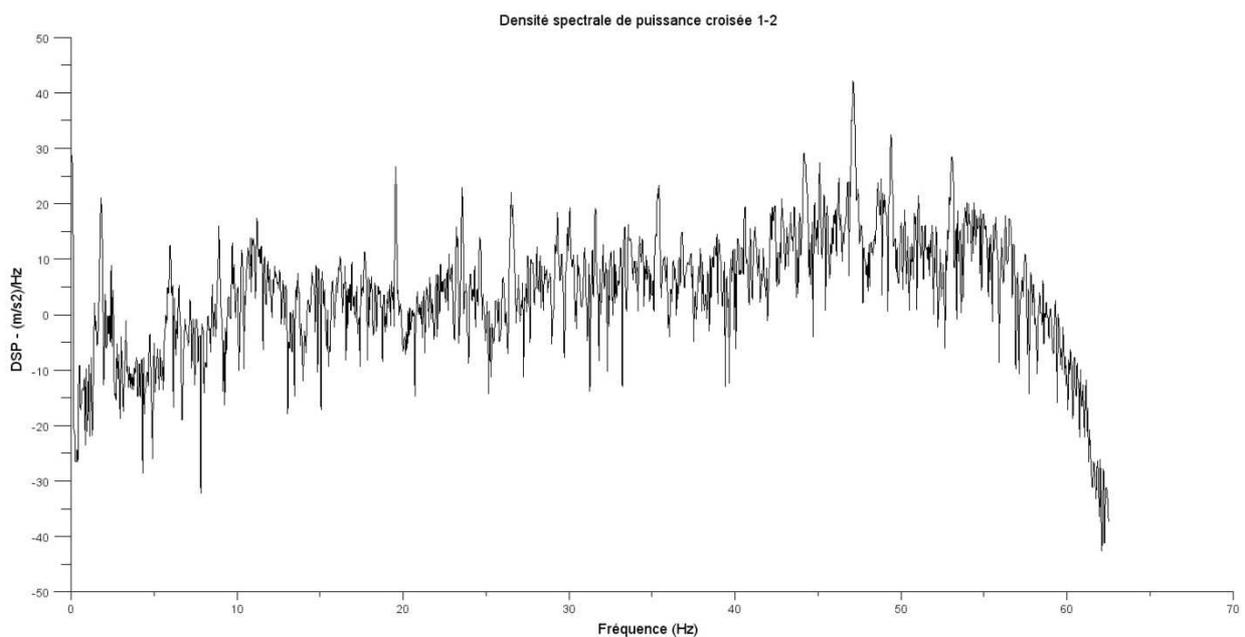


Figure 2.14. Densité spectrale de puissance croisée entre la voie 1 et la voie 2 (référence)

On obtient ensuite le diagramme de stabilisation des pôles et fréquences propres de la structure.

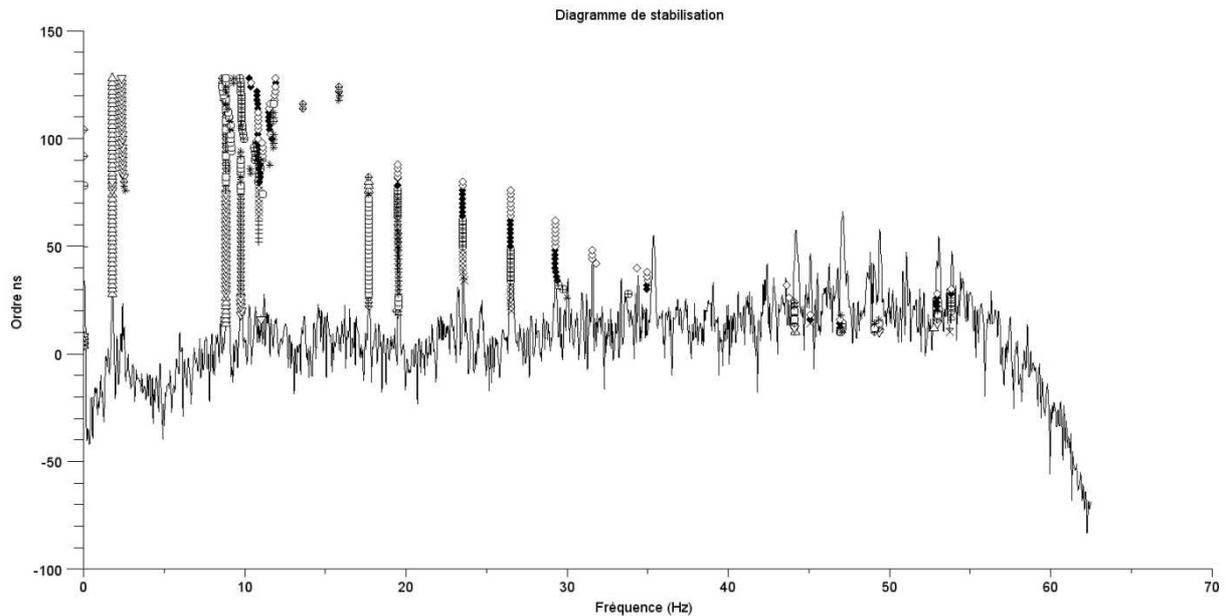


Figure 2.15. Diagramme de stabilisation des pôles de la Tour de l'Ophite (SSI-COV)

L'utilitaire, développé sous Scilab, affiche directement les deux premières fréquences propres de la Tour de l'Ophite, à savoir 1,74 Hz et 2,26 Hz.

2.3.1.3 Comparaison des résultats

Tout d'abord, la détermination des deux premières fréquences propres de la Tour de l'Ophite a mis en évidence des résultats similaires pour les deux méthodes étudiées (tableau 2.6).

	Méthode SSI-BR	Méthode SSI-COV
Fréquence 1	1.73 Hz	1.74 Hz
Fréquence 2	2.28 Hz	2.26 Hz

Tableau 2.6. Les deux premières fréquences propres de la Tour de l'Ophite selon la méthode

De manière plus générale, la méthode SSI-BR est plus performante et surtout plus complète dans la mesure où elle comprend non seulement le calcul des fréquences propres mais aussi celui des amortissements modaux et des déformées modales avec la même précision. De plus, elle est intégrée dans le logiciel LMS Test.Lab, qui est une référence dans le traitement de signaux.

La méthode SSI-COV a montré des défaillances dans le calcul des amortissements modaux et surtout ne permet pas à ce jour d'évaluer les déformées modales. Cette méthode est donc un bon outil, simple et rapide, pour déterminer les fréquences propres d'une structure. Pour des analyses modales plus complètes, la méthode SSI-BR est plus appropriée.

2.3.2 Etude de l'influence des paramètres numériques sur l'analyse modale

2.3.2.1 La plateforme Pilote

Afin d'évaluer l'influence des paramètres issus du modèle numérique de la Tour de l'Ophite sur l'analyse modale de cette structure, nous avons utilisé l'application Pilote [PILO]. Pilote est une plateforme générique de conception mécanique aidée de l'ordinateur, développée au sein du laboratoire, qui comprend :

- un système d'exploitation (Linux) ;
- un modeleur et un mailleur (Abaqus/CAE) ;
- un code de calcul (Abaqus) ;
- un langage de pilotage (Python) ;
- un éditeur de texte (Kate).

L'application Pilote permet d'accomplir plusieurs types de tâches : la modélisation pour la construction de modèles (Abaqus), une analyse de sensibilité, des études paramétriques, de l'identification de modèles ainsi que de la fiabilité.

Dans le cadre de ce travail, seules les parties modélisation, sensibilité et paramétrage sont utilisées. Le modèle numérique de la Tour de l'Ophite (figure 2.16) a été construit avec le logiciel Abaqus. Il s'agit d'un modèle éléments finis 3D, composé d'éléments de plaques, qui prend en compte la structure dans les moindres détails : les planchers, les murs voiles, les ouvertures et balcons.

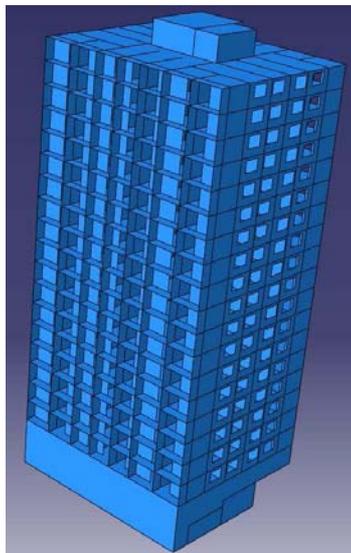


Figure 2.16. Modèle éléments finis de la Tour de l'Ophite à Lourdes

2.3.2.2 Etude de sensibilité

Une étude de sensibilité permet de détecter les paramètres les plus significatifs pour l'analyse de la réponse vibratoire.

Notre étude porte sur quatre paramètres, issus du modèle numérique (figure 2.16) :

- E_{beton} , le module de Young du béton armé ;
- ν_{beton} , le coefficient de Poisson du béton armé ;
- k_1 , le ressort représentant le sol dans le sens X ;
- k_2 , le ressort représentant le sol dans les sens Y et Z.

Pour chacun des paramètres d'entrée, on impose une valeur initiale, la variation autour de cette valeur (%) ; le tableau suivant regroupe toutes ces informations :

Nom du paramètre	Valeur initiale	Variation (%)	Nature
E_{beton}	29 000 MPa	15	module_beton
ν_{beton}	0.18	20	coeff_poisson
k_1	$6,5 \cdot 10^{10}$ N/m	50	ressort_1
k_2	$6,5 \cdot 10^7$ N/m	50	ressort_2

Tableau 2.7. Définition des paramètres d'entrée de l'étude de sensibilité

Pour déterminer la valeur initiale et la variation des paramètres E_{beton} et ν_{beton} , nous avons utilisé le modèle GLRC : il s'agit d'un modèle global de comportement des plaques en béton armé, développé dans les travaux de Kœchlin [KOEK_07]. Dans ce modèle, le béton armé est homogénéisé selon une procédure où l'utilisateur doit déterminer :

- le module de Young équivalent, noté E_{eq} ;
- le coefficient de Poisson équivalent, noté ν_{eq} .

Cette procédure d'homogénéisation requiert en particulier la connaissance des sections d'aciers minimales et maximales de l'élément en béton armé considéré. Nous avons donc défini ces sections d'aciers en se basant sur le calcul de l'Eurocode 2 [EURO_2], ce qui donne :

$$25\,014\text{ Mpa} < E_{\text{eq}} < 33\,659\text{ MPa}$$

$$0,15 < \nu_{\text{eq}} < 0,2$$

Pour déterminer la valeur initiale et la variation des ressorts k_1 et k_2 , la démarche est différente. En effet, les ressorts k_1 et k_2 traduisent la présence du sol dans le modèle numérique : ils sont, pour cela, modélisés autour du sous-sol de la Tour de l'Ophite. Leurs valeurs initiales ont été identifiées par rapport à la première fréquence propre de la structure. Ces valeurs, dont les ordres de grandeur sont 10^7 N/m et 10^{10} N/m, respectivement pour k_1 et k_2 , sont cohérentes avec le contexte géotechnique du sol sous la Tour de l'Ophite à Lourdes puisque d'après le microzonage de la ville de Lourdes [BERN_06], le sol considéré est de nature rocheuse.

Enfin, les réponses prises en compte pour cette étude de sensibilité sont les deux premières fréquences propres de la Tour de l'Ophite, respectivement $freq1$ et $freq2$. Les résultats de l'étude de sensibilité, pour chaque réponse, sont présentés dans le tableau 2.8 :

	Facteurs d'influence pour chaque réponse			
Réponse	E_{beton}	ν_{beton}	k_1	k_2
$freq1$	0.2247	0.0000	0.0002	0.2177
$freq2$	0.3125	0.0000	0.0017	0.1012

Tableau 2.8. Résultats de l'étude de sensibilité

Le tableau 2.8 montre l'influence des paramètres E_{beton} et k_2 sur les réponses $freq1$ et $freq2$. Même si le facteur d'influence du module de Young (E_{beton}) est plus élevé par rapport au facteur d'influence du ressort (k_2), il semble important d'effectuer une étude paramétrique pour affiner ce résultat.

2.3.2.3 Etude paramétrique

Une étude paramétrique est donc envisagée pour affiner l'influence des paramètres les plus significatifs, ce qui est le cas ici, entre E_{beton} et k_2 . Le tableau suivant regroupe toutes ces informations :

Nom	Nature	Valeur minimale	Valeur maximale	Nombre
E_{beton}	module_beton	25 000 MPa	33 000 MPa	10
k_2	raideur_sol_2	$3 \cdot 10^7$ N/m	$6,5 \cdot 10^7$ N/m	10

Tableau 2.9. Définition des paramètres d'entrée de l'étude paramétrique

En prenant, un nombre de valeurs égal à 10 pour les deux paramètres, l'échantillon considéré est de 100 valeurs, ce qui est représentatif. Pour chacun des paramètres d'entrée et des réponses, la moyenne m et l'écart-type σ sont donnés dans le tableau suivant :

	E_{beton}	k_2	$freq1$	$freq2$
Moyenne m	29000 MPa	4,75E+07 N/m	1,85 Hz	2,24 Hz
Ecart-type σ	2566 MPa	1,12E+07 N/m	0,08 Hz	0,09 Hz

Tableau 2.10. Moyenne et écart-type des paramètres d'entrée et des réponses associées

2.3.3 Prédiction de la réponse sismique de la Tour de l'Ophite

Dans un premier temps, nous avons sollicité la Tour de l'Ophite avec un évènement sismique mineur enregistré à Lourdes afin de valider le modèle numérique présenté : en effet, grâce à l'instrumentation de la Tour de l'Ophite, nous connaissons les accélérations aux différents points de mesures (capteurs), aussi bien à la base de la structure que dans les étages et jusqu'au sommet, conformément au schéma d'instrumentation (figure 2.2a).

Ainsi, nous disposons de l'excitation sismique pour solliciter la base de notre modèle numérique et observer la réponse dynamique dans les étages. Nous pouvons donc comparer la réponse sismique issue directement du signal accélérométrique et la réponse sismique calculée par une analyse dynamique avec le logiciel Abaqus.

Enfin, une fois le modèle validé, nous sommes en mesure de prédire la réponse sismique de la Tour de l'Ophite pour un séisme plus important : nous avons choisi le séisme des Abruzzes survenu en Italie car d'après les sismologues pyrénéens, le même type de séisme pourrait se produire dans les Pyrénées, qui présentent des caractéristiques semblables (géologiques) à la région des Abruzzes en Italie. Nous pouvons citer Sébastien Chevrot, Directeur de Recherche CNRS à l'Observatoire Midi-Pyrénées : « La géologie des Pyrénées autorise un évènement comme à l'Aquila en 2009 ».

2.3.3.1 Validation du modèle numérique avec un évènement survenu à Lourdes

L'évènement sismique (16/11/2008, magnitude 2,5) considéré a été relevé à l'aide des capteurs 20, 21 et 22 positionnés à la base de la Tour de l'Ophite (figure 2.17) et était localisé à 12 km de Lourdes : 43,01° (Lat.) et 0,02° (Long.). Les accélérogrammes, d'une durée de 15s, sont représentés ci-dessous, respectivement dans les directions X, Y et Z (de haut en bas) :

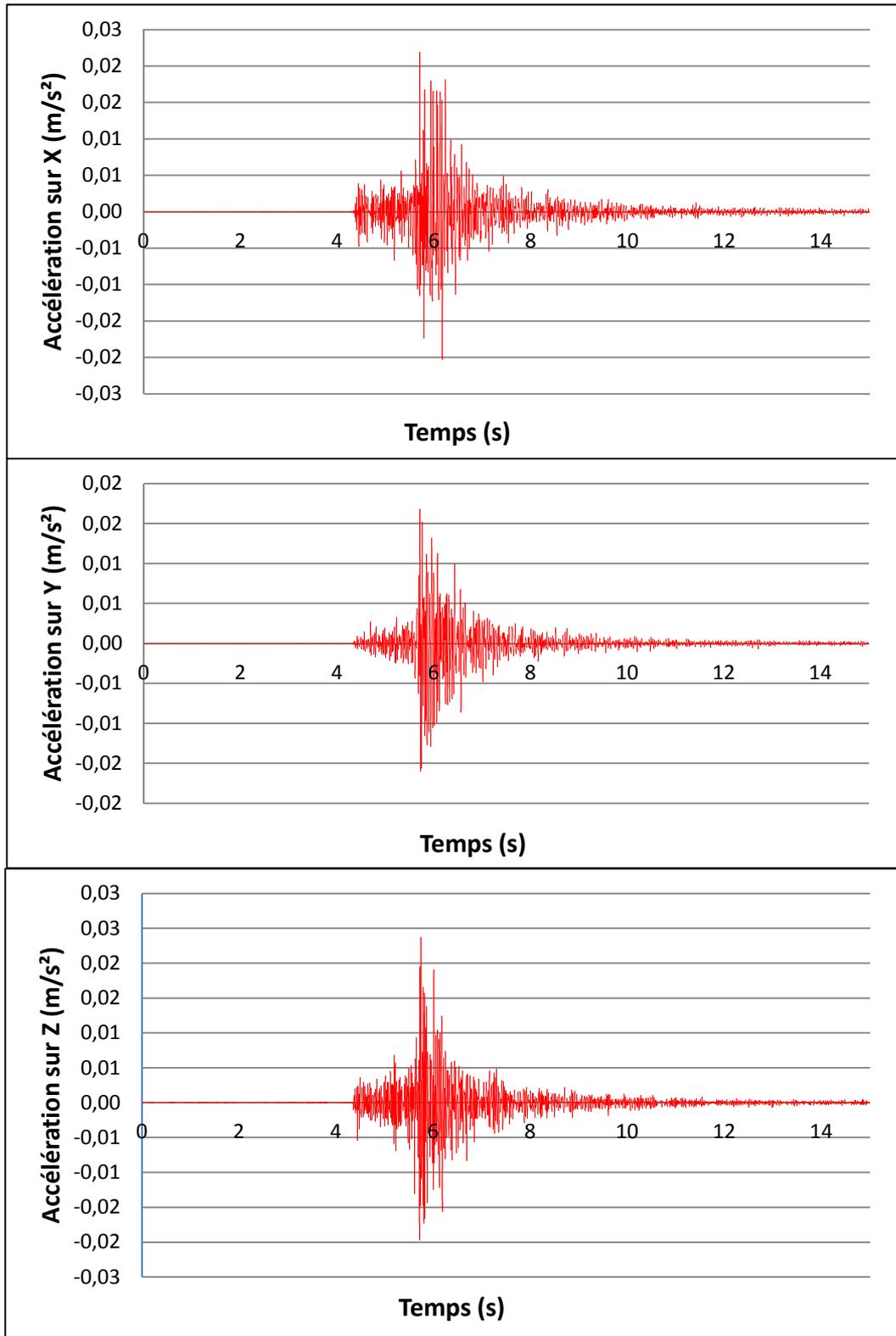


Figure 2.17. Evènement sismique enregistré à la base de la Tour de l’Ophite. De haut en bas, les accélérogrammes selon les trois directions X, Y et Z

Lors d'une analyse dynamique, des problèmes d'intégration numérique apparaissent souvent et se traduisent par une dérive de la réponse (vitesse, déplacement) [NEWM_59]. Pour remédier à ce désagrément, nous avons utilisé une « Baseline correction » qui corrige cette dérive.

Nous obtenons donc la réponse sismique de la Tour de l'Ophite par la voie numérique, que nous pouvons comparer ensuite à la réponse issue des données expérimentales enregistrées in situ. Pour une représentation plus claire, nous avons choisi de représenter la réponse temporelle sur une durée de 10 s.

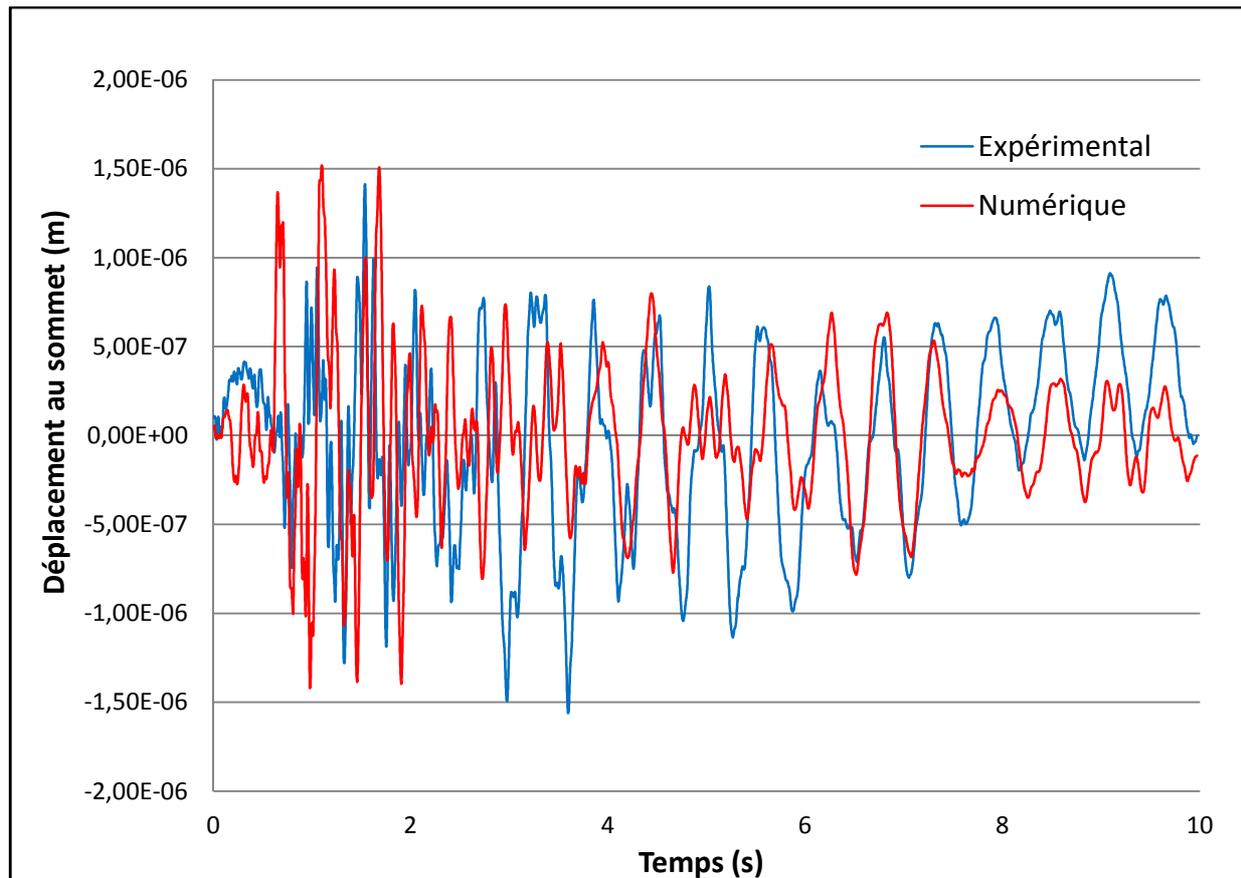


Figure 2.18. Réponse temporelle au sommet de la Tour de l'Ophite par voie numérique et par voie expérimentale

2.3.3.2 Prédiction de la réponse sismique : Application au séisme des Abruzzes

L'évènement sismique considéré s'est produit le lundi 06 avril 2009 à l'Aquila en Italie avec une magnitude 6,3 et provient de la station N°88001 dont les coordonnées GPS sont 42,377° (Lat.) et 13,344° (Long.) : il s'agit d'un site rocheux. Les accélérogrammes, d'une durée de 120 s, sont les suivants :

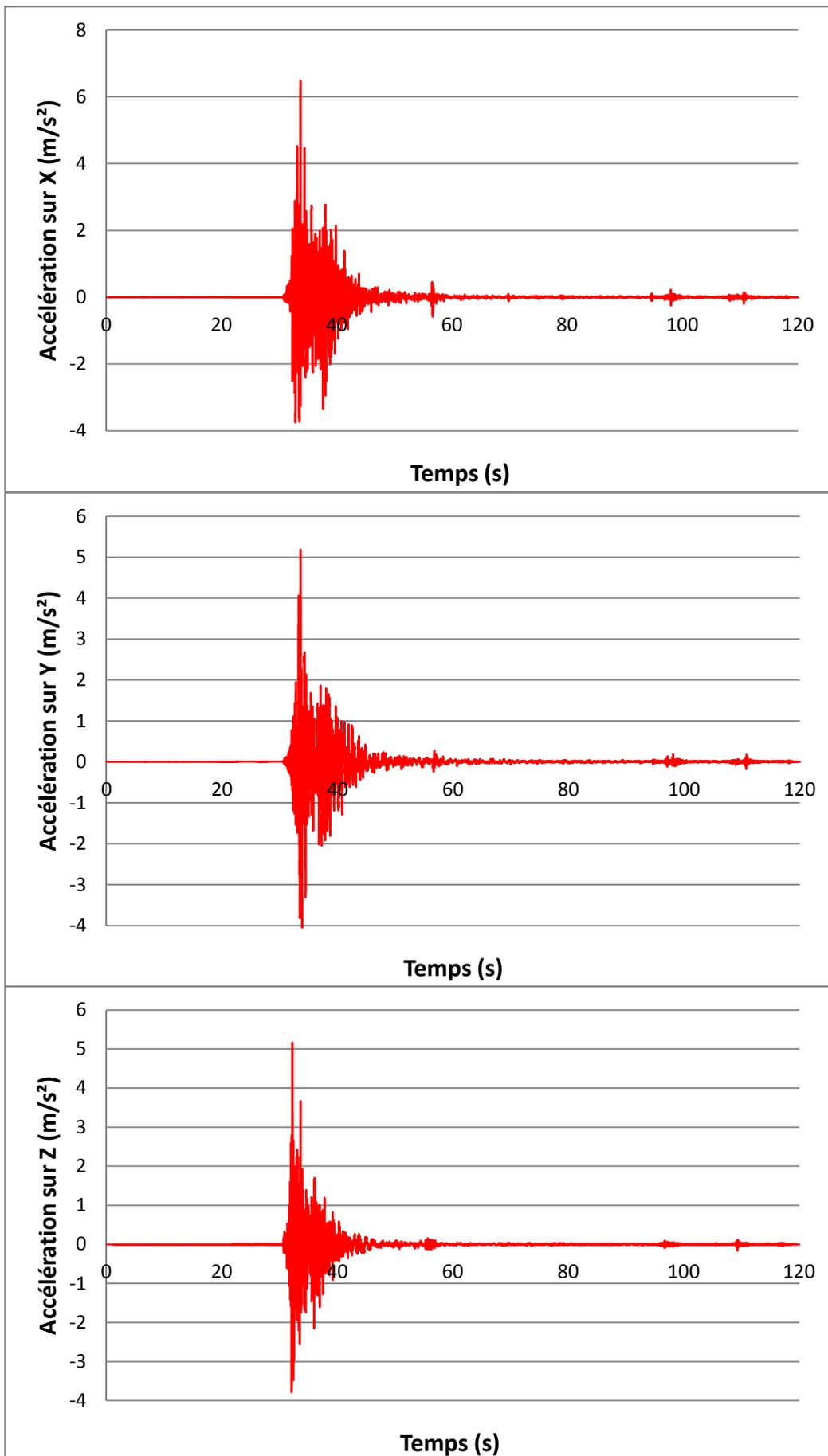


Figure 2.19. Séisme des Abruzzes du 06 avril 2009. De haut en bas, les accélérogrammes selon les trois directions X, Y et Z

En utilisant le modèle numérique et l'analyse dynamique décrits au paragraphe précédent, il est possible de prédire la réponse sismique de la Tour de l'Ophite, au sommet de la structure, comme suit :

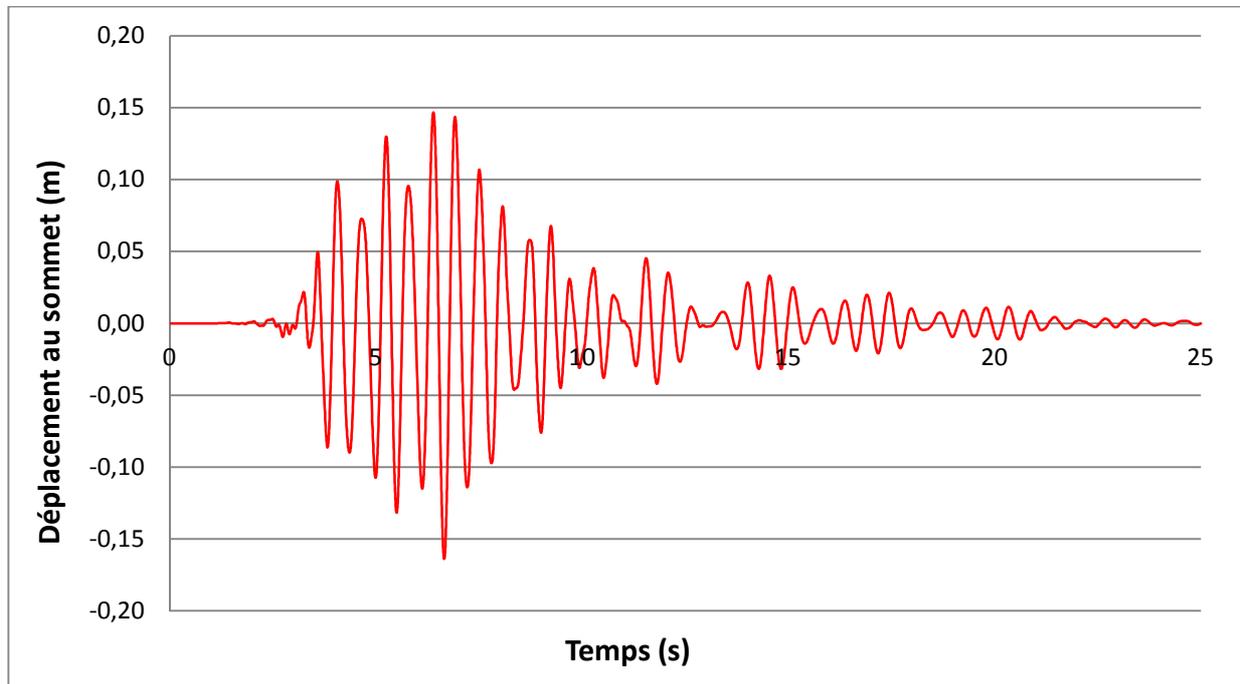


Figure 2.20. Prédiction de la réponse temporelle au sommet de la Tour de l'Ophite, sollicitée par le séisme des Abruzzes, par voie numérique

La prédiction de la figure 2.20 indique que le déplacement maximal au sommet de la Tour de l'Ophite vaudrait 15 cm si la structure était soumise au séisme des Abruzzes. Le niveau des contraintes, non représenté ici, montre que la structure aurait un comportement matériau non-linéaire.

Bibliographie du chapitre 2

[ANDE_97] P. Andersen. *Identification of Civil Engineering Structures using Vector ARMA Models*. Ph.D.-Thesis, Aalborg University, Denmark, 1997.

[BERN_06] S. Bernardie, G. Delpont, P. Dominique, S. Le Roy, C. Negulescu, A. Roullé. *Microzonage sismique de Lourdes*. BRGM/RP-53846-FR, 234 p., 86 fig., 35 tabl., 12 pl. hors texte, 1 volume annexes, 2006.

[BRIN_01] R. Brincker, L. Zhang and P. Andersen. *Modal identification of output-only systems using Frequency Domain Decomposition*. *Smart Materials and Structures*, 10 :441–445, 2001.

[BRIN_06] R. Brincker, P. Andersen. *Understanding Stochastic Subspace Identification*. Proceedings of the 24th International Modal Analysis Conference (IMAC), St. Louis, Missouri, 2006.

[DATTA_04] B.N. Datta. *Numerical Methods for Linear Control Systems: Design and Analysis*. London, Elsevier, 2004.

[DTU_95] DTU. *Règles PS92. Règles de construction parasismique*. 1995.

[DUNA_05] F. Dunand. *Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique*. Université Joseph Fourier, Grenoble, France, 2005.

[EURO_2] NF EN 1992. *Eurocode 2 – Calcul des structures en béton*. Octobre 2005.

[GALA_02] A. Galasco, S. Lagomarsino, A. Penna. *TREMURI Program: Seismic Analyser of 3D Masonry Buildings*. University of Genoa, 2002.

[GUEG_08] P. Gueguen, M. Langlais, S. Hatton, F. Grimaud. *Instrumentation du bâtiment Ophite*. Lourdes, France, 2008.

[HANS_02] S. Hans. *Auscultation dynamique de bâtiments et modélisation par homogénéisation - Contribution à l'analyse de la vulnérabilité sismique*. Thèse de Doctorat, INSA Lyon, 2002.

[HEYL_94] W. Heylen, S. Lammens, P. Sas. *Modal Analysis Theory and Testing*. KUL, Leuven, Belgium, 1994.

[HOEN_06] C. Hoen. *Subspace Identification of Modal Coordinates Time Series*. Proceedings of the 24th International Modal Analysis Conference, IMAC, St Louis, Missouri, 2006.

[INMA_06] D.J. Inman. *Vibration with Control*. John Wiley & Sons, UK, 2006.

[IWAN_07] J. Iwaniec, T. Uhl. *Methods for Modal Model Quality Improvement Parameter Estimation Process (part II)*. Journal of Vibration and Control, 13:1703-1721, 2007.

[JAME_95] G.H. James, T.G. Carne, J.P. Lauffer. *The Natural Excitation Technique (NExT) for Modal Parameter Extraction from Operating Structures*. SEM International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis, Vol. 10, No. 4, October 1995.

[KOEK_07] P. Kœchlin. *Modèle de comportement membrane-flexion et critère de perforation pour l'analyse de structures minces en béton armé sous choc mou*. Thèse de Doctorat, Université Pierre et Marie Curie - Paris VI, 2007.

[LMS] LMS Test.Lab Solutions Guide.

[MICH_07] C. Michel. *Vulnérabilité Sismique, de l'échelle du bâtiment à celle de la ville - Apport des techniques expérimentales in situ – Application à Grenoble*. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, France, 2007.

[MICH_07_3] C. Michel, P. Guéguen, P.-Y. Bard. *Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 28, num. 8, p. 593-604, 2008.

[NEWM_59] N.M. Newmark. *A Method of Computation for Structural Dynamics*. ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 85 No. EM3, 1959.

[PEET_01] B. Peeters, G. De Roeck. *Stochastic System Identification for operational Modal analysis: a review*. Journal of Dynamics systems, Measurement and control, vol. 123, 659-657, 2001.

[PILO] Pilote. *Manuel d'utilisation du logiciel Pilote*. Laboratoire LGP-ENIT, Tarbes.

[RAP_09] RAP. *Note d'information N°9*. Janvier 2009.

[SHEN_03] F. Shen, M. Zheng, D. Feng Shi, F. Xu. *Using the cross-correlation technique to extract modal parameters on response-only data*. Journal of Sound and Vibration, pp. 1163–1179, 2003.

[SMAI_99] M. Smail, M. Thomas, A.A. Lakis. *Assessment of optimal ARMA model orders for modal analysis*. Mechanical Systems and Signal Processing, Volume 13, Issue 5, September 1999.

[WIEN_34] N. Wiener, A. Khinchin. *Wiener-Khinchin theorem*. 1934.

[ZANG_05] L. Zhang, R. Brincker, P. Andersen. *An Overview of Operational Modal Analysis: Major Development and Issues*. Proceedings of the 1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC), Copenhagen, Denmark, 2005.

[ZHI_01] Zhi-Fang Fu, Jimin He. *Modal Analysis*. Editeur Butterworth-Heinemann, 2001.

Chapitre 3

Comportement mécanique non-linéaire du
matériau maçonnerie

Table des notations

Par ordre alphabétique :

a_0	constante dépendant du rapport r_1
A_i	surface chargée
A_n	surface de l'échantillon
[C]	matrice de souplesse
E_{Mx}	module de Young de la maçonnerie dans la direction X
E_{My}	module de Young de la maçonnerie dans la direction Y
f_{bc}	résistance à la compression d'un bloc de maçonnerie
f_{bt}	résistance à la traction d'un bloc de maçonnerie
f_c	surface de charge
f_{cx}	résistance à la compression de la maçonnerie dans la direction parallèle au lit de pose
f_{cy}	résistance à la compression de la maçonnerie dans la direction perpendiculaire au lit de pose
$F_{i,max}$	charge maximale atteinte
f_{it}	résistance à la traction de l'interface bloc/mortier
f_{mc}	résistance à la compression du mortier
f_{mt}	résistance à la traction du mortier
f_{tx}	résistance à la traction de la maçonnerie dans la direction parallèle au lit de pose
f_{ty}	résistance à la traction de la maçonnerie dans la direction perpendiculaire au lit de pose
g	longueur de jauge verticale
G_{fis}	énergie de rupture en cisaillement de l'interface bloc/mortier
G_{fit}	énergie de rupture en traction de l'interface bloc/mortier
G_M	module de cisaillement de la maçonnerie
h_s	hauteur de l'échantillon normalisé EN 1052-1

h_u	hauteur du bloc pour l'essai normalisé EN 1052-1
[I]	matrice identité
l_s	longueur de l'échantillon normalisé EN 1052-1
l_u	longueur du bloc pour l'essai normalisé EN 1052-1
p	paramètre caractérisant l'état de contraintes
P	charge appliquée
q	contrainte équivalente au sens de Von Mises
r_1	rapport des résistances en compression biaxiale et uniaxiale
r_2	rapport des déformations plastiques
S	déviateur des contraintes
t_s	épaisseur de l'échantillon normalisé EN 1052-1
ε_c^{pl}	déformation en partie plastique
ε^{el}	déformation en partie élastique réversible
ε_i	déformation moyenne correspondant à 1/3 de la charge maximale
λ_c	multiplicateur plastique
ΔH	allongement horizontal
ΔV	raccourcissement vertical
ν_M	coefficient de Poisson de la maçonnerie
γ	déformation en cisaillement
σ_c	résistance en compression uniaxiale
σ_s	contrainte de cisaillement
ρ	coefficient de rétention
τ_c	paramètre d'écrouissage
φ_0	coefficient de frottement interne

Dans le département des Hautes-Pyrénées, deux typologies de bâtiments sont très présentes : les bâtiments en béton armé et les bâtiments en maçonnerie ; ils représentent 85% du bâti pyrénéen. De plus, ce département est situé en zone de sismicité modérée : l'impact sur les structures en béton armé est donc minime et ne permet pas d'observer des comportements non-linéaires de par les nombreux renforcements présents dans ce type de structure. C'est pourquoi, notre étude porte essentiellement sur les structures en maçonnerie, plus vulnérables au risque sismique, et en particulier les structures dites « non renforcées ».

Le matériau maçonnerie est d'abord défini à travers ses constituants et les essais associés, ses propriétés et ses principes d'empilage. Ensuite, nous présentons les essais uniaxiaux et biaxiaux, pouvant être menés sur des échantillons de maçonnerie et permettant de caractériser le comportement expérimental du matériau maçonnerie (élastique et non-linéaire).

Les essais sur échantillons sont très diversifiés avec des données bibliographiques très dispersées. De plus, ces essais, coûteux et longs, sont spécifiques à une maçonnerie donnée. L'enjeu de ce chapitre est donc de proposer des essais plus économiques : pour cela, la caractérisation du comportement du matériau maçonnerie a été basée sur la modélisation des essais normalisés sur échantillons.

3.1 Les constituants de la maçonnerie

La maçonnerie est un assemblage de « blocs de maçonnerie » (béton, briques, pierres, etc.) reliés à l'aide de « mortier » (ciment, plâtre, etc.), comme l'indique la figure 3.1. Le joint vertical peut être maçonné ou non, selon le principe d'empilage adopté.

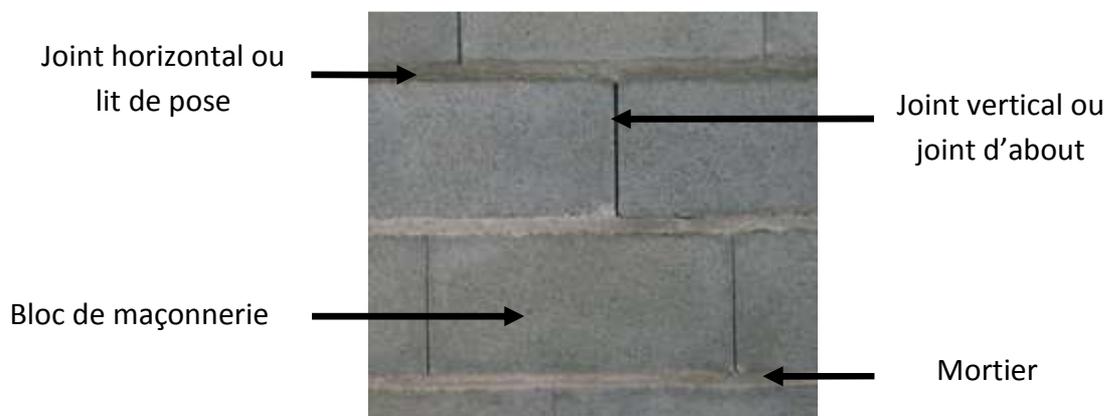


Figure 3.1. Illustration des constituants d'une maçonnerie

3.1.1 Les blocs de maçonnerie

Il existe une grande variété de blocs dans le domaine de la construction en maçonnerie ; ils peuvent être différenciés selon leur matériau constitutif (béton, brique, pierre, etc.), selon leur géométrie (bloc plein, bloc avec alvéoles) ou encore selon les traditions architecturales de chaque région du Monde.

Par exemple, en France, la norme NF EN 771 [NF_771] définit 6 types de blocs de maçonnerie (figure 3.2) :

- les blocs en terre cuite (a),
- les blocs en silico-calcaire (b),
- les blocs en béton de granulats courants (c),
- les blocs en béton cellulaire autoclavé (d),
- les blocs en pierre reconstituée (e),
- les blocs en pierre naturelle (f).

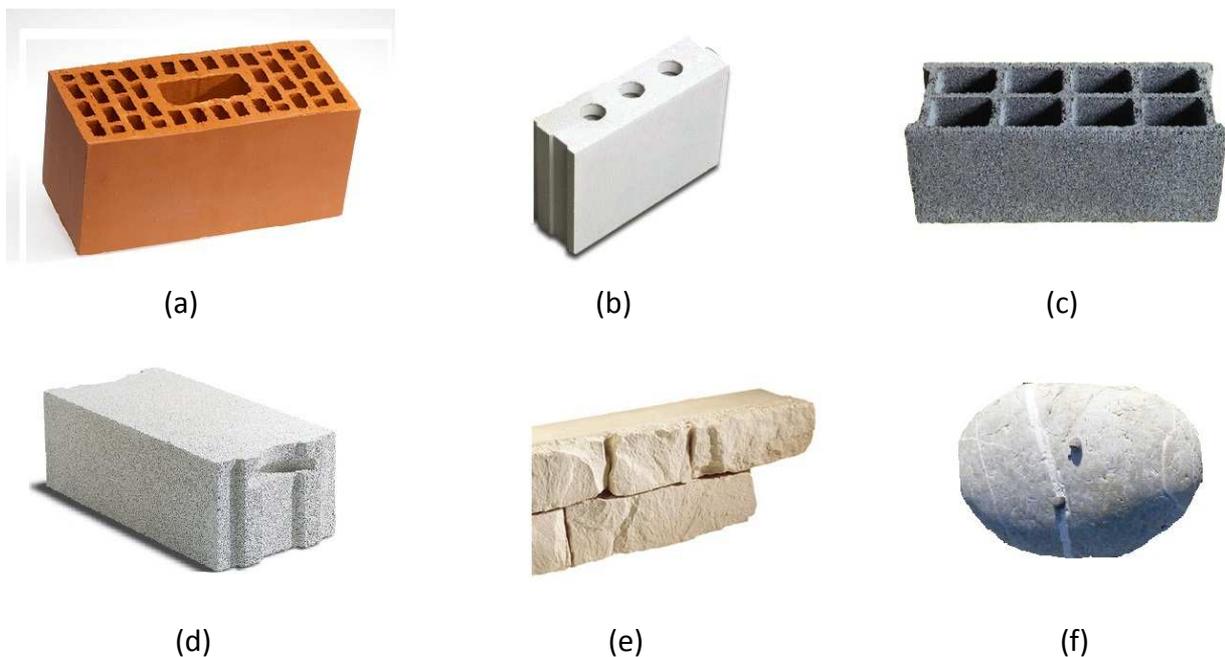


Figure 3.2. Types de blocs utilisés dans la construction en maçonnerie en France

La résistance à la compression normalisée des blocs f_{bc} résulte en général d'une série d'essais de compression dont la méthode est définie dans la norme NF EN 772-1 [NF_772]. Chaque bloc est soumis à une charge uniformément répartie entre deux plaques, augmentée de façon continue jusqu'à la rupture : la résistance individuelle d'un bloc est ainsi obtenue. La forme de chaque bloc de maçonnerie a une influence importante sur le résultat de l'essai ; l'Eurocode 6 [EURO_6] préconise ainsi de multiplier la résistance moyenne à la compression des blocs, obtenue à partir de 6 échantillons au moins, par un facteur de forme, conduisant à la détermination de la résistance normalisée f_{bc} .

Compte-tenu de la grande variabilité des blocs, peu de données expérimentales sont disponibles dans la littérature. En 1988, Schubert [SCHU_88] a réalisé une série d'essais sur des échantillons cubiques de blocs en béton et en silico-calcaire dont les dimensions sont $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$; les résultats font état d'un rapport entre la résistance à la traction f_{bt} et la résistance à la compression f_{bc} des blocs de maçonnerie variant entre 0,03 et 0,10. Lourenço [LOUR_96] estime qu'il est difficile de relier la résistance à la traction d'un bloc de maçonnerie à sa résistance en compression à cause des différences de forme, de matériaux ou encore de procédés de fabrication.

La figure 3.3 montre un exemple d'essai, réalisé au sein du Laboratoire, sur un échantillon de bloc en « parpaing plein » (longueur 20 cm, hauteur 20 cm, épaisseur 15 cm), afin de déterminer son module d'élasticité et sa résistance.



Figure 3.3. Essai de compression réalisé sur un bloc de parpaing plein

3.1.2 Le mortier

Dans la construction en maçonnerie, le mortier, obtenu par le mélange de sable, d'eau et d'un liant, est utilisé comme matériau de liaison entre les blocs de maçonnerie, afin de les solidariser et d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Un très grand nombre de types de mortier peuvent être réalisés ; depuis plusieurs siècles, le mortier de ciment, le mortier de chaux et le mortier de ciment et de chaux sont utilisés dans la construction.

La résistance à la traction (f_{mt}) et la résistance à la compression (f_{mc}) du mortier sont obtenues à partir d'échantillons prismatiques, dont les dimensions sont 40 x 40 x 160 mm³, réalisés dans un moule normalisé (figure 3.4) [NF_196]. Les éprouvettes sont d'abord soumises à un effort de flexion centré, augmenté de façon continue jusqu'à la rupture : la résistance à la traction est alors connue. Ensuite, les demi-prismes, obtenus après rupture en flexion, sont soumis à un effort de compression centré et augmenté de façon constante jusqu'à la rupture, ce qui conduit à la résistance à la compression.



Figure 3.4. Moules prismatiques et éprouvette de mortier

A titre d'exemple, la figure 3.5 montre un essai de compression normalisé que nous avons réalisé sur un mortier dont les proportions sont 1/3 de chaux pour 2/3 de sable.



Figure 3.5. Essai de compression réalisé avec un mortier de chaux

Différentes recherches, sur des échantillons extraits de joints de maçonnerie, ont été menées dans les années 90 pour caractériser le comportement du mortier, notamment par Bierwirth et al. [BIER_93], Schubert et Hoffmann [SCHU_94] ou encore Stöckl et al. [STOC_94].

3.1.3 L'interface entre blocs et mortier

L'interface entre les blocs de maçonnerie et le mortier (figure 3.6) est généralement considéré comme le maillon faible des structures en maçonnerie.

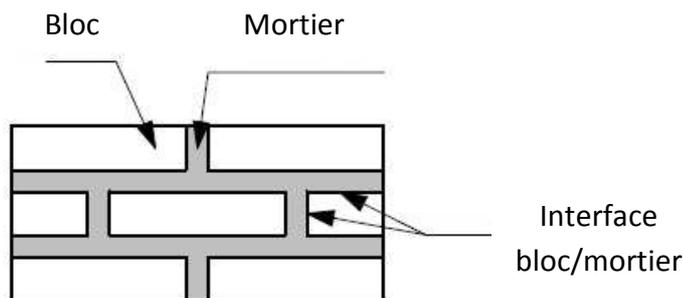


Figure 3.6. Illustration de l'interface bloc/mortier

Deux types d'essais sont utilisés pour caractériser cette interface [LOUR_96], [PARI_12] : les essais de traction et les essais de cisaillement. En 1992, Van Der Pluijm [PLUI_92] a mis en œuvre des essais de traction sur des échantillons de maçonnerie (blocs en terre cuite et en silico-calcaire) et a montré que l'énergie de rupture G_{fit} varie généralement de 0,005 à 0,02 Nmm/mm² pour une résistance à la traction f_{it} qui varie de 0,3 à 0,9 MPa. Différents dispositifs d'essais ont été utilisés pour caractériser le comportement au cisaillement de l'interface bloc/mortier : Sinha et Hendry [SINH_66] puis Hoffmann et Stöckl [HOFM_86] se sont intéressés à l'essai de cisaillement direct ou essai de cisaillement des joints sur couplet (figure 3.7a), tandis que Smith et Carter [SMIT_77] ont travaillé sur l'essai de cisaillement des joints sur triplet (figure 3.7b) ; dans tous les cas, la charge normale au lit de pose est maintenue constante au cours de l'essai.

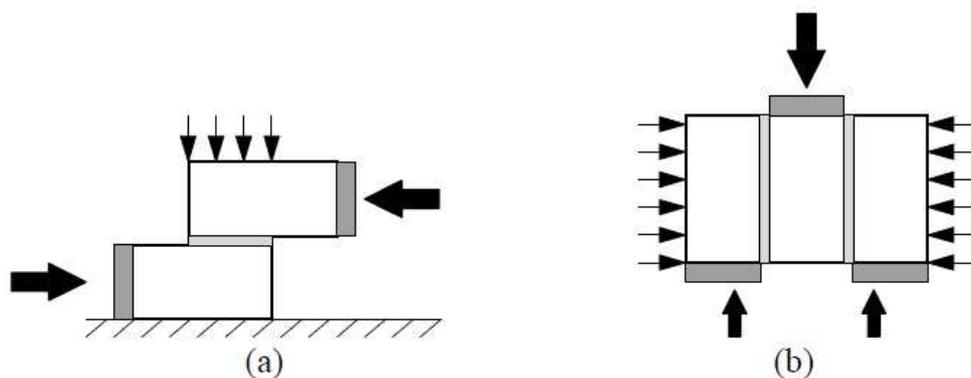


Figure 3.7. Dispositifs d'essais de la résistance au cisaillement, sur couplet (a) ou triplet (b)

En 1993, Van Der Pluijm [PLUI_93] a réalisé une série d'essais pour caractériser complètement le comportement au cisaillement de blocs en terre cuite et en silico-calcaire. Il a démontré que l'énergie de rupture G_{fis} varie de 0,01 à 0,25 Nmm/mm² pour une cohésion initiale variant de 0,1 à 1,8 MPa, un coefficient de frottement interne φ_0 variant de 0,7 à 1,2, et un coefficient de frottement résiduel estimé à 0,75.

3.1.4 Les principes d'empilage

Les blocs de maçonnerie peuvent être assemblés de diverses manières selon leur géométrie, leur nature, et surtout les traditions constructives de chaque région. On parle de principes d'empilage, pour lesquels il existe un grand nombre de combinaisons. La figure 3.8 montre les 5 principes les plus utilisés dans la construction [LOUR_96] [KREH_02] : le principe américain (ou « common bond »), le principe anglais (ou « cross bond »), le principe flamand, et les principes dénommés « stack bond » et « all stretcher bond » dans la littérature anglo-saxonne.

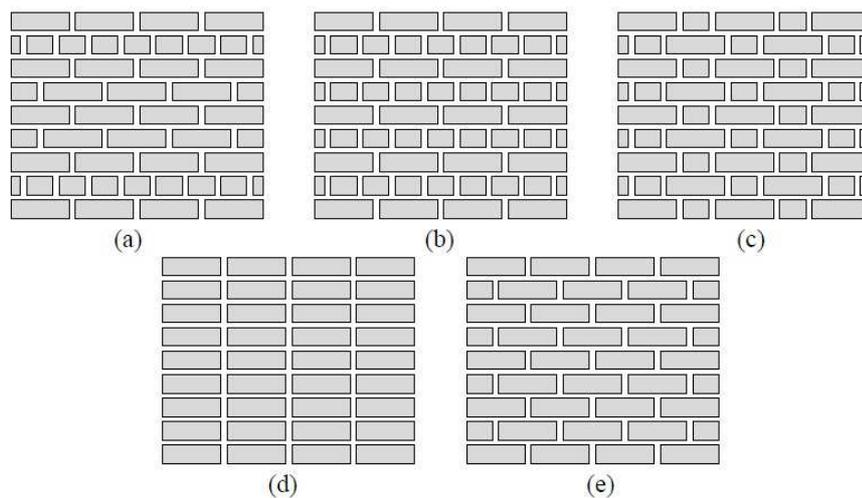


Figure 3.8. Différents principes d'empilage pour la construction en maçonnerie : (a) Américain ; (b) Anglais ; (c) Flamand ; (d) stack bond ; (e) all stretcher bond

3.2 Comportement expérimental du matériau maçonnerie sous sollicitation uniaxiale

3.2.1 Comportement élastique

La maçonnerie est un matériau composite, pour lequel on retient généralement un modèle orthotrope dans le domaine linéaire, et dont les propriétés élastiques dépendent directement des propriétés élastiques des blocs et du mortier. Dans le cas bidimensionnel, nous admettrons que les axes d'orthotropie sont confondus avec les directions des joints, c'est-à-dire les directions perpendiculaire et parallèle au lit de pose (figure 3.9) :

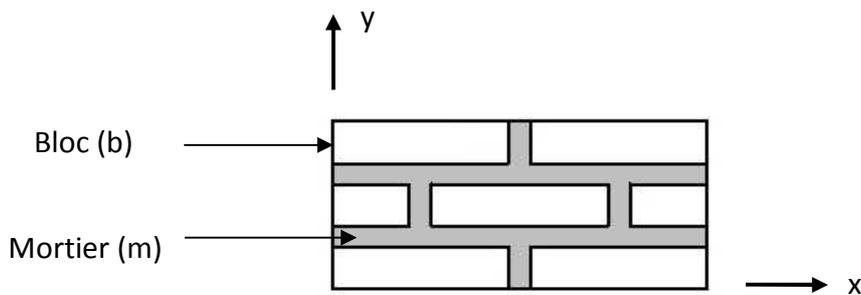


Figure 3.9. Axes d'orthotropie du matériau maçonnerie ; l'axe x correspond à l'axe du joint horizontal (lit de pose) et l'axe y au joint vertical (joint d'about)

Les paramètres de la matrice de souplesse, dont les notations sont précisées dans l'expression (3.1), peuvent être déterminés, soit à partir d'essais, soit à partir de procédures d'homogénéisation.

$$[C] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_{Mx}} & -\frac{\nu_M}{E_{Mx}} & 0 \\ -\frac{\nu_M}{E_{My}} & \frac{1}{E_{My}} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G_M} \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

3.2.1.1 Détermination expérimentale des paramètres élastiques

Les modules d'élasticité (E_{Mx} , E_{My}) et le coefficient de Poisson (ν_M) peuvent être déterminés à partir de méthodes d'essais normalisées définies dans la norme NF EN 1052-1 [NF_1052], dont l'échantillon de maçonnerie est décrit sur la figure 3.10, pour laquelle h_s , t_s et l_s représentent respectivement la hauteur, l'épaisseur et la longueur de l'échantillon, tandis que h_u et l_u représentent respectivement la hauteur et la longueur du bloc de maçonnerie.

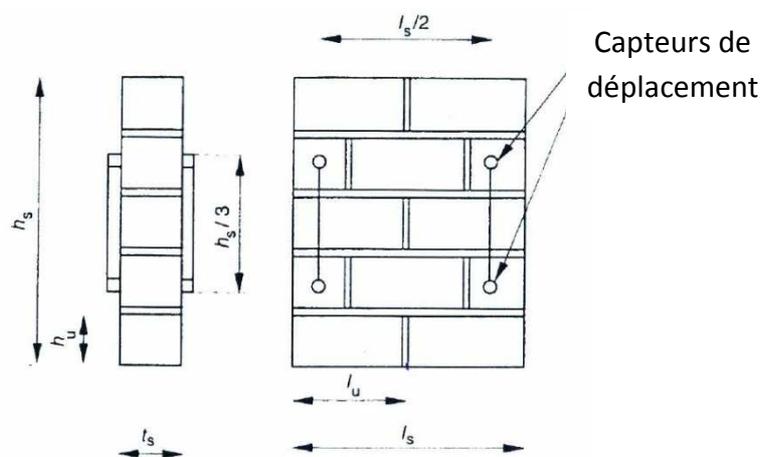


Figure 3.10. Echantillon de maçonnerie utilisé pour l'essai normalisé EN 1052-1

L'échantillon est soumis de manière progressive à une charge uniformément répartie entre deux plateaux ; de plus, afin de déterminer les modules d'élasticité (E_{Mx} , E_{My}), l'échantillon est équipé de 4 capteurs de déplacements. A partir de la moyenne des déformations des 4 points de mesures, le module d'élasticité E_{My} de la maçonnerie se calcule comme suit :

$$E_i = \frac{F_{i,max}}{3\varepsilon_i A_i} \quad (3.2)$$

avec $F_{i,max}$ la charge maximale atteinte, A_i la surface chargée et ε_i la déformation moyenne correspondant à 1/3 de la charge maximale.

Le module de cisaillement G_M de la maçonnerie peut être obtenu par une relation directe admise par l'Eurocode 6 [EURO_6] et vérifiée notamment par De Sousa [SOUS_10], soit par l'intermédiaire de l'essai « diagonal » ASTM E 519 [ASTM_19], dont le dispositif est présenté sur la figure 3.11.

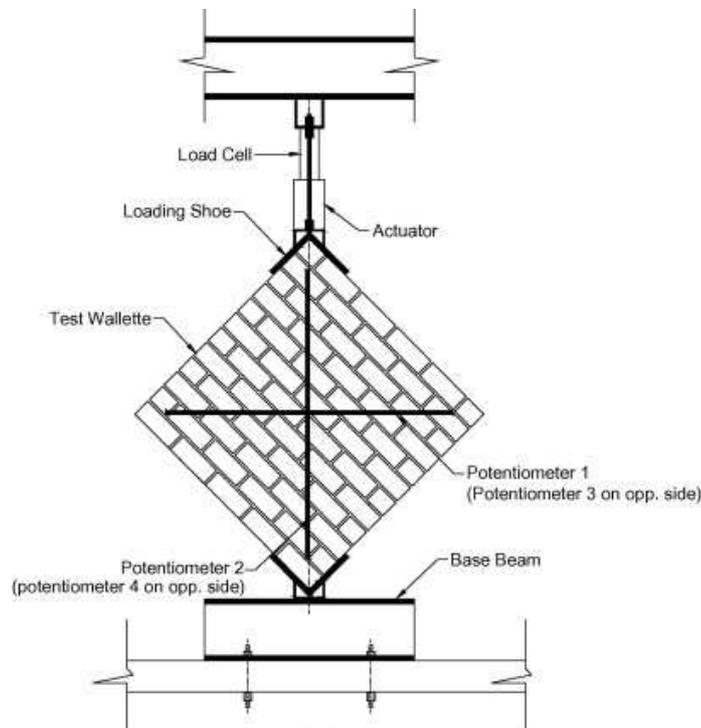


Figure 3.11. Dispositif de l'essai diagonal ASTM E 519 [ASTM_19]

L'échantillon est positionné à l'aide de deux moules en acier, puis il est soumis à un effort de compression, centré et appliqué de manière progressive. A partir des déformations mesurées et pour une contrainte donnée, le module de cisaillement de la maçonnerie est tiré de la relation 3.3 :

$$G_M = \frac{\sigma_s}{\gamma} \quad (3.3)$$

La déformation en cisaillement γ et la contrainte de cisaillement σ_s sont données d'après les relations 3.4 et 3.5 :

$$\gamma = \frac{\Delta V + \Delta H}{g} \quad (3.4)$$

$$\sigma_s = \frac{0.707 P}{A_n} \quad (3.5)$$

avec ΔV le raccourcissement vertical, ΔH l'allongement horizontal, g la longueur de jauge verticale, P la charge appliquée et A_n la surface de l'échantillon.

3.2.1.2 Détermination des paramètres élastiques par homogénéisation

Dans les années 90, différents travaux sont consacrés à la détermination des propriétés élastiques de la maçonnerie à partir des propriétés des blocs de maçonnerie et du mortier ; on peut citer notamment Pande et al. [PAND_89], Maier et al. [MAIE_91], ou encore Pietruszczak et Niu [PIET_92]. Tous ces travaux utilisent les méthodes d'homogénéisation en milieu périodique, avec certaines approximations :

- des techniques basées sur des approches en plusieurs étapes avec des joints verticaux et horizontaux pris en compte successivement, et dont le résultat est lié à l'ordre d'introduction de ces joints ;
- la non-prise en considération des différents types d'empilage de la maçonnerie ;
- une approche bidimensionnelle.

En 1995, Anthoine [ANTH_95] présente une approche plus rigoureuse, déployée en une seule étape et prenant en compte la géométrie et l'épaisseur de la maçonnerie. Enfin, plus récemment, De Felice [FELI_01] a développé une procédure d'homogénéisation qui tient compte de la texture et de la forme des blocs de maçonnerie. Le modèle proposé par De Felice est celui d'un bloc rigide relié au moyen d'interfaces élastiques représentant les joints de mortier ; par exemple, avec un empilage des blocs du type « running bond » (figure 3.8), le milieu est obtenu par la répétition de la cellule élémentaire représentée sur la figure 3.12 :

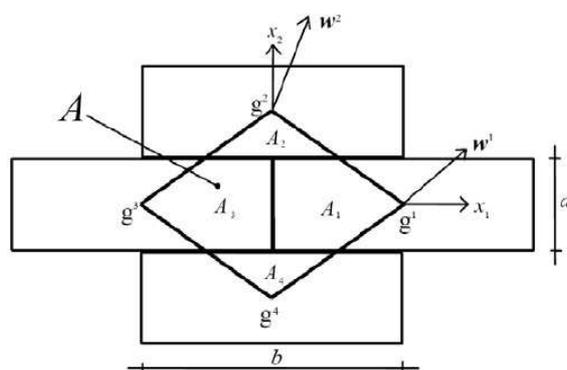


Figure 3.12. Cellule de base d'une maçonnerie de type « running bond » [FELI_01]

3.3 Résistance de la maçonnerie sous sollicitation uniaxiale

La résistance de la maçonnerie peut être tirée de différents essais sous sollicitation uniaxiale de compression et de traction, dans les directions perpendiculaire et parallèle au joint horizontal (lit de pose), répertoriés sur la figure 3.13 :

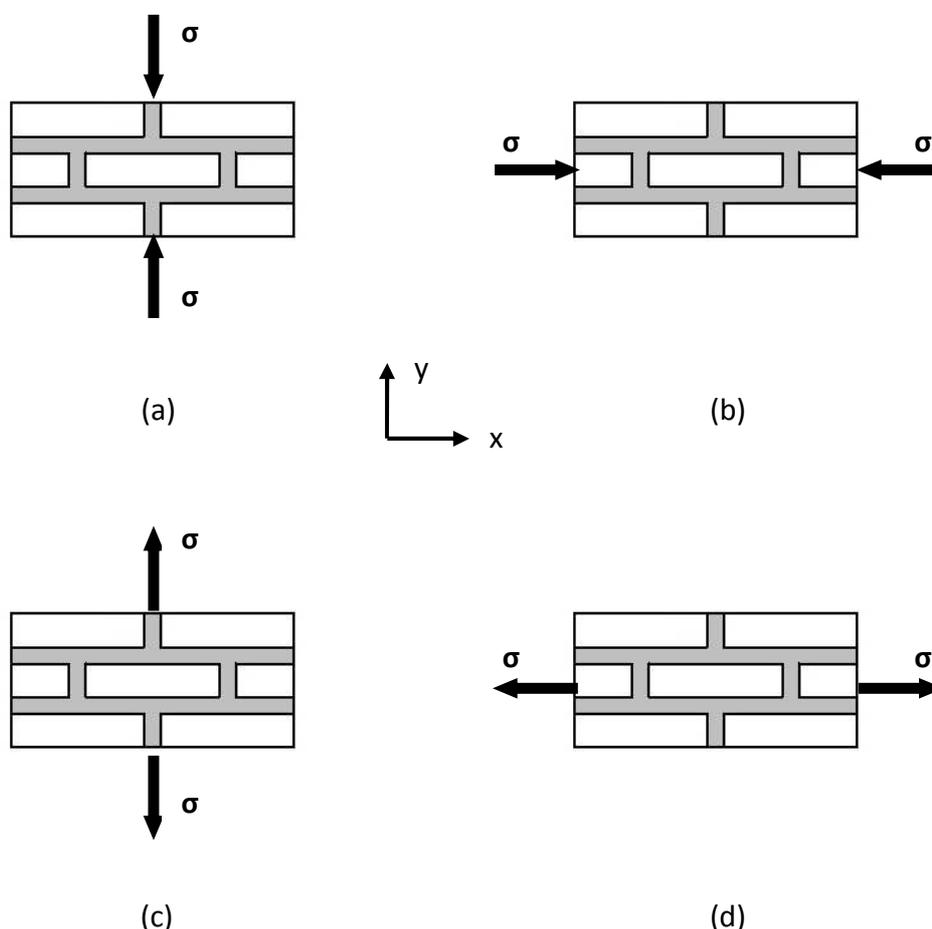


Figure 3.13. Essais de compression et de traction de la maçonnerie

La résistance à la compression dans la direction perpendiculaire au lit de pose f_{cy} (figure 3.13a) peut être déterminée à partir de différents dispositifs d'essais. Le test du prisme à blocs empilés (figure 3.14a), économique, est très utilisé ; Mann et Betzler ont cependant montré [MANN_94] que cet essai engendre des variations sur la résistance qui ne sont pas encore bien maîtrisées. C'est pourquoi, l'essai de référence pour la résistance à la compression uniaxiale de la maçonnerie dans la direction perpendiculaire au lit de pose est l'essai RILEM, mis en œuvre par Wesche et Ilantzis [WESC_80] en 1980 ; la figure 3.14b présente l'échantillon RILEM (soumis à une charge uniformément répartie) ainsi que les contraintes à respecter pour sa réalisation.

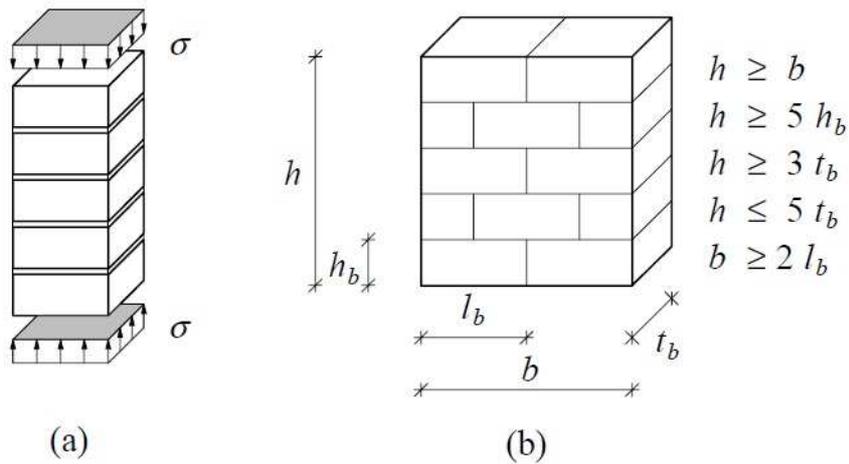


Figure 3.14. Comportement uniaxial de la maçonnerie sous chargement perpendiculaire au lit de pose : (a) test du prisme à blocs empilés ; (b) échantillon RILEM

Depuis les travaux de Hilsdorf [HILS_69], la différence entre les propriétés élastiques du bloc et du mortier est clairement identifiée comme l'élément fondamentalement relié à la rupture de la maçonnerie : la compression uniaxiale de la maçonnerie conduit à un état de compression triaxial dans le mortier et à un état de traction/compression biaxial dans le bloc. Mann et Betzler [MANN_94] ont montré que dans la zone post-pic (figure 3.15), des fissures verticales apparaissent dans les blocs le long de la ligne médiane de l'échantillon ; dans un second temps, en augmentant la déformation, des fissures supplémentaires (verticales) se produisent sur le petit côté de l'échantillon considéré et engendrent la rupture par scission du prisme.

Par exemple, le diagramme contrainte-déformation de la figure 3.15, issu des travaux de Binda et al. [BIND_88], confirme que l'augmentation de la résistance à la compression du mortier f_{mc} engendre un comportement plus fragile et surtout une rupture plus marquée.

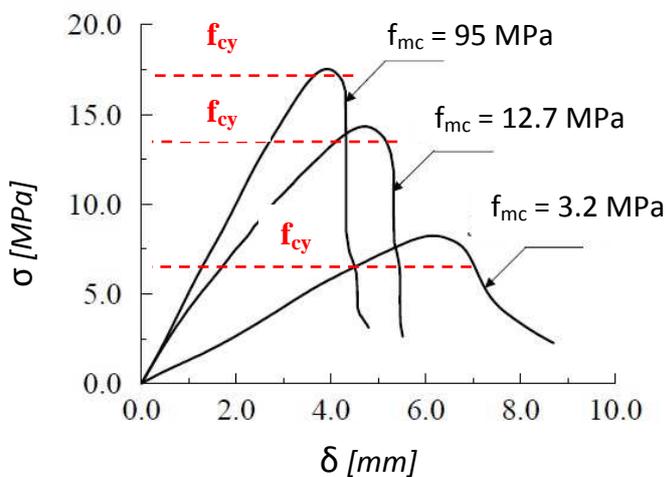


Figure 3.15. Diagramme contrainte-déformation de briques [BIND_88]

Hoffmann et Schubert [HOFF_94], à partir d'essais sur des maçonneries composées de blocs en terre cuite perforée, de blocs en silico-calcaire et de blocs en béton cellulaire autoclavé, ont étudié le rapport entre la résistance à la compression uniaxiale dans la direction parallèle au lit de pose f_{cx} et la résistance à la compression uniaxiale dans la direction perpendiculaire au lit de pose f_{cy} et ont obtenu une valeur comprise entre 0,2 et 0,8. De leur côté, Page et Marshal [PAGE_85] ont montré que la résistance à la compression uniaxiale dans la direction parallèle au lit de pose dépend clairement des dimensions des blocs de maçonnerie et plus particulièrement du rapport entre la hauteur et la longueur de ces blocs.

La résistance à la traction perpendiculaire au lit de pose (f_{ty}) peut être déterminée à partir soit d'un essai de traction directe, soit d'un essai de traction indirecte ou « splitting test » [DRYS_79]. L'essai de traction directe (figure 3.13c) consiste à appliquer une force de traction centrée sur l'échantillon ; la rupture provient généralement de la faible résistance à la traction au niveau de l'interface entre le bloc et le mortier (figure 3.6) et l'essai ne permet donc pas de traduire le comportement au niveau de l'interface, ce qui explique sans doute son utilisation réduite. L'essai de traction indirecte (figure 3.16) est plus représentatif, car il traduit bien l'influence de l'interface bloc/mortier. Cet essai consiste à appliquer une force de compression, jusqu'à la rupture, dans la direction parallèle au lit de pose, ce qui entraîne une contrainte de traction indirecte sur le joint.

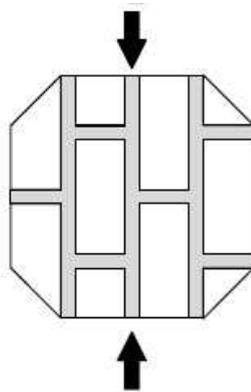


Figure 3.16. Essai de traction indirecte (splitting test)

La résistance à la traction parallèle au lit de pose (f_{tx}) a été particulièrement investiguée par Backes [BACK_85]. La figure 3.17a montre la construction de l'échantillon tandis que la figure 3.17b présente le dispositif qui permet à l'échantillon de tourner à 90° dans la direction prévue.

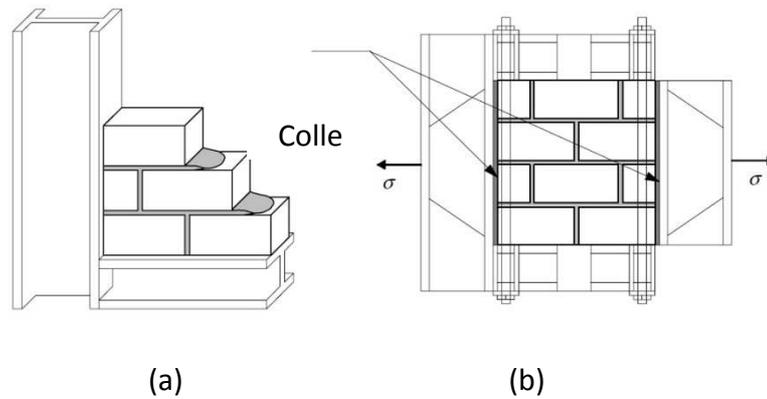


Figure 3.17. Essai de traction uniaxiale dans la direction parallèle au lit de pose

Deux types de rupture peuvent se produire en fonction de la résistance relative des blocs et du mortier en traction. Le premier type de rupture est illustré sur la figure 3.18a par des fissures en zigzag successivement à travers le joint d'about et le lit de pose ; la courbe associée à ce type de rupture présente un certain plateau au niveau de la contrainte alors que la déformation continue à augmenter ; la réponse de l'échantillon après le pic est influencée par l'énergie de rupture des joints d'about et par le comportement des joints du lit de pose après le pic [LOUR_96]. Le second type de rupture est représenté sur la figure 3.18b par des fissures verticales à travers les blocs et les joints du lit de pose ; la courbe met en évidence un assouplissement progressif qui tend vers zéro. La réponse de l'échantillon après le pic est influencée par l'énergie de rupture des blocs et des joints d'about.

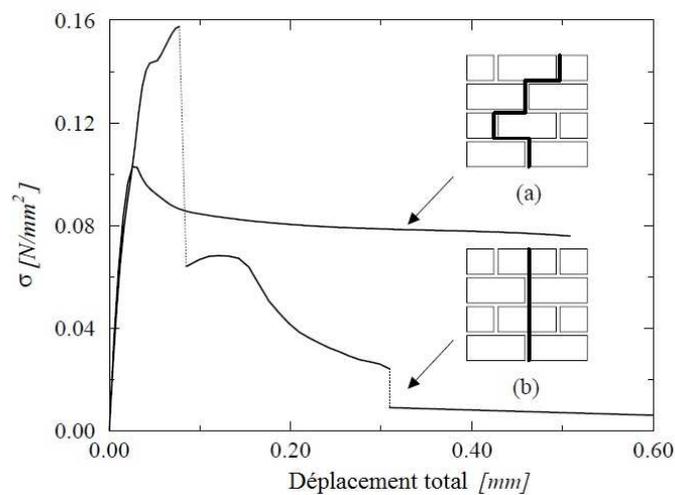


Figure 3.18. Diagrammes contrainte-déformation pour la traction dans la direction parallèle au lit de pose

3.4 Résistance sous sollicitation biaxiale

Le comportement du matériau maçonnerie sous sollicitation biaxiale ne peut pas être complètement décrit à partir du comportement sous sollicitation uniaxiale [LOUR_96]. En effet, l'anisotropie d'un panneau de maçonnerie, engendrée par la faiblesse des joints de mortier par rapport aux blocs de maçonnerie, entraîne une résistance du matériau fortement dépendante du taux de biaxialité.

Quatre dispositifs d'essais peuvent être utilisés (tableau 3.1) : un essai de traction uniaxiale orienté selon un angle par rapport aux joints horizontaux, un essai de compression uniaxiale orienté selon un angle par rapport aux joints horizontaux, un essai de traction-compression orienté selon un angle par rapport aux joints horizontaux ou un essai de compression biaxiale.

Angle θ	Uniaxial tension	Tension/compression	Uniaxial compression	Biaxial compression
0°				
22.5°				
45°				
67.5°				
90°				

Tableau 3.1. Modes de rupture d'une maçonnerie sous sollicitation biaxiale

La plupart des cas étudiés expérimentalement sur des maçonneries soumises à une sollicitation biaxiale sont répertoriés dans les travaux de Page [PAGE_81] (figure 3.19 et tableau 3.1).

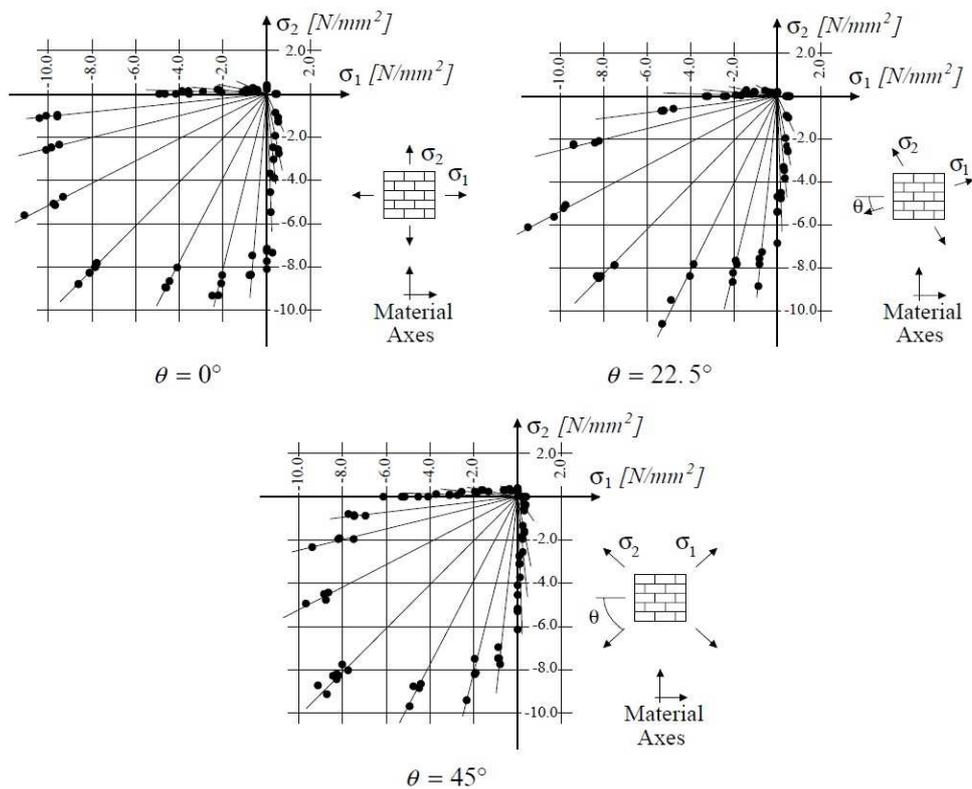


Figure 3.19. Résistance à la compression biaxiale de blocs de brique [PAGE_81]

Ces tests, effectués sur des prismes en briques à base d'argile, montrent que le taux de biaxialité, c'est-à-dire le rapport des contraintes principales (σ_1/σ_2), a une influence sur le mode de rupture et bien évidemment sur la résistance.

Dans le cas d'une traction uniaxiale, la rupture est due à des fissures et au glissement des joints verticaux et horizontaux. La contrainte de compression latérale diminue la résistance à la traction, ce qui peut être expliqué par l'endommagement induit sur la maçonnerie par les glissements des joints et par les microfissures au niveau des briques.

Dans le cas du chargement en traction - compression, la rupture est induite soit par le glissement des joints seuls, soit par la fissuration des joints combinés dans certains cas avec la fissuration des briques. Des cas similaires de rupture sont constatés pour la compression uniaxiale.

Dans le cas d'une compression biaxiale, la rupture se traduit par un fractionnement de l'échantillon à mi-épaisseur, dans un plan parallèle aux surfaces libres du panneau, indépendamment de l'orientation des axes principaux. Selon les rapports des contraintes principales, l'orientation de l'angle de sollicitation par rapport aux axes d'orthotropie crée une forte dépendance sur le mécanisme de rupture impliquant à la fois la rupture des joints et le fractionnement latéral. L'augmentation de la résistance à la compression sous sollicitation biaxiale s'explique par le frottement dans les joints et par le frottement interne dans les blocs et dans le mortier.

Les modes de rupture et les résistances associés à ces essais ne sont cependant valables que pour des blocs de briques à base d'argile et ne peuvent donc pas être extrapolés à d'autres types de maçonnerie, dont la forme et la géométrie sont susceptibles de varier.

Des programmes d'essais, utilisant des échantillons grandeur nature, ont été effectués à l'ETH Zurich afin de caractériser la résistance biaxiale de différents types de maçonnerie : Ganz et Thürlimann [GANZ_82] ont étudié les blocs de brique creuse, Guggisberg et Thürlimann [GUGG_87] les briques et les blocs en silico-calcaire et enfin Lurati et Thürlimann [LURA_90] les blocs en béton. Enfin, plus récemment, Mojsilovic [MOJS_94] a mené une série d'essais étendue à d'autres types de blocs ; dans sa synthèse, l'auteur met en évidence le caractère disparate et spécifique des données disponibles, ainsi que la lourdeur des essais et la difficulté de leur reproductibilité.

Or, dans le cadre de notre travail, les points suivants sont essentiels :

- nous avons besoin de généralité : les matériaux sont souvent locaux et variés, sans donnée disponible ;
- le prélèvement d'échantillons existants est délicat et coûteux ;
- il est nécessaire d'estimer la ductilité des parois, ce qui implique l'exploration expérimentale du domaine non-linéaire, opération uniquement envisageable pour des essais « élémentaires » sur composants homogènes.

Pour toutes ces raisons, nous limiterons notre plate-forme expérimentale aux essais sur les composants, peu coûteux, relativement faciles à reproduire et réalisables avec du matériel courant. Nous retiendrons en particulier l'essai de traction et de compression des blocs, l'essai de traction et de compression du mortier, et l'essai de joint sur triplet bloc-mortier.

A partir des données expérimentales tirées de ces essais, nous proposons d'évaluer les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie par simulation numérique des essais normalisés sur échantillons. En raison de leur comportement analogue à celui du béton, nous avons retenu, tant pour les blocs que pour le mortier, le modèle de fissuration diffuse CSC (Concrete Smeared Cracking) disponible dans le logiciel Abaqus, dont nous présentons les principales caractéristiques ci-dessous.

3.5 Caractérisation du matériau maçonnerie par modélisation numérique

3.5.1 Le modèle CSC

Ce modèle de comportement concerne les bétons chargés de façon monotone, faiblement confinés. La fissuration du matériau est supposée diffuse, dans le sens où l'on ne suit pas la propagation d'une fissure macroscopique ; l'anisotropie induite par la microfissuration est cependant prise en compte.

La donnée fondamentale est la courbe contrainte-déformation obtenue au cours d'un essai uniaxial en compression et en traction, dont l'allure caractéristique est présentée sur la figure 3.20.

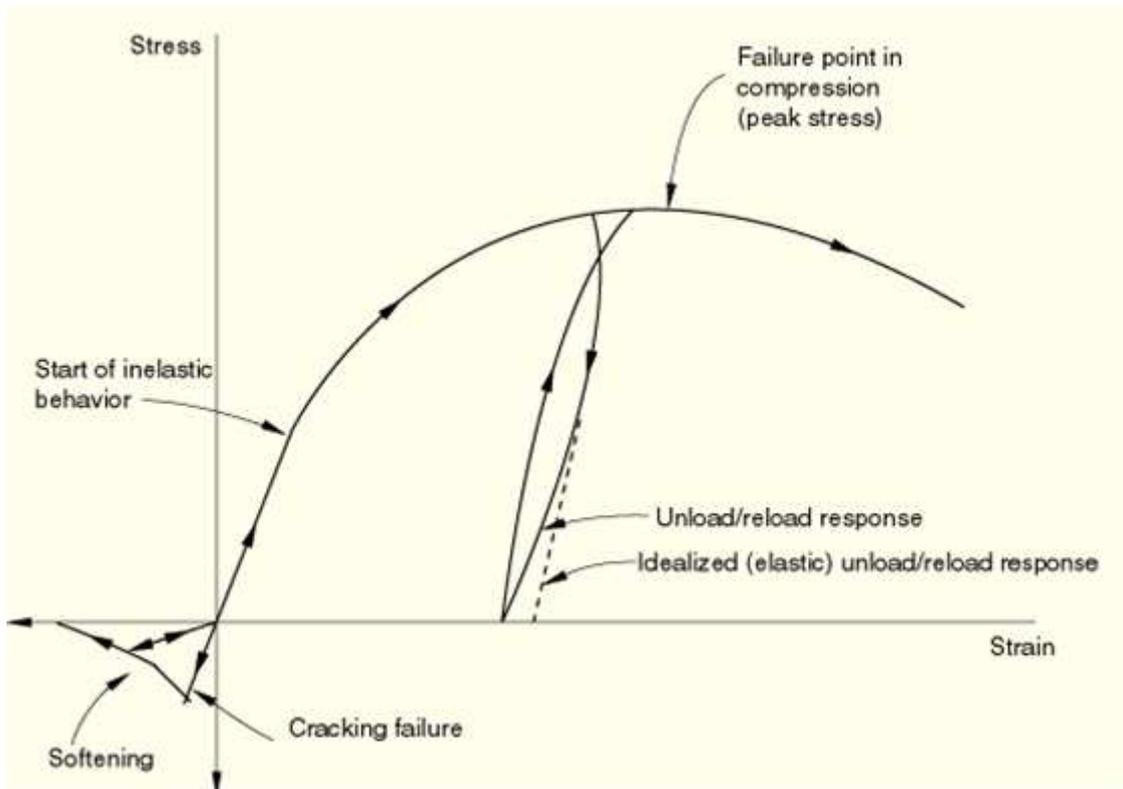


Figure 3.20. Comportement uniaxial du matériau [ABAQ_10]

A partir de cette courbe, l'utilisateur introduit les paramètres élastiques (module de Young, coefficient de Poisson), ainsi que, point par point, la partie écrouissage en compression (relation contrainte-déformation inélastique), et la partie adoucissement en traction. Les informations sont à compléter par le rapport (r_1) des résistances en compression biaxiale et uniaxiale, et le rapport (r_2) des déformations plastiques ; en l'absence d'essais biaxiaux, nous adopterons les valeurs typiquement retenues pour le béton, en l'occurrence respectivement 1,16 et 1,28.

Dans le cadre de l'élastoplasticité, on impose une partition des déformations en parties élastique réversible ε^{el} et plastique ε_c^{pl} , associée à une surface de charge (figure 3.21) :

$$f_c = q - \sqrt{3} a_0 p - \sqrt{3} \tau_c = 0 \quad (3.6)$$

dans laquelle $q = \sqrt{\frac{3}{2} S:S}$ est la contrainte équivalente au sens de Mises, $S = \sigma + pI$ le déviateur des contraintes, $p = -\frac{1}{3} tr(\sigma)$ et I est la matrice identité ; la constante a_0 peut être exprimée à partir du rapport r_1 [ABAQ_10].

τ_c est un paramètre d'érouissage dépendant de λ_c , le multiplicateur plastique qui, pour le cas de la plasticité associée, permet d'écrire la loi d'écoulement sous la forme :

$$d\varepsilon_c^{pl} = d\lambda_c \left(1 + c_0 \left(\frac{p}{\sigma_c} \right)^2 \right) \frac{\partial f_c}{\partial \sigma} \quad (3.7)$$

Dans cette expression, c_0 est exprimé en fonction de r_1 , r_2 et a_0 ; on trouvera dans le manuel théorique [ABAQ_10] le détail de ces expressions. σ_c est la résistance en compression uniaxiale.

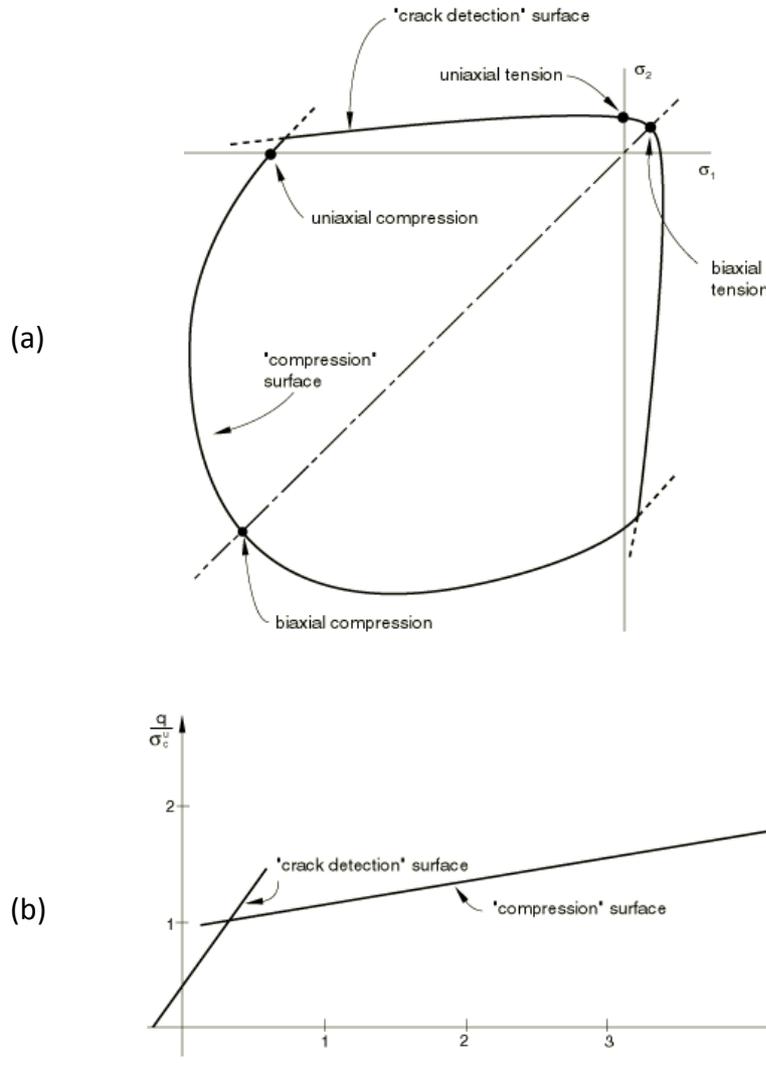


Figure 3.21. Surface de charge, en contraintes planes (a) et dans le plan p-q (b)

La fissuration diffuse modifie le comportement du matériau lorsque l'état de contraintes en tension devient prédominant ($p < 0$), en utilisant une surface plastique de détection des fissures f_t représentée par la première ligne de la figure 3.21b, et à laquelle on associe une loi d'écoulement standard. Lorsqu'une condition de fissuration est rencontrée ($f_t = 0$), la contrainte dans la direction de la fissure est maintenue nulle en état de traction, et on considère un comportement de type élastique endommagé, dont les modules sont tirés de la courbe de traction introduite (figure 3.22).

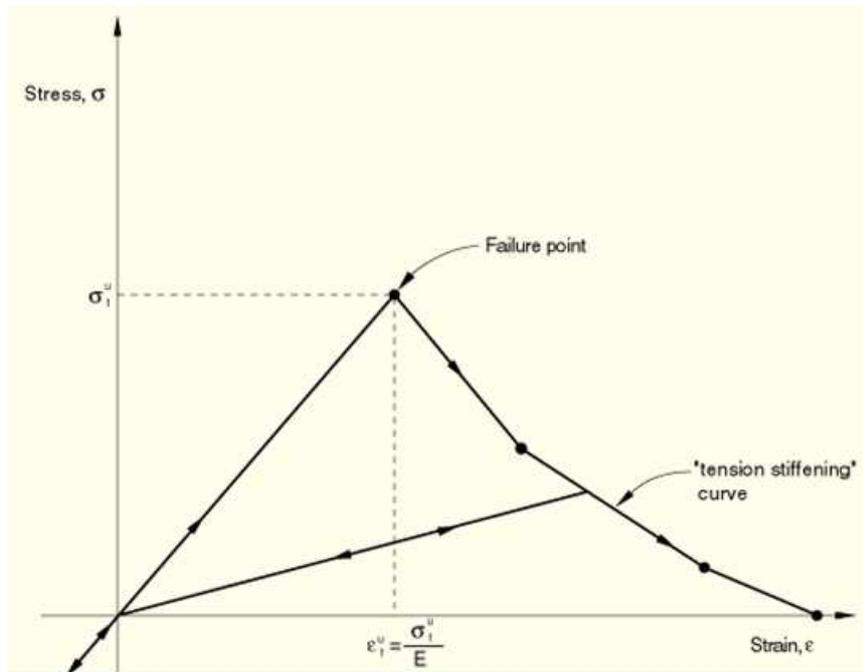


Figure 3.22. Courbe de rigidité en tension

La direction de la fissure est celle de l'incrément de déformation plastique principale maximale, associée à la surface de détection de la fissure ; pour une direction de fissure donnée, les composantes correspondantes de la matrice de rigidité sont déterminées à partir des contraintes et déformations, définies pour l'ouverture de fissure, à partir de la rigidité en tension spécifiée (figure 3.22).

Le comportement peut également prendre en compte une certaine résistance par frottement si la fissure se referme en état de compression ($p > 0$) ; les termes liés au cisaillement sont calculés à partir du module de cisaillement initial G en faisant intervenir un coefficient dit de rétention ρ , avec $\rho = \rho^{ouverte}$ ou $\rho^{fermée}$, suivant le comportement de la fissure. L'utilisateur spécifie l'évolution de ce dernier paramètre par la courbe de rétention en cisaillement telle que définie sur la figure 3.23.

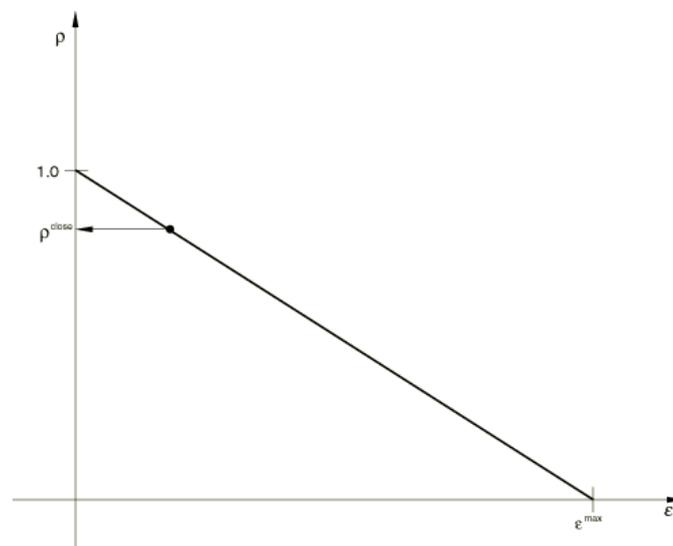


Figure 3.23. Courbe d'évolution de rétention au cisaillement pour une fissure fermée

Enfin, le modèle est intégré à un schéma d'Euler, la formulation incrémentale-itérative généralement utilisée dans les modèles de plasticité d'Abaqus Standard.

3.5.2 Validation

Le tableau 3.2 présente les paramètres élastiques (module d'élasticité dans le sens du lit de pose E_{Mx} , module d'élasticité dans le sens orthogonal E_{My} , coefficient de Poisson, module de cisaillement G_M) obtenus par la simulation et on les compare aux paramètres élastiques de deux matériaux de la littérature, obtenus par homogénéisation, respectivement par Anthoine [ANTH_95] à partir des essais de Binda [BIND_95](PAVIE), et par Lourenço [LOUR_96] à partir des essais de Raijmakers et Vermelfoort [RAIJ_92] (EINDHOVEN).

Matériau	PAVIE	EINDHOVEN
Longueur blocs (mm)	250	204
Hauteur blocs (mm)	55	50
Largeur blocs (mm)	120	98
Epaisseur joints (mm)	10	10
Module blocs (MPa)	11000	16700
Coefficient Poisson blocs	0,20	0,15
Module mortier (MPa)	2200	780
Coefficient Poisson mortier	0,20	0,125
Module E_{Mx} (MPa)	8600 (8600)	3360 (3960)
Module E_{My} (MPa)	6500 (6800)	8360 (7520)
Coefficient de Poisson	0,10 (0,20)	0,10 (0,09)
Module G_M (MPa)	2590 (2600)	1340 (1460)

Tableau 3.2. Comparaison entre paramètres calculés par simulation et par homogénéisation (valeurs entre parenthèses)

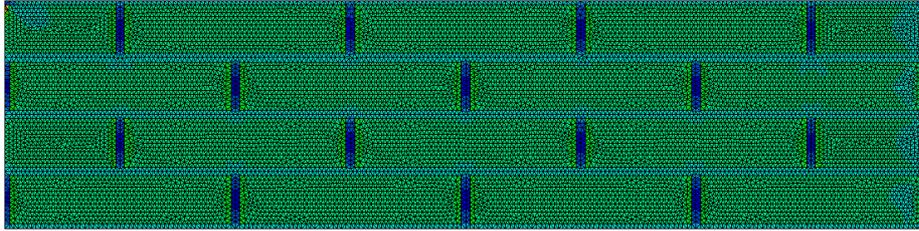
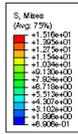
De même, les résistances à la compression de la maçonnerie, fonction des résistances des composants, et obtenues par analyse non-linéaire, sont comparées dans le tableau 3.3 avec les valeurs expérimentales pour les maçonneries PAVIE, EINDHOVEN et ISPRA (cette dernière ayant les mêmes paramètres élastiques que PAVIE, mais pas les mêmes résistances mesurées).

Matériau	PAVIE	ISPRA	EINDHOVEN
Résistance compression blocs (MPa)	19,7	27	22
Résistance traction bloc (MPa)	1,3	2,4	2
Résistance compression mortier (MPa)	4,3	3,3	3,8
Résistance traction mortier (MPa)	1,6	0,6	1
Résistance compression maçonnerie (MPa)	8,5 (7,9)	7 (6,2)	8 (8,8)

Tableau 3.3. Comparaison entre résistances calculées et mesurées

Les écarts entre valeurs doivent être considérés avec précaution, dans la mesure où on ne dispose pas des courbes d'écrouissage des composants dans la littérature, tandis qu'elles sont utilisées dans notre modèle ; nous avons donc approchées ces courbes par un comportement élasto-plastique parfait, à partir de la seule donnée de la résistance.

A titre d'exemple, la figure 3.24 montre une distribution de contraintes de Von Mises sur un essai de compression verticale d'un échantillon du modèle PAVIE, comportant environ 23000 éléments dans l'hypothèse des contraintes planes ; les conditions aux limites sont un blocage à la base et une rotation imposée nulle au sommet de l'échantillon.



ODB: blocs_2d_comp_y.odb Abaqus/Standard Version 6.8-2 Tue Aug 28 09:47:03 CEST 2012



Step: compression_y
 Iteration: 26; Step Time = 1.000
 Primary Var: S, Mises
 Deformed Var: U; Deformation Scale Factor: +1.000e+00

Figure 3.24. Echantillon pour simulation numérique

D'autres simulations numériques, conformes à la norme EN 1052-3 [NF_1052], ont été réalisées afin de déterminer la résistance au cisaillement du joint maçonné. Cet essai concerne un triplet, comme représenté ci-dessous, soumis à un chargement monotone jusqu'à rupture, pour diverses contraintes de précompression latérale : 0,2 – 0,6 – 1,0 N/mm².

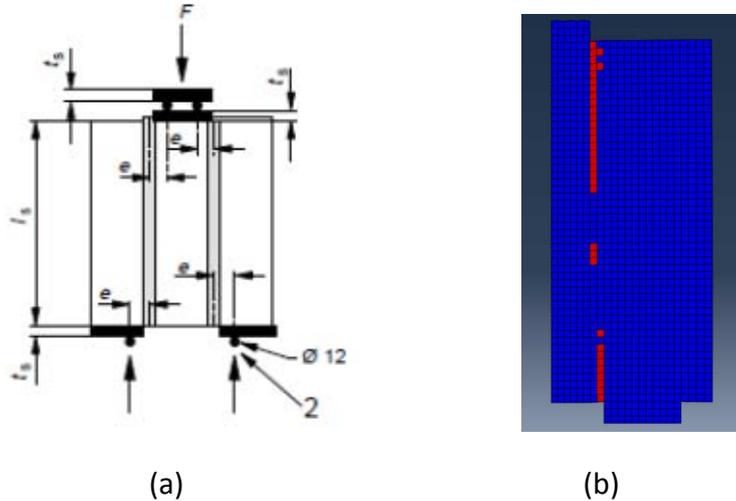


Figure 3.25. (a) Principe du montage d'essai de cisaillement suivant EN 1052-3 ; (b) modèle 2D correspondant avec activation des zones endommagées

Dans le cas du matériau PAVIE [MAGE_97], nous avons obtenu pour deux maillages distincts (environ 1500¹ et 6000² éléments) une résistance initiale au cisaillement de 0,4 MPa, ainsi qu'un angle de frottement interne compris entre 19,7° et 22,9°, soit un coefficient de frottement variant de 0,35 à 0,42. Ces valeurs sont à rapprocher des valeurs expérimentales 0,2 MPa et 0,3 citées par Gambarotta [GAMB_97].

A la suite de la caractérisation du matériau à partir de ses composants, il reste à l'intégrer au comportement, linéaire et non-linéaire, de panneaux construits avec cette maçonnerie et représentatifs à l'échelle du bâtiment, c'est-à-dire soumis à un état biaxial de compression et de cisaillement ; c'est l'objet du chapitre suivant.

Bibliographie du chapitre 3

- [ABAQ_10] Abaqus version 6.10, Abaqus Analysis User's Manual, Abaqus Theory Manual.
- [ANTH_95] A. Anthoine. *Derivation of the in-plane elastic characteristics of masonry through homogenization theory*. International Journal Solids Structures, 32, 2 (1995), 137-163, 1995.
- [ASTM_19] ASTM E 519. *Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages*. ASTM International, West Conshohocken-Pennsylvania, 2002.
- [BACK_85] H. -P. Backes. *On the behavior of masonry under tension in the direction of the bed joints* (in German). Dissertation, Aachen University of Technology, Aachen, Germany, 1985.
- [BIER_93] H. Bierwirth, S. Stöckl and H. Kupfer. *Triaxial tests on mortar specimens taken from bed joints*. Proceedings 6th North American Masonry Conference, Eds. A.A. Hamid and H.G. Harris, Drexel University, Philadelphia, Pennsylvania, USA, p. 995-1007, 1993.
- [BIND_88] L. Binda, A. Fontana and G. Frigerio. *Mechanical behavior of brick masonries derived from unit and mortar characteristics*. Proceedings 8th International Brick and Block Masonry Conference, Eds. J.W. de Courcy, Elsevier Applied Science, London, UK, p. 205-216, 1988.
- [DRYS_79] R. G. Drysdale, A. A. Hamid and A. C. Heidebrecht. *Tensile strength of concrete masonry*. Journal Struc. Div., ASCE, 105(7), pp. 1261-1276, 1979.
- [EURO_6] Eurocode 6. *Design of masonry structures*. ENV 1996-1-1 : 1995, CEN, Bruxelles, Belgique, 1995.
- [FELI_01] G. de Felice. *Overall elastic properties of brickwork via homogenization*. Proceedings International Conference on Structural Engineering Mechanics and Computation, Volume I 411-419, 2001.
- [GAMB_97_1] L. Gambarotta, S. Lagomarsino. *Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: the mortar joint model and its applications*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, p. 423-439 (1997).
- [GANZ_82] H.R. Ganz, B. Thürlimann. *Tests on the biaxial strength of masonry (in German)*. Report No. 7502-3, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, Switzerland, 1982.
- [GUGG_87] R. Guggisberg, B. Thürlimann. *Experimental determination of masonry strength parameters (in German)*. Report No. 7502-5, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, Switzerland, 1987.
- [HILS_69] H. K. Hilsdorf. *Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression*. in: *Designing, engineering and constructing with masonry products*, eds. F.H. Johnson, Gulf Publishing Company, Houston, Texas, USA, p. 34-41, 1969.

- [HOFF_94] G. Hoffmann, P. Schubert. *Compressive strength of masonry parallel to the bed joints*. Proceedings 10th International Brick and Block Masonry Conference, Eds. N.G. Shrive and A. Huizer, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada, p. 1453-1462, 1994.
- [HOFM_86] P. Hofmann, S. Stöckl. *Tests on the shear-bond behavior in the bed joints of masonry*. *Masonry International*, 9, 1-15, 1986.
- [KREH_02] R.T. Kreh. *Masonry skills*. Fifth Edition, Thomson Delmar Learning, 2002.
- [LOUR_96] P. B. Lourenço. *Computational strategies for masonry structures*. PhD dissertation, Delft University of Technology, 1996.
- [LURA_90] F. Lurati, B. Thürlimann. *Tests in concrete masonry walls (in German)*. Report No. 8401-3, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, Switzerland, 1990.
- [MAGE_97] G. Magenes, G. Calvi. *In-plane seismic response of brick masonry walls*. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, p. 1091-1112 (1997)
- [MAIE_91] G. Maier, E. Papa and A. Nappi. *Damage model for masonry as a composite material : A numerical and experimental analysis. Constitutive laws for engineering material : Theory and application*. C. S. Desai, E. Krempl, G. Frantziskonis, and H. Saadatmanesh, eds., ASME, New York, 427–432, 1991.
- [MANN_94] W. Mann, M. Betzler. *Investigations on the effect of different forms of test samples to test the compressive strength of masonry*. Proceedings 10th International Brick and Block Masonry Conference, Eds. N.G. Shrive and A. Huizer, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada, p. 1305-1313, 1994.
- [MOJS_94] N. Mojsilović, P. Marti. *Versuche an kombiniert beanspruchten Mauerwerkswänden (Tests on Masonry Walls Subjected to Combined Actions)*. Report No. 203, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, Switzerland, 1994.
- [NF_196] NF EN 196-1. *Méthodes d'essai des ciments – Partie 1 : Détermination des résistances mécaniques*. 2006.
- [NF_771] NF EN 771. *Spécifications pour éléments de maçonnerie*. 2004.
- [NF_772] NF EN 772-1. *Méthodes d'essai des éléments de maçonnerie – Partie 1 : Détermination de la résistance à la compression*. 2011.
- [NF_1052] NF EN 1052-1. *Méthodes d'essai de la maçonnerie – Partie 1 : détermination de résistance à la compression*. 1999.
- [PAGE_81] A. W. Page. *The biaxial compressive strength of brick masonry*. Proceedings Int. Civ. Eng., Part 2, 71, 893-906, 1981.
- [PAGE_85] A. W. Page and R. Marshal. *The influence of brick and brickwork prism aspect ratio on the evaluation of compressive strength*. Proceedings 7th Brick Masonry Conference, Melbourne, pp. 653-664, 1985.

[PAND_89] G. N. Pande, J. X. Liang and J. Middleton. *Equivalent Elastic Moduli for Brick Masonry*. Computers and Geotechnics 8: 243-265, 1989.

[PARI_12] F. Parisi, N. Augenti. *A shear response surface for the characterization of unit-mortar interfaces*. 15th International Brick & Block Masonry Conference, Florianópolis, Brazil, June 3-6, 2012.

[PIET_92] S. Pietruszczak, X. Niu. *A mathematical description of macroscopic behavior of brick masonry*. International Journal Solids Structures 29 (5), 531–546, 1992.

[PLUI_92] R. Van Der Pluijm. *Material properties of masonry and its components under tension and shear*. Proceedings 6th Canadian Masonry Symposium, Eds. V.V. Neis, Saskatoon, Saskatchewan, Canada, p. 675-686, 1992.

[PLUI_93] R. Van Der Pluijm. *Shear behavior of bed joints*. Proceedings 6th North American Masonry Conference, Eds. A.A. Hamid and H.G. Harris, Drexel University, Philadelphia, Pennsylvania, USA, p. 125-136, 1993.

[RAIJ_92] T. Raijmakers, A. Vermelfoort. *Deformation controlled tests in masonry shear walls*, Report B-92-1156. Universit  de Delft, 1992.

[SCHU_88] P. Schubert. *About the crack-free length of non-load bearing masonry walls*. (in German), Mauerwerk-Kalendar, p. 473-488, 1988.

[SCHU_94] P. Schubert, G. Hoffmann. *Compressive strength of mortar in masonry : Significance, influences, test methods, requirements*. Proceedings 10th International Brick and Block Masonry Conference, Eds. N.G. Shrive and A. Huizer, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada, p. 1335-1344, 1994.

[SINH_66] B. P. Sinha, A. W. Hendry. *Further investigations of bond tension, bond shear and the effect of pre-compression on the shear strength of model brick masonry couplets*. B. Ceram. R.A., Tech. Note 80, 1966.

[SMIT_77] B. S. Smith, C. Carter. *Hypothesis for shear failure of brickwork*. Journal Struc. Div, ASCE, 97(4), 1055-1062-1977.

[SOUS_10] H. Sousa, R. Sousa. *Experimental Evaluation of Some Mechanical Properties of Large Lightweight Concrete an Clay Masonry and Comparison with EC6 Expressions*. 8th International Masonry Conference, Dresden, Germany: 2010, p. 10.

[STOC_94] S. Stöckl, H. Bierwirth and H. Kupfer. *The influence of test method on the results of compression tests on mortar*. Proceedings 10th International Brick and Block Masonry Conference, Eds. N.G. Shrive and A. Huizer, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada, p. 1397-1406, 1994.

[WESC_80] K. Wesche, A. Ilantzis. *General recommendations for methods of testing load bearing walls*. Materials and Structures, RILEM, 13(78), p. 433-445, 1980.

Chapitre 4

Evaluation de la capacité des panneaux de
maçonnerie

Table des notations

Par ordre alphabétique :

c	cohésion dans les joints de pose
d_c	variable d'endommagement en compression du béton
$[D_e^{el}]$	matrice de comportement initiale du matériau non endommagé
d_t	variable d'endommagement en tension du béton
$d\varepsilon$	taux de déformation
$d\varepsilon^{ck}$	taux de déformation en partie fissurée
$d\varepsilon^{el}$	taux de déformation en partie élastique
E_0	module d'élasticité longitudinal du béton avant dégradation
e_{nn}^k	déformation définie dans le repère local de la fissure
f_{cx}	résistance à la compression de la maçonnerie selon la direction x
f_{cy}	résistance à la compression de la maçonnerie selon la direction y
f_{Mx}	résistance de la maçonnerie selon la direction x
f_{My}	résistance de la maçonnerie selon la direction y
G_c	module de cisaillement initial
G_f	énergie de fissuration
G_f^I	énergie de fissuration en mode I
h	hauteur d'un panneau de maçonnerie
h_0	position pour laquelle le moment appliqué est nul
l_0	longueur unitaire
l_w	longueur d'un panneau de maçonnerie
M_1	le moment fléchissant au sommet du panneau
M_2	le moment fléchissant à la base du panneau
N	effort normal

P	contrainte verticale moyenne sur un panneau due à l'effort axial N
t	épaisseur d'un panneau de maçonnerie
u_{n0}	déplacement normal à la fissure
u_n^{ck}	déplacement normal du matériau fissuré
u_n^{el}	déplacement élastique normal
u_{t0}	déplacement avec perte complète de résistance en tension
u_t^{ck}	déplacement du matériau fissuré
u_t^{pl}	déplacement plastique équivalent
V	effort de cisaillement
V_d	effort de cisaillement diagonal
V_f	effort de cisaillement horizontal
V_s	effort de cisaillement dû au glissement le long des joints
α	angle d'inclinaison entre la direction de la contrainte principale et la direction perpendiculaire aux joints de pose
α_v	rapport de cisaillement
Δ_x	longueur d'un bloc de maçonnerie
Δ_y	hauteur d'un bloc de maçonnerie
ε_c	déformation en compression
ε_{c0}^{el}	déformation initiale élastique en compression
$\widetilde{\varepsilon}_c^{in}$	déformation inélastique en compression
$\widetilde{\varepsilon}_c^{pl}$	déformation plastique en compression
ε_t	déformation en traction
ε_{t0}^{el}	déformation initiale élastique en tension
$\widetilde{\varepsilon}_t^{ck}$	déformation de fissuration en tension
$\widetilde{\varepsilon}_t^{pl}$	déformation plastique en tension
σ_c	contrainte en compression
$\bar{\sigma}_c$	contrainte effective en compression

σ_{c0}	contrainte limite d'écoulement
σ_t	contrainte en tension uniaxiale
$\bar{\sigma}_t$	contrainte effective en tension uniaxiale
σ_{t0}	contrainte de rupture en tension uniaxiale
σ_{tu}^I	contrainte de rupture en fissuration
σ_u	contrainte ultime
σ_x	contrainte dans la direction parallèle au joint de pose
σ_y	contrainte dans la direction perpendiculaire au joint de pose
$\rho(e_{nn}^k)$	facteur de rétention au cisaillement
τ_{CS}	contrainte limite de cisaillement (idem τ_{WS})
τ_{xy}	contrainte de cisaillement
μ	coefficient de frottement
ϕ	angle de frottement interne

Les structures en maçonnerie non-renforcée peuvent être composées de plusieurs murs porteurs disposés dans des plans orthogonaux, avec des diaphragmes de planchers relativement souples. Les dommages sismiques observés sur ce type de structure engendrent souvent des ruptures « hors du plan » des murs, à cause des connections insuffisantes entre ces derniers. Ce type de rupture peut cependant être corrigé par des mesures appropriées : des attaches en acier au niveau des planchers, des chaînages en béton armé, etc.

Nous désignerons par le terme de « panneau de maçonnerie » un élément de mur (figure 4.1), de hauteur h et de longueur l_w , soumis à différents efforts en parties supérieure et inférieure (N , V , M_1 et M_2), et libre sur les côtés ; seul le cisaillement « dans le plan » de ce panneau sera pris en compte.

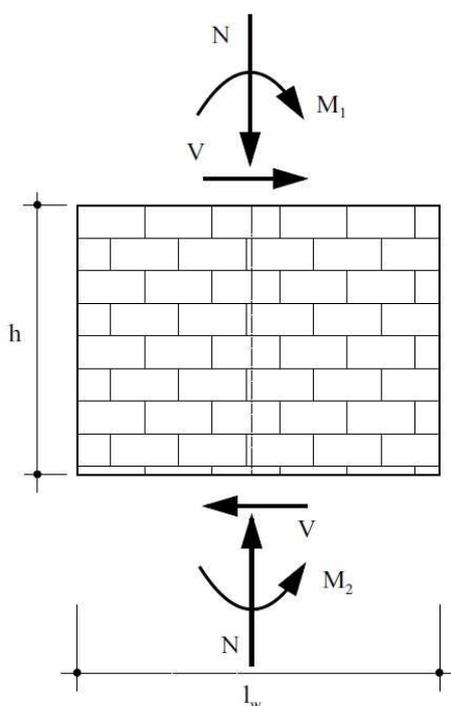


Figure 4.1. Efforts sur un panneau de maçonnerie

Différents modèles ont été développés afin de déterminer la charge de cisaillement limite, correspondant au début de l'endommagement. Ils peuvent être répartis en deux catégories : les modèles globaux, basés sur une analyse analytique du comportement du panneau et les modèles locaux, utilisant une loi d'endommagement à l'échelle du point d'intégration. Les modèles globaux ont l'avantage de la rapidité de mise en œuvre, mais ils manquent de généralité, dans la mesure où la ductilité ne peut être évaluée que par une campagne d'essais ; les modèles globaux permettent l'étude de cette ductilité, mais au prix de l'identification d'une loi complexe et de calculs coûteux.

4.1 Modélisation globale

Les modèles globaux considèrent l'équilibre du panneau dans chacun des mécanismes de ruine possibles à l'échelle du panneau (figure 4.2) ; ils s'appuient sur un modèle de matériau exprimant les mécanismes de ruine à l'échelle du matériau (rupture par compression et par traction des blocs de maçonnerie, rupture du mortier, rupture par cisaillement le long des joints, rupture par traction des joints). La capacité retenue est généralement la valeur minimale de la capacité obtenue pour chacun des trois modes de rupture, pris séparément, à l'échelle du panneau.

Une approche globale de ce type est généralement retenue pour exprimer les valeurs conventionnelles faisant l'objet des normes de conception. Sur le plan européen, on peut citer le modèle de Mann et Müller [MANN_78], à la base de la norme allemande DIN 1053-100 [DIN_07] et de l'Eurocode 6 [EURO_6] avec quelques apports, et le modèle de Ganz et Thürlimann [GANZ_84] utilisé pour la norme suisse SIA 266 [SIA_03] et adapté aux normes italiennes par Magenes [MAGE_97].

4.1.1 Les mécanismes de rupture

Trois mécanismes de rupture possibles à l'échelle d'un panneau de maçonnerie sont généralement retenus (figure 4.2) [MAGE_97] [LANG_02] :

- la rupture par flexion : lorsque l'effort horizontal appliqué à l'extrémité du panneau augmente, les joints horizontaux de la base se fissurent en traction ; la fissure finale est obtenue par le basculement du mur et la rupture simultanée du coin comprimé (figure 4.2a).
- la rupture par cisaillement : le cisaillement est gouverné par la formation et le développement de fissures diagonales inclinées, qui suivent la forme des joints horizontaux et verticaux ou qui passent à travers les blocs de maçonnerie, selon la limite de résistance des joints de mortier, de l'interface bloc/mortier et des blocs (figure 4.2b).
- la rupture par glissement : sous l'effet de la formation de fissures dans les joints horizontaux soumis à l'action sismique, des plans de glissement peuvent se former le long de ces joints horizontaux fissurés ; ce mode de rupture peut se produire pour des faibles niveaux de charges verticales et/ou de faibles coefficients de frottement (figure 4.2c).

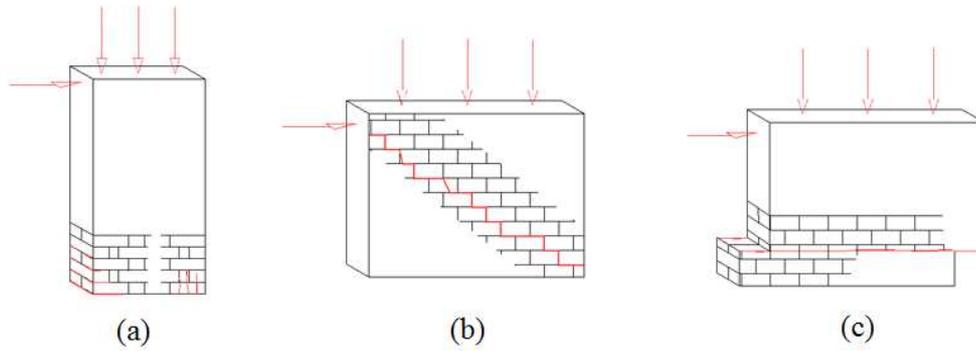


Figure 4.2. Mécanismes de rupture d'un panneau de maçonnerie : (a) rupture par flexion ; (b) rupture par cisaillement ; (c) rupture par glissement

4.1.2 Evaluation de la capacité selon Ganz et Thürlimann

4.1.2.1 Modèle de Ganz et Thürlimann

Dans le modèle de Ganz et Thürlimann [GANZ_84], les conditions de rupture de la maçonnerie sont décrites selon 5 mécanismes, la résistance à la traction étant négligée :

- I. rupture en traction des blocs :

$$\tau_{xy}^2 - \sigma_x \sigma_y \leq 0 \quad (4.1)$$

- II. rupture en compression des blocs :

$$\tau_{xy}^2 - (\sigma_x + f_{Mx})(\sigma_y + f_{My}) \leq 0 \quad (4.2)$$

- III. rupture en cisaillement des blocs :

$$\tau_{xy}^2 + \sigma_y(\sigma_y + f_{My}) \leq 0 \quad (4.3)$$

- IV. glissement le long des joints du lit de pose :

$$\tau_{xy}^2 - (c - \sigma_x \tan \phi)^2 \leq 0 \quad (4.4)$$

- V. rupture en traction des joints horizontaux :

$$\tau_{xy}^2 + \sigma_x(\sigma_x + 2c \tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2})) \leq 0 \quad (4.5)$$

avec f_{Mx} et f_{My} les résistances de la maçonnerie selon les directions x et y, ϕ l'angle de frottement interne et c la cohésion dans les joints de pose.

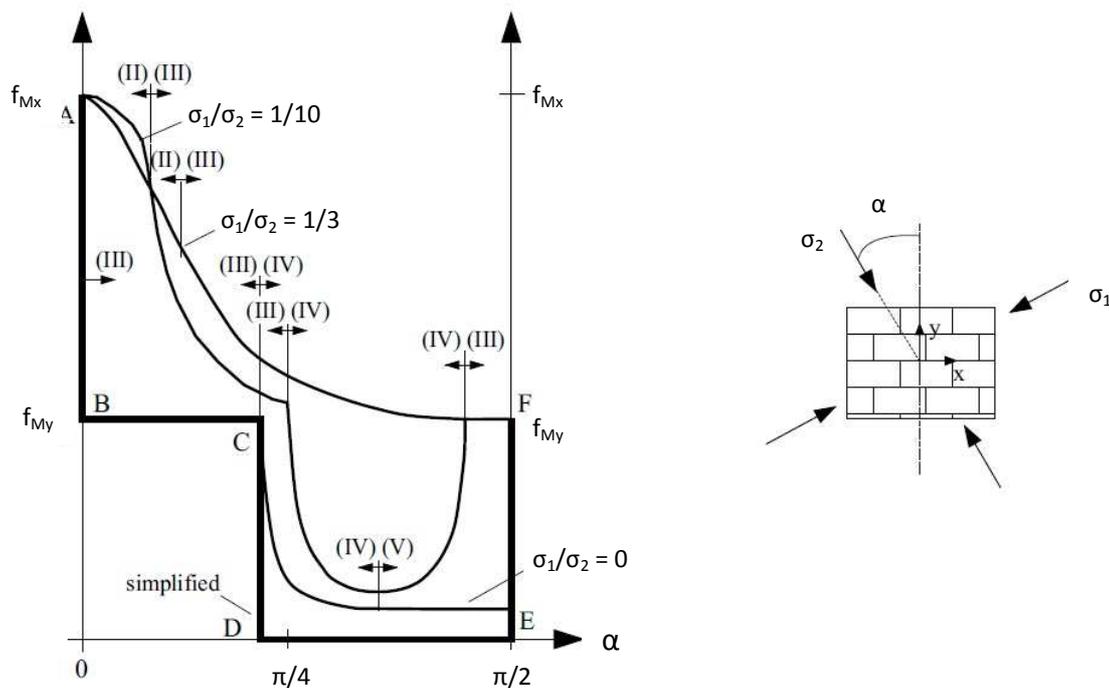


Figure 4.3. Evolution de la résistance en fonction de l'angle α [GANZ_84]

Selon la valeur du rapport des deux contraintes principales σ_1/σ_2 , la résistance à la compression peut être présentée comme une fonction de l'angle d'inclinaison α ; il s'agit de l'angle entre la direction de la contrainte principale σ_2 et la direction perpendiculaire aux joints de pose (figure 4.3). La valeur $\alpha=0$ correspond à l'essai de compression dans la direction perpendiculaire aux joints de pose, ce qui conduit à la valeur limite f_{My} ; la valeur $\alpha=\pi/2$ correspond à l'essai de compression dans la direction parallèle aux joints de pose, ce qui conduit à la valeur limite f_{Mx} . Pour les autres sollicitations, il est généralement admis que la résistance de la maçonnerie dépend de l'angle α et du taux de biaxialité σ_1/σ_2 . A partir des mécanismes évoqués ci-dessus, la figure 4.3 représente l'évolution de cette résistance.

4.1.2.2 Approche de Lang

Si on ne s'intéresse qu'au chargement uniaxial ($\sigma_1/\sigma_2 = 0$), on obtient la courbe d'évolution la plus conservatrice, que l'on peut approximer selon la courbe en caractères gras de la figure 4.3, ce qui engendre une surestimation de la capacité.

Cette hypothèse est cependant retenue notamment par Lang [LANG_02]. La figure 4.4 représente un élément de mur de longueur l_w , de hauteur h et d'épaisseur t , soumis à différents efforts en parties supérieure et inférieure, les côtés étant libres : l'effort normal N , l'effort de cisaillement V , les moments fléchissants au sommet et à la base du panneau notés respectivement M_1 et M_2 .

L'effort normal N est directement déterminé à partir des charges verticales et les moments M_1 et M_2 dépendent de l'action sismique représentée par l'effort de cisaillement V , qui est l'inconnue du problème.

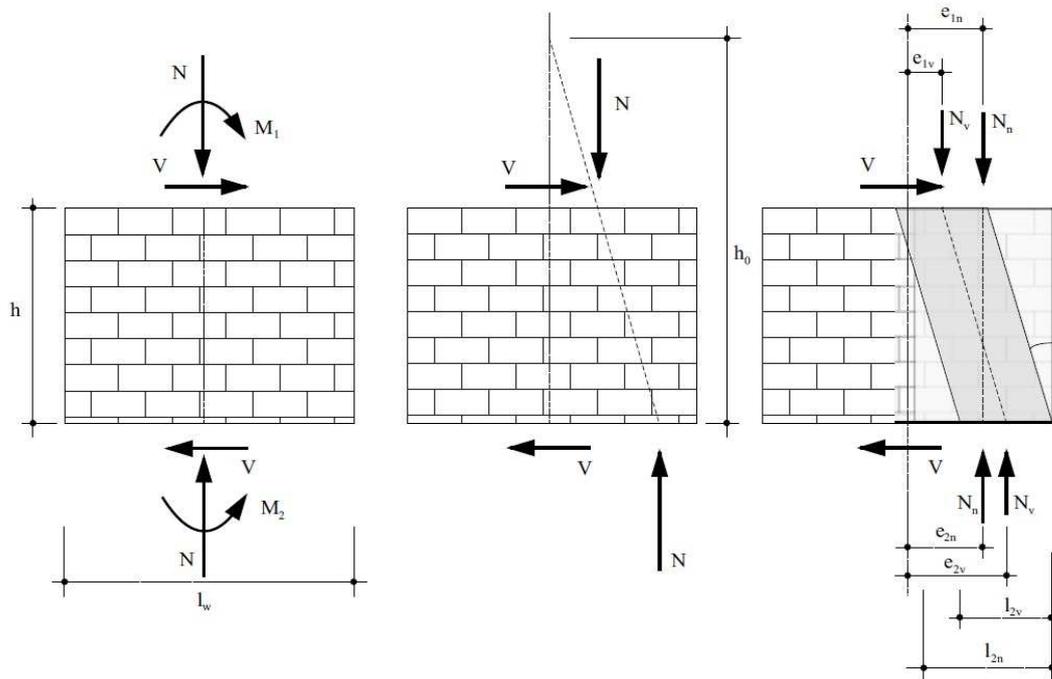


Figure 4.4. Efforts et champ de contraintes correspondant d'un élément de mur

h_0 correspond à la position pour laquelle le moment appliqué est nul, déterminée à partir de la base du mur. Le modèle de Lang considère un champ de contraintes constitué de deux zones, l'une inclinée d'un angle α par rapport à la verticale, l'autre verticale. Les actions normales agissant sur chacune des zones sont notées respectivement N_v et N_n . Les conditions d'équilibre s'écrivent alors :

$$N = N_v + N_n \quad (4.6)$$

$$M_1 = N_n \cdot e_{1n} + N_v \cdot e_{1v} \quad (4.7)$$

$$M_2 = M_1 + V \cdot h = N_n \cdot e_{2n} + N_v \cdot e_{2v} \quad (4.8)$$

$$V = N_v \cdot \tan \alpha \quad (4.9)$$

Les efforts N , V , M_1 et M_2 sont tenus de respecter les 5 conditions définies par les équations (4.1) à (4.5). A partir de la courbe simplifiée (figure 4.3), on obtient ainsi les trois conditions suivantes :

$$\frac{N_v}{l_{2v}.t.(\cos \alpha)^2} \leq f_{cy} \quad (4.10)$$

$$\frac{N_n}{l_{2n}.t} \leq (f_{cx} - f_{cy}) \quad (4.11)$$

$$\tan \alpha \leq \tan \varphi \quad (4.12)$$

avec

$$l_{2v} = l_w - 2e_{2v} \quad (4.13)$$

$$l_{2n} = l_w - 2e_{2n} \quad (4.14)$$

La méthodologie suivie consiste alors à faire varier la valeur de l'effort de cisaillement V jusqu'à ce qu'une des 3 relations (4.10 à 4.12) soit satisfaite, ce qui permet de déduire le mode de rupture. Par exemple, si on considère que le mode de rupture par flexion est prépondérant et que la rupture apparaît pour la valeur $\alpha = \varphi$, on obtient la valeur suivante :

$$V_f = \frac{f_{My}.l_w.t.N.\tan \varphi}{N+N.(\tan \varphi)^2 + 2.f_{My}.t.h_0.\tan \varphi} \quad (4.15)$$

Il faut s'assurer que cette valeur est inférieure à celle qui provoque la rupture par cisaillement, pour laquelle l'auteur propose une expression prenant en compte les caractéristiques la cohésion c et l'angle de frottement de l'interface :

$$V_d = l_w.t.c + N.\tan \varphi \quad (4.16)$$

4.1.2.3 Approche de Magenes

Magenes a également mené ces travaux à partir du modèle de Ganz et Thürlimann [GANZ_84] et l'a adapté aux normes italiennes. En négligeant la résistance à la traction de la maçonnerie (joints de pose), l'effort de cisaillement horizontal V_f , correspondant au mécanisme de rupture par flexion (rocking) s'écrit [MAGE_97] :

$$V_f = \frac{l_w.t.P}{2.\alpha_v} \left(1 - \frac{P}{k.f_{cx}} \right) \quad (4.17)$$

expression dans laquelle P représente la contrainte verticale moyenne sur le panneau due à l'effort axial N , α_v le rapport de cisaillement $\frac{h_0}{l_w} = \Psi' \frac{h}{l_w}$ ($\Psi' = 1$ si le panneau est encastré/libre et $\Psi' = 0,5$ si le panneau est encastré/encastré) ; $k = 0,85$ dans l'hypothèse d'un bloc de contrainte rectangulaire.

En ce qui concerne le mécanisme de rupture par cisaillement diagonal, Magenes propose une expression de la résistance au cisaillement, utilisant des valeurs de la cohésion et du frottement interne, corrigée à partir des travaux de Mann et Müller.

$$V_d = l_w \cdot t \cdot \min(\tau_{CS}; \tau_{WS}) \quad (4.18)$$

τ_{CS} et τ_{WS} correspondent à la contrainte limite de cisaillement sur une section horizontale et peuvent être obtenues d'après les relations suivantes :

$$\tau_{CS} = \frac{1,5 \cdot c + \mu \cdot p}{1 + \frac{3 \cdot c \cdot \alpha_v}{p}} \quad (4.19)$$

$$\tau_{WS} = \frac{c + \mu \cdot p}{1 + \alpha_v} \quad (4.20)$$

Mann et Müller [MANN_82] ont proposé une correction des valeurs de c (cohésion) et μ (coefficient de frottement) par l'intermédiaire d'un coefficient k tel que $c^* = k \cdot c$ et $\mu^* = k \cdot \mu$ avec :

$$k = \frac{1}{1 + \mu \frac{2 \cdot \Delta_y}{\Delta_x}} \quad (4.21)$$

où Δ_x et Δ_y sont respectivement la longueur et la hauteur d'un bloc de maçonnerie.

Enfin, Magenes caractérise le mécanisme de rupture par glissement le long des joints fissurés en exprimant la résistance par une loi de frottement sans cohésion

$$V_s = N \cdot \mu \quad (4.22)$$

4.1.3 Comparaison des deux modèles

Le tableau 4.1 présente la comparaison de la capacité obtenue par les modèles globaux de Lang et de Magenes, à partir d'une synthèse bibliographique regroupant les principales expérimentations européennes en vraie grandeur sur panneau encasté-encasté, menées à l'Université de Pavie (PAVIE) et au Centre JRC d'Ispra (ISPRA) par Magenes et al., à l'Université d'Eindhoven (EIND) par Lourenço et al., et à l'ETH de Zurich par Ganz et Thürlimann (ZURICH).

	Hauteur (m)	Largeur (m)	Epaisseur (m)	N (kN)	V Mag. (kN)	V Lang (kN)	V exp. (kN)
PAVIE [MAGE_97]	2	1,5	0,38	581	252	348	100
ISPRA_A1 [MAGE_97]	1,35	1	0,25	150	69	95	80
ISPRA_A2 [MAGE_97]	1,35	1	0,25	270	102	154	(*)
ISPRA_B1 [MAGE_97]	2	1	0,25	150	58	68	60
ISPRA_B2 [MAGE_97]	2	1	0,25	270	85	115	(*)
EIND_1 [LOUR_96]	1	1	0,1	30	23	28	30
EIND_2 [LOUR_96]	1	1	0,1	121	73	94	75
ZURICH_1 [GANZ_84]	2	3,6	0,15	415	142	(*)	130
ZURICH_2 [GANZ_84]	2	3,6	0,15	1287	400	(*)	200

Tableau 4.1. Comparaison des capacités estimées et mesurées (* donnée non disponible)

Il convient de noter la difficulté d'interprétation de la force horizontale limite expérimentale, en raison du caractère très dispersé des courbes fournies.

4.2 Modélisation locale des panneaux

Les modèles locaux sont basés sur une analyse fine et sont mis en œuvre généralement par un modèle Eléments Finis. Leur gestion de l'endommagement ainsi que l'échelle de discrétisation adoptée (éléments d'interface, composants complets) les différencient des autres types de modèle. Le modèle de Berto [BERT_02] et le modèle de Lourenço à l'Université de Delft [LOUR_96] appartiennent à cette catégorie.

Notre objectif d'évaluer la ductilité par modélisation impose le calcul jusqu'à la ruine. Pour cela, il est indispensable d'adopter une loi d'endommagement. La loi CSC, décrite au chapitre 3, étant peu adaptée à l'analyse post-pic, nous allons évaluer, dans un premier temps, deux autres lois disponibles dans le logiciel Abaqus : une loi de type Drucker-Prager hyperbolique CDP (Concrete Damaged Plasticity), et une loi de type rupture fragile BC (Brittle Cracking) en formulation explicite ; nous présentons ci-dessous les principales caractéristiques de ces lois.

4.2.1 Loi CDP (Concrete Damaged Plasticity)

Ce modèle pour matériau béton implanté dans Abaqus, pour calculs standard et explicite, met en œuvre deux mécanismes d'endommagement : la fissuration par tension et l'écrasement par compression. Pour plus de détails, le lecteur peut consulter le manuel théorique du logiciel Abaqus [ABAQ_10].

L'évolution de la surface de charge est contrôlée par les variables d'écrouissage que sont les déformations plastiques équivalentes, en tension et compression, respectivement $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ et $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$.

La réponse en tension uniaxiale (figure 4.5) est linéaire jusqu'à ce que la contrainte de rupture σ_{t0} soit atteinte ; la formation des micro-fissures est modélisée macroscopiquement par un adoucissement résultant de l'endommagement en tension du béton caractérisé par la variable d_t , telle que $0 \leq d_t \leq 1$. Si l'on désigne par E_0 le module d'élasticité longitudinal du béton avant dégradation, la relation contrainte-déformation s'écrit en tension :

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (4.23)$$

et l'on définit classiquement la contrainte effective, ici en tension, par :

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (4.24)$$

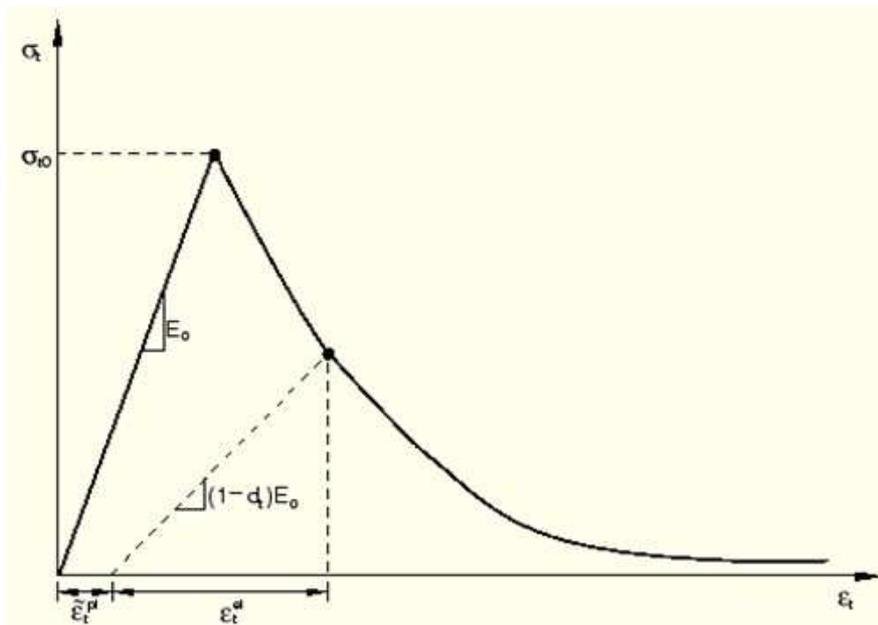


Figure 4.5. Réponse en chargement uniaxial en tension

Pour le cas de la compression uniaxiale, représentée sur la figure 4.6, le comportement est aussi linéaire jusqu'à la contrainte limite d'écoulement σ_{c0} ; dans le régime plastique, la

réponse est caractérisée par un écrouissage suivi d'un adoucissement à partir de la contrainte ultime σ_{cu} .

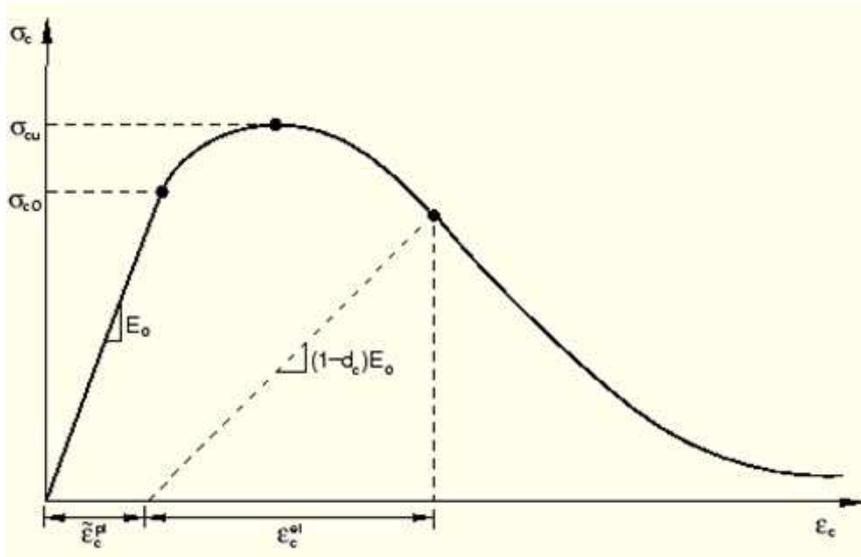


Figure 4.6. Réponse en chargement uniaxial en compression

Le modèle d'endommagement en compression est calqué sur celui de la tension, par la variable d'endommagement d_c avec $0 \leq d_c \leq 1$; la relation contrainte-déformation est de la forme :

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (4.25)$$

et à nouveau la contrainte effective, cette fois-ci en compression, s'exprime par :

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (4.26)$$

Pour les cas bidimensionnel et tridimensionnel, les relations contraintes-déformations, en endommagement isotrope défini par le scalaire d , s'expriment par :

$$[\sigma]_{ij} = (1 - d) [D_0^{el}]_{ijkl} : [\varepsilon - \varepsilon^{pl}]_{kl} \quad (4.27)$$

où $[D_0^{el}]$ désigne la matrice de comportement initiale du matériau non endommagé, les deux points « : » représentant le produit tensoriel contracté sur 2 indices.

La contrainte de Cauchy est liée à la contrainte effective par :

$$\sigma = (1 - d) \bar{\sigma} \quad (4.28)$$

Le comportement post-rupture en tension est spécifié soit par une relation contrainte-déformation, soit par un critère énergétique de fissuration. Dans le premier cas, le calcul s'effectue en convertissant les déformations de fissuration $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ en déformations plastiques $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ par l'intermédiaire de la relation 4.29 :

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (4.29)$$

avec $\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el}$ et où $\varepsilon_{0t}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0}$. Ces relations sont illustrées par la figure 4.7.

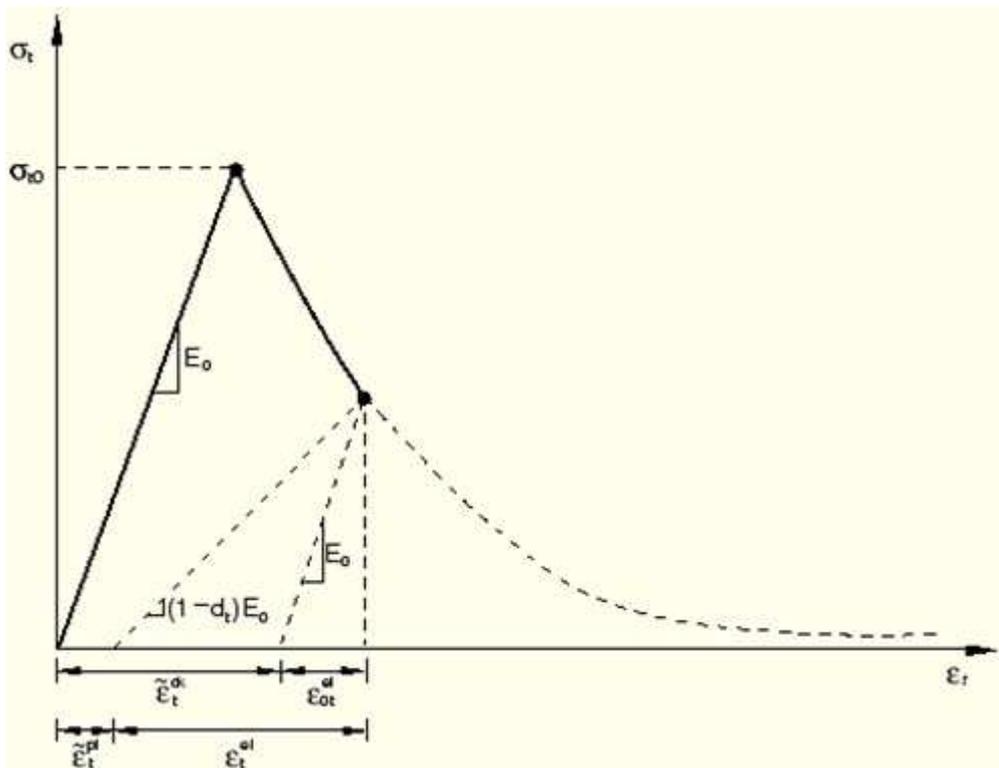


Figure 4.7. Définition des déformations de post-rupture en tension

La solution est sensible au raffinement de maillage ; pour pallier à cet inconvénient, il est préférable d'introduire une approche due à Hillerborg [HILL_76], avec une énergie requise pour ouvrir une fissure, d'aire unité, définie comme propriété matériau (figure 4.8), notée G_f et telle que :

$$u_{t0} = \frac{2G_f}{\sigma_{t0}} \quad (4.30)$$

où u_{t0} est la valeur du déplacement avec perte complète de résistance en tension.

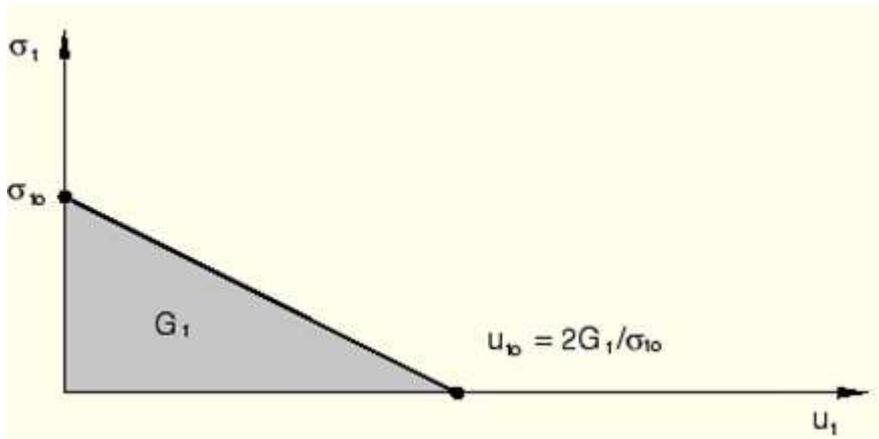


Figure 4.8. Energie de fissuration

Le modèle peut aussi être utilisé en définissant la contrainte de post-rupture en fonction du déplacement en fissuration (figure 4.9).

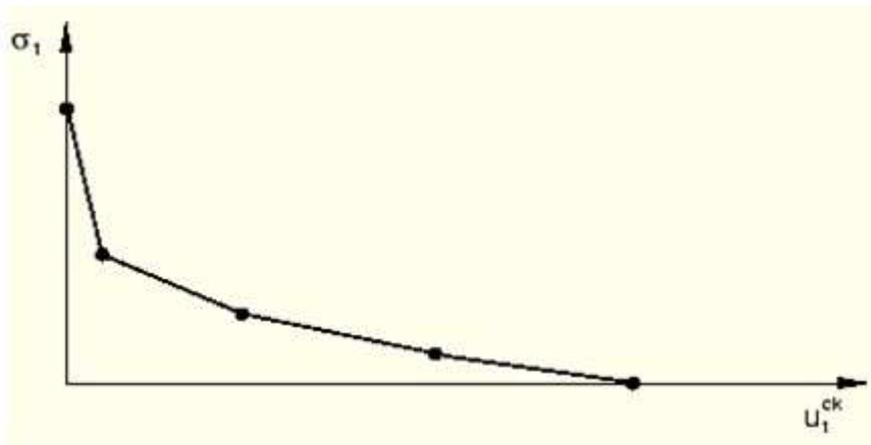


Figure 4.9. Loi d'évolution de contrainte-déplacement

Le déplacement du matériau fissuré est ensuite converti en déplacement « plastique » équivalent :

$$u_t^{pl} = u_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t l_0}{E_0} \quad (4.31)$$

avec la longueur unitaire l_0 spécifiée pour l'homogénéité de la relation.

Concernant le comportement de post-rupture en compression, la loi d'écroutissement (figure 4.10) est établie en fonction de la déformation inélastique $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ définie par :

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el} \quad \text{où} \quad \varepsilon_{0c}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (4.32)$$

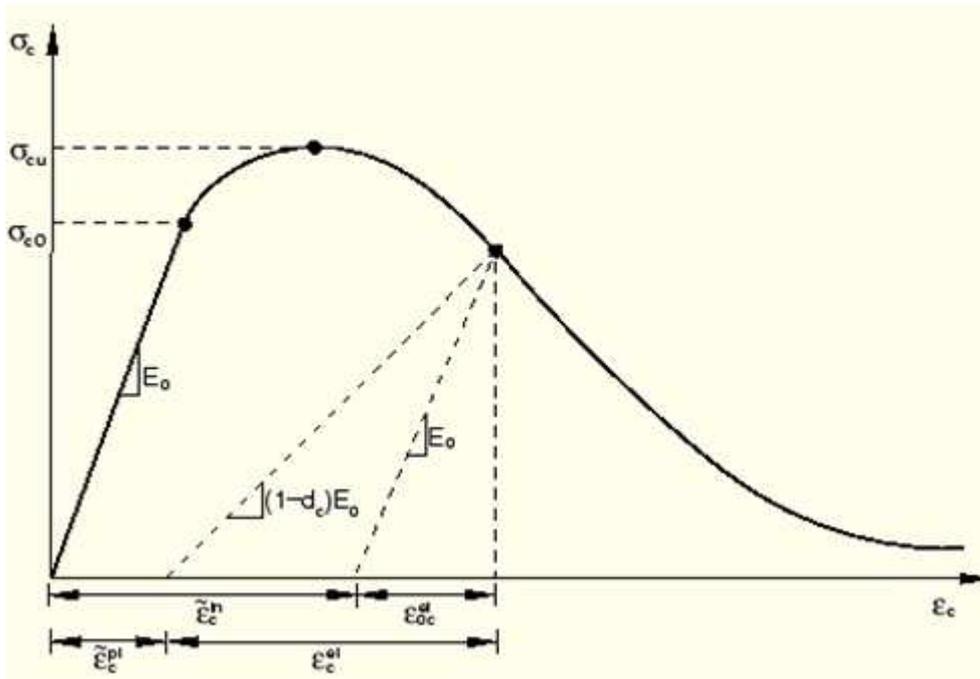


Figure 4.10. Ecrouissage en compression

La conversion des déformations inélastiques en déformations plastiques s'effectuant par :

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (4.33)$$

En absence de dommage par compression, il vient : $\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \varepsilon_c^{in}$.

Les variables d'endommagement d_t et/ou d_c sont les valeurs maximales de l'historique des valeurs de l'endommagement en traction ou en compression, en veillant à ne pas dépasser la valeur maximale de 0,99 (qui correspond à une réduction de 99 % de la rigidité) pour éviter des problèmes numériques de convergence de la solution.

4.2.2 Loi BC (Brittle Cracking)

Le code éléments finis Abaqus emploie en modélisation explicite un modèle de fissuration diffuse (de constitution des criques) pour représenter le comportement fragile discontinu du béton. Pour de plus amples informations, le lecteur pourra consulter la référence [ABAQ_10].

Il ne s'agira pas de suivre l'initiation et le développement d'une macro-fissure, mais la présence de zones diffuses de fissuration qui affectent le champ des contraintes et la rigidité du matériau aux points d'analyses.

Le critère de Rankine est adopté pour la détection de l'initiation des fissures ; la surface représentative de ce critère est schématisée sur la figure ci-dessous, dans l'hypothèse des contraintes planes.

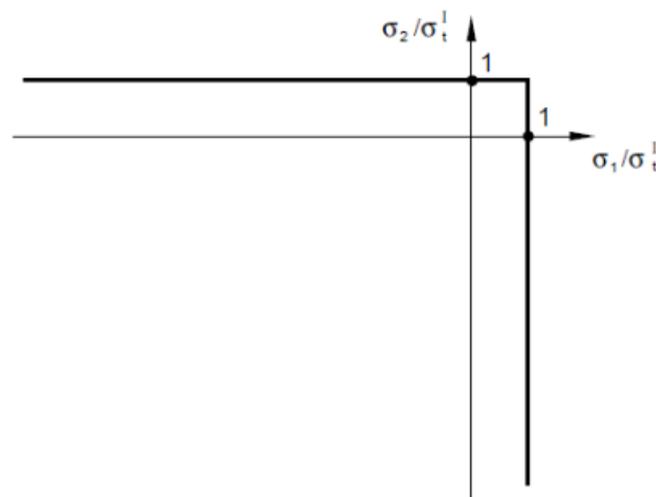


Figure 4.11. Critère de Rankine en contraintes planes

La détection de l'apparition des fissures est faite purement à partir du mode I, mais pendant l'évolution de l'endommagement, le modèle prend en compte les modes I (*tension softening*) et II (*shear softening/retention*) de fissuration.

La surface de fissuration est normale à la direction de la contrainte principale maximale en tension, au point d'apparition. Par la suite, les fissures qui pourraient apparaître aux mêmes points sont supposées (par le choix du modèle : directions de fissuration fixes, directions perpendiculaires entre elles) être orthogonales aux précédentes.

Une fois apparue, la fissure subsiste, mais elle peut se refermer, puis s'ouvrir, etc. suivant le changement de nature des efforts.

En dehors des zones d'initiation et de développement de la fissuration du béton, le matériau peut être considéré comme élastique linéaire, isotrope. La nature orthotrope du matériau fissuré est introduite à partir du modèle de fissuration lui-même.

Ce modèle est établi à partir d'une décomposition des taux de déformations en parties élastique et fissurée, successivement écrites dans l'équation ci-après :

$$d\varepsilon = d\varepsilon^{el} + d\varepsilon^{ck} \quad (4.34)$$

Les déformations sont exprimées dans le repère global sauf pour le cas des déformations associées aux fissures, qui elles, sont définies dans le repère local lié à la fissuration.

Comme dans le cas de la plasticité, une fonction de charge est écrite, dans le repère local de fissuration, en considérant l'adoucissement en tension (fissuration en mode I) ou en cisaillement (adoucissement en mode II). Les conditions écrites sont plus complexes que dans le cas de la plasticité classique à cause des états : fissure active ouverte ou fissure refermée.

Quand le béton n'est pas armé, le comportement post-fissuré dépend fortement de l'état de déformation voisin des fissures, lui-même sensible à la densité du maillage.

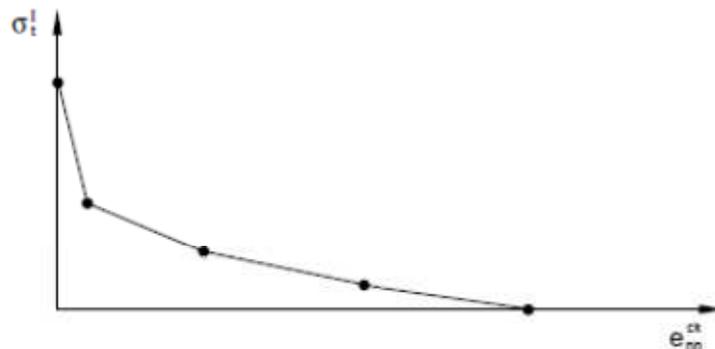


Figure 4.12. Evolution contrainte-déformation post-fissurée

Il est alors préférable d'utiliser une évolution des contraintes en fonction des déplacements, comme illustré ci-dessous.

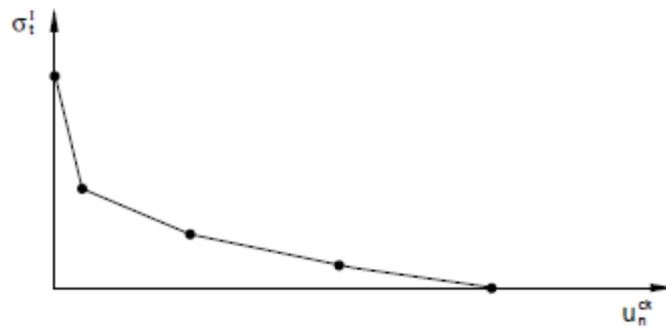


Figure 4.13. Evolution contrainte-déplacement en post-fissuration

Comme pour le cas de l'autre modèle d'endommagement des bétons, l'énergie de fissuration en mode I, c'est-à-dire G_f^I , peut être utilisée directement ou au travers d'une fonction linéaire telle que le déplacement normal à la fissure défini par :

$$u_{n0} = \frac{2G_f^I}{\sigma_{tu}^I} \quad (4.35)$$

avec σ_{tu}^I la contrainte de rupture.

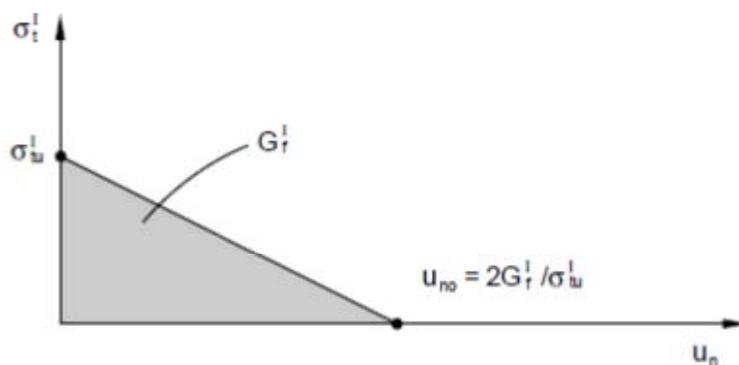


Figure 4.14. Courbe d'énergie de fissuration

Le lien entre déformation et déplacement de la zone fissurée s'exprime :

$$u_n^{ck} = u_n - u_n^{el} = e_{nn}^k h \quad (4.36)$$

avec e_{nn}^k déformation définie dans le repère local de la fissure, h longueur caractéristique.

Concernant le comportement post-fissuration en cisaillement, il ne faut pas perdre de vue, comme déjà cela a été signalé, que l'initiation des fissures ne s'établit qu'à partir du mode I de fissuration. Cependant le modèle inclut en post-fissuration les deux modes I et II. Ce dernier, le mode de cisaillement, dépend de l'ouverture de la fissure. Le module de cisaillement G_c de la zone fissurée est ainsi réduit.

En partant du module de cisaillement initial G , on écrit :

$$G_c = \rho(e_m^{ck}) G \quad (4.37)$$

où $\rho(e_m^{ck})$ est le facteur de rétention au cisaillement qui dépend de l'ouverture de fissure, comme l'indique la figure 4.15 ci-dessous :

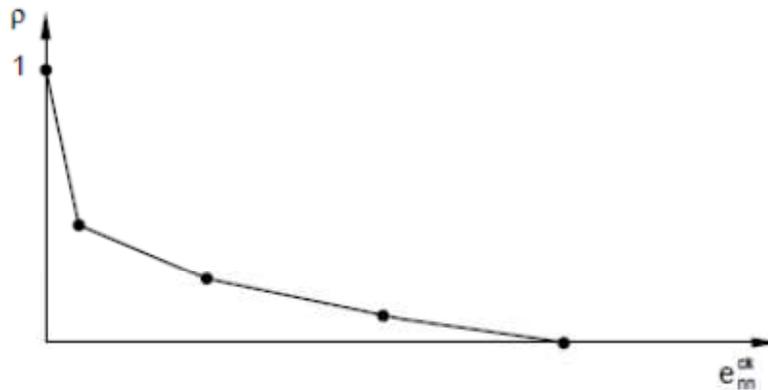


Figure 4.15. Facteur de rétention au cisaillement

Ce facteur peut aussi être défini par une loi en puissance.

4.3 Etude comparative et choix du modèle retenu

Afin d'estimer la ductilité des panneaux en maçonnerie, pour la démarche de calcul de la capacité d'un bâtiment du chapitre suivant, nous avons comparé nos modèles numériques, avec les lois matériau béton précédentes, et les résultats expérimentaux des travaux de Magenes [MAGE_97].

Il s'agit de comparer la courbe de capacité d'un panneau (et non plus seulement la force de capacité), d'un panneau de longueur 1,5 m, de hauteur 2 m et d'épaisseur 0,3 m, soumis à une précompression verticale, puis à un effort horizontal V avec empêchement de la rotation sur la face supérieure. Le matériau est le matériau de Pavie décrit précédemment.

Le modèle numérique explicite, en contraintes planes, avec environ $1,2 \cdot 10^5$ éléments, est représenté sur la figure 4.16a. Des interactions entre le panneau et le sol, ainsi que le plateau supérieur de chargement, permettent d'imposer les conditions aux limites : partie inférieure bloquée en translation, partie supérieure chargée en précompression ($\sigma_c = 1,2$ MPa), puis déplacement horizontal imposé.

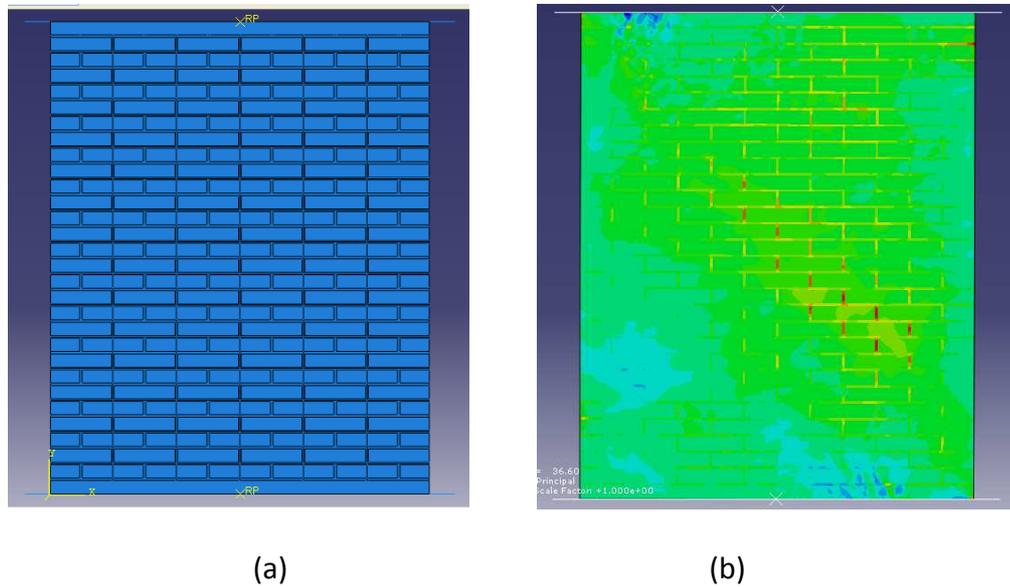


Figure 4.16. (a) Modèle numérique ; (b) déformation logarithmique principale dans le plan vers la fin du chargement

On compare dans le graphique de la figure 4.17 les résultats numériques obtenus avec les lois CDP et BC, et les valeurs expérimentales.

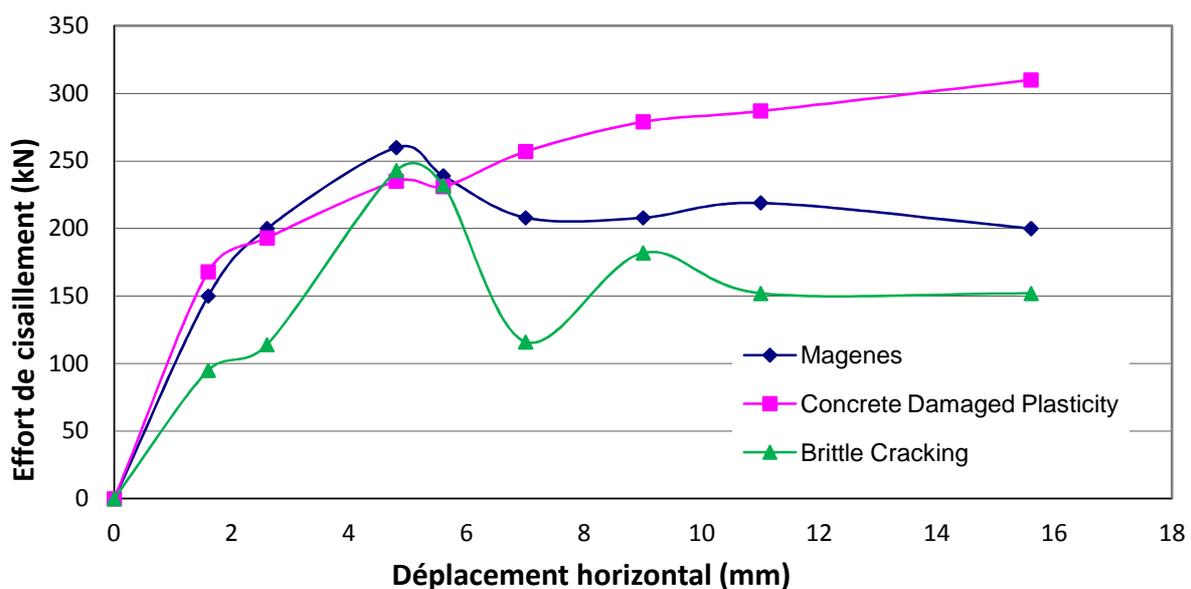


Figure 4.17. Comparaison des modèles numériques BC, CDP et résultats expérimentaux

Bien que le modèle d'endommagement du béton de type *Concrete Damage Plasticity* soit plus fidèle dans la phase de sollicitation du panneau que le modèle *Brittle Cracking*, nous retiendrons ce dernier pour les études ultérieures de ductilité. En effet, l'évolution quasi-monotone du modèle CDP ne nous permet pas d'estimer de chute de résistance du panneau.

Bibliographie du chapitre 4

- [ABAQ_10] Abaqus version 6.10, Abaqus Analysis User's Manual, Abaqus Theory Manual.
- [BERT_02] L. Berto, A. Saetta, R. Scotta, R. Vitaliani. *An orthotropic damage model for masonry structures*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 55, p. 127-157 (2002).
- [DIN_07] DIN 1053-100: 2007-09. *Mauerwerk, Teil 100: Berechnung auf der Grundlagen des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts*. Deutsches Institut für Normung e.V.: Beuth Verlag Berlin, 2007.
- [EURO_95] Eurocode 6. *Design of masonry structures. ENV 1996-1-1: 1995*, CEN, Bruxelles, Belgique, 1995.
- [GANZ_84] H. R. Ganz, B. Thürlimann. *Versuche an Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft, Institut für Baustatik und Konstruktion*. ETH Zürich, Versuchsbericht Nr. 7502-4, Birkhäuser Verlag Basel, 1984.
- [HILL_76] A. Hillerborg, M. Modeer, and P.E. Petersson, *Analysis of Crack formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements*. Cement and Concrete Research, vol 6, pp. 773-782, 1976.
- [LANG_02] K. Lang. *Seismic Vulnerability of Existing Buildings*. IBK Report No. 273, Swiss Federal Institute of Technology (ETH), Zurich, Switzerland, 2002.
- [LOUR_96] P. B. Lourenço. *Computational strategies for masonry structures*. PhD dissertation, Delft University of Technology, 1996.
- [MAGE_97] G. Magenes, G. M. Calvi. *In-plane seismic response of brick masonry walls*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 1091-1112, 1997.
- [MANN_78] W. Mann and H. Müller. *Schubtragfähigkeit von Mauerwerk, Mauerwerk-Kalender 3*. Ed. P. Funk, Ernst und Sohn: Berlin pp. 35-65, 1978.
- [MANN_82] W. Mann and H. Müller. *Failure shear-stressed masonry – an enlarged theory, tests and application to shear walls*. Proc. British Ceramic Society, 30, p.223-235, 1982.
- [SIA_03] SIA 266. *Construction en maçonnerie*. Norme, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich, 2003.

Chapitre 5

Une méthodologie pour l'évaluation de la
vulnérabilité à l'échelle d'un bâtiment

Table des notations

Par ordre alphabétique :

A	surface de plancher
d	différence de déplacement entre deux niveaux successifs
D	diamètre des galets
D_{d2}	déplacement en toiture correspondant à l'apparition du degré de dommages 2
d_u	déplacement ultime au sommet du trumeau du premier niveau
d_y	déplacement limite au sommet du trumeau du premier niveau
E_b	module de Young du bloc
E_m	module de Young du mortier
E_M	module de Young de la maçonnerie
f_m	résistance du mortier
f_M	résistance de la maçonnerie
G	fonction limite
G_M	module de cisaillement de la maçonnerie
h_0	position pour laquelle le moment appliqué est nul
h_e	hauteur d'étage
h_p	hauteur du trumeau
H_{tot}	hauteur totale du bâtiment
J	épaisseur des joints
k_e	raideur du système équivalent
l_o	distance horizontale entre l'entre-axe de deux murs
l_w	largeur d'un trumeau
m_e	masse du système équivalent
m_i	masse concentrée au plancher de l'étage i

M_1	le moment fléchissant au sommet du panneau
M_2	le moment fléchissants à la base du panneau
N	effort normal
P_f	probabilité de défaillance
R	facteur de réduction
S_a	accélération spectrale
S_d	déplacement spectral
u^*	coordonnées du point de conception
V	effort de cisaillement
V_b	effort de cisaillement à la base du bâtiment
V_{cr}	effort de cisaillement critique du trumeau
V_m	effort de cisaillement limite
X	vecteur de variables aléatoires
β	distance entre l'origine et le point de conception
δ	taux de décalage
φ	fonction de répartition
φ_i	déplacement du premier mode de vibration à l'étage i
Δ_{be}	déplacement élastique du bâtiment
Δ_{cr}	déplacement critique au sommet du mur
Δ_D	déplacement à la couverture
Δ_u	déplacement ultime au sommet du mur
Δ_y	déplacement au sommet du mur
μ_D	ductilité
μ_w	ductilité d'un mur
μ_{we}	ductilité du trumeau
ω_1	première pulsation propre du bâtiment

L'étude de la vulnérabilité à l'échelle d'un bâtiment nécessite tout d'abord de définir une typologie pour ce bâtiment. Rappelons que nous nous intéressons, dans le cadre de ce travail, aux immeubles dont les murs porteurs verticaux sont en maçonnerie non renforcée, ce qui implique des planchers légers (tels que les planchers en bois) simplement articulés sur les murs.

Les deux principales difficultés lorsque l'on passe de l'échelle du panneau à l'échelle du bâtiment sont, d'une part, la taille du problème, et d'autre part la présence des ouvertures. Il apparaît pratiquement rédhibitoire d'envisager l'analyse complète du bâtiment par un modèle non linéaire fin de type Eléments Finis si l'on souhaite analyser son comportement jusqu'à la ruine complète, en suivant des étapes d'endommagement progressif de grande amplitude. Plusieurs modèles « locaux » non-linéaires ont pourtant été proposés et implémentés, par exemple par Lourenço [LOUR_96], Berto [BERT_02], Gambarotta et Lagomarsino [GAMB_97_1], mais la plupart du temps leur application s'est restreinte à l'échelle du panneau.

La recherche de modèles plus économiques s'est basée tout d'abord sur l'observation des dommages subis par ce type de bâtiment au cours des séismes passés. La figure 5.1 montre des ruptures caractéristiques qui se situent plutôt au niveau des trumeaux (portion de façade située entre deux ouvertures dans le sens horizontal) et, dans une moindre mesure, dans les allèges (portion de façade située entre deux ouvertures dans le sens vertical) ; par contre les autres zones apparaissent relativement épargnées.



Figure 5.1. Ruptures caractéristiques observées (doc. Tremuri)

Ces observations sont à l'origine des modèles filaires retenus par de nombreux auteurs ; ces modèles sont constitués par un réseau de poutres représentant allèges et trumeaux reliés par des nœuds rigides. La difficulté est alors de construire une loi « matériau » réaliste, dans le domaine non-linéaire, prenant en compte notamment les effets bidimensionnels dans le plan des panneaux.

De plus, le passage de l'échelle du panneau à celle du bâtiment conduit la plupart des chercheurs à traiter la maçonnerie comme un milieu continu, obtenu par diverses techniques d'homogénéisation.

Un compromis entre modèle fin et modèle filaire est proposé par le modèle de Gambarotta de seconde génération [GAMB_97_2], utilisant le concept de macro-élément (figure 5.2). Un trumeau, ou une allège, y est découpé en 3 zones : deux bandes (situées à la base et au sommet), dans lesquelles les effets de flexion et de compression sont concentrés, et une partie centrale ne présentant que des déformations de cisaillement. La cinématique est décrite par un vecteur à 8 degrés de liberté, 3 degrés de liberté par bande (le déplacement axial, le déplacement horizontal et la rotation), et 2 degrés de liberté pour la zone centrale (le déplacement axial et la rotation).

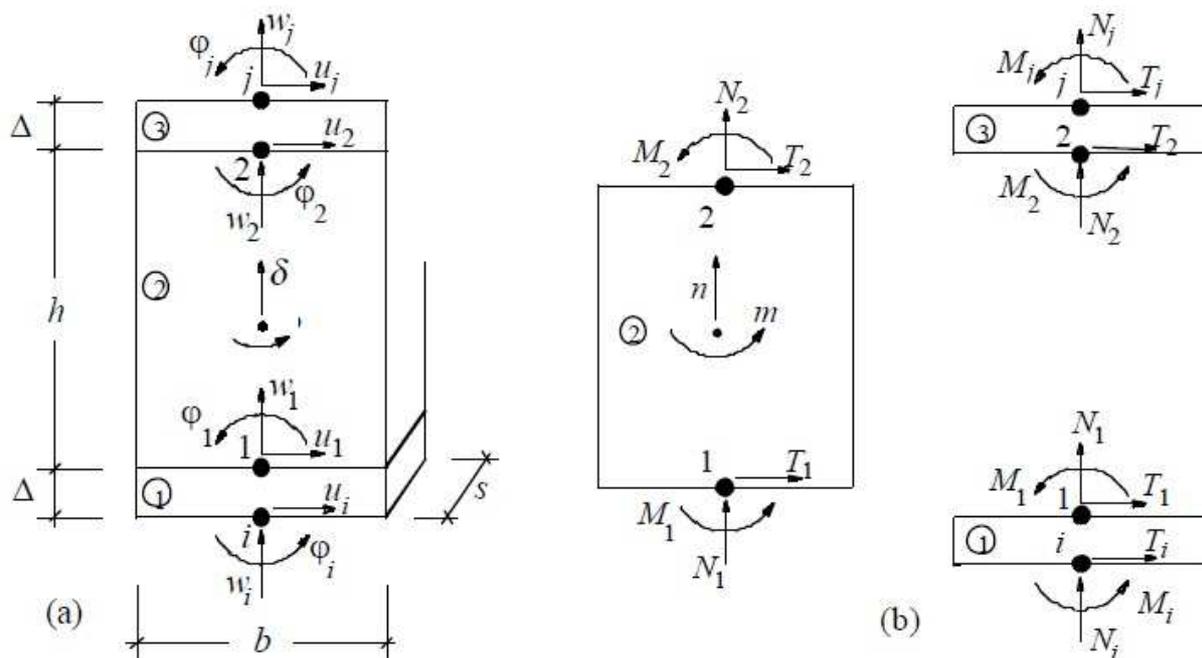


Figure 5.2. Modèle non-linéaire par macro-élément (Gambarotta, Penna, 1997)

Ce modèle, traitant le bâtiment comme un ensemble de macro-éléments, éventuellement renforcés par des éléments de poutres, a été implémenté notamment par Penna, Cattari et Galasco [PENN_02], et a donné naissance au logiciel TreMuri [GALA_04], dont un des principaux avantages est de permettre de traiter une forme quelconque de bâtiment, associant plusieurs techniques de construction, en utilisant la souplesse apportée par les Eléments Finis.

Notre région d'étude est une zone à sismicité modérée et la diversité des maçonneries rencontrées rendrait leur identification expérimentale très coûteuse. C'est pourquoi nous avons retenu, dans le cadre de ce travail, un modèle de type semi-analytique, c'est-à-dire alliant un faible temps de calcul si on souhaite se limiter à l'étude des degrés de dommages modérés et la possibilité de traiter les degrés de dommages importants par modélisation numérique fine des zones concernées. Plus précisément, nous avons adapté la procédure développée à l'ETH de Zurich par Lang [LANG_02], basée sur le modèle de Ganz et Thürlimann présenté au chapitre 4, dans le but de rendre cette procédure autonome vis-à-vis des essais expérimentaux sur panneaux.

Nous reprenons donc les concepts utilisés par K. Lang, en considérant une façade percée d'ouvertures, soumise à un cisaillement dans son plan, comme un ensemble de « murs » reliés entre eux par des « allèges ». Un « mur » est composé d'une succession de zones rigides et de « trumeaux » (figure 5.3). Les étages successifs sont séparés par des planchers, et le dernier étage est surmonté par un toit. On note l_0 la distance horizontale entre l'entre-axe de deux murs voisins.

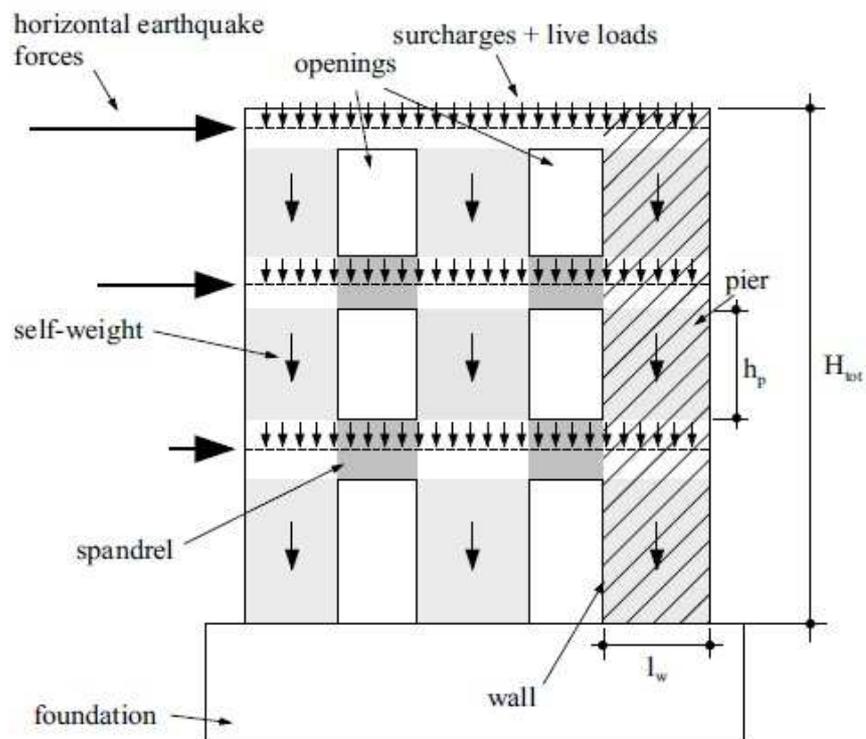


Figure 5.3. Terminologie des éléments de façade ([LANG_02])

Les grandes lignes du modèle et les hypothèses retenues sont brièvement exposées au paragraphe suivant.

5.1 Courbe de capacité d'un trumeau

5.1.1 Effort de cisaillement limite (V_m)

Le concept de « panneau », présenté au chapitre 4, est appliqué aux trumeaux constituant un « mur », et conduit, dans le cas où il n'y a pas ruine par cisaillement des joints, à l'expression suivante (avec les notations du paragraphe 4.1.2.) :

$$V = \frac{f_y \cdot l_w \cdot t \cdot N \cdot \tan \alpha}{N + N \cdot (\tan \alpha)^2 + 2 \cdot f_y \cdot t \cdot h_0 \cdot \tan \alpha} \quad (5.1)$$

Comme, par définition, la capacité du « mur » est la valeur de l'effort de cisaillement à sa base, on considère le trumeau du niveau le plus bas ; après avoir déterminé la hauteur h_0 correspondant au moment nul, V_m est évalué en faisant varier l'angle α jusqu'à ce que l'une des trois conditions (4.10) à (4.12) soit satisfaite.

Pour les autres étages, l'effort de cisaillement est plus faible, puisque la descente de charges est moins importante. Il faut donc s'assurer que pour l'étage le plus haut, le rapport V/N n'est pas supérieur à $\tan \varphi$ (condition de ruine par glissement des joints).

5.1.2 Déplacement limite au sommet du mur (Δ_y)

Sous l'action d'un effort de cisaillement, désignons par la notation d la différence de déplacement entre deux niveaux successifs. Le terme $\delta = \frac{d}{h_e}$ (h_e désignant la hauteur d'étage) représente le « taux de décalage ». Compte-tenu des observations de dommages déjà évoquées, deux hypothèses sont généralement admises :

- le taux de décalage de l'étage est assimilé au taux de décalage du trumeau de cet étage ;
- le taux de décalage est le même pour chacun des étages (on l'évaluera au premier niveau).

La figure 5.4 montre la distribution des moments et des efforts tranchants d'un trumeau soumis aux forces réelles et à une force unitaire appliquée au niveau du plancher. Le déplacement horizontal au sommet (d) est ainsi :

$$d = \int_0^{h_p} \frac{M(x) \cdot m(x)}{EI_{eff}} \cdot dx + \int_0^{h_p} \frac{V(x) \cdot v(x)}{GA_{eff}} \cdot dx \quad (5.2)$$

avec

$$M(x) = M_1 + V \cdot x = V \cdot (h_0 - h_p) + V \cdot x \quad (5.3)$$

$$V(x) = V \quad (5.4)$$

$$m(x) = x \quad (5.5)$$

$$v(x) = 1 \quad (5.6)$$

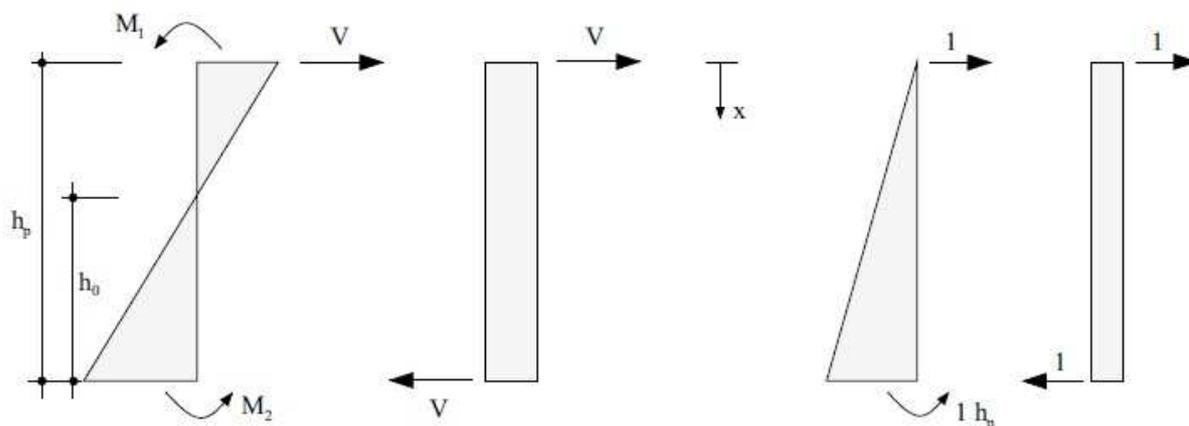


Figure 5.4. Moments et efforts tranchants dans le trumeau cisailé

Par substitution et intégration, on obtient :

$$d = \frac{V \cdot h_p^3}{3 \cdot E I_{eff}} + \frac{M_1 \cdot h_p^2}{2 \cdot E I_{eff}} + k \cdot \frac{V \cdot h_p}{G A_{eff}} \quad (5.7)$$

Pour une section rectangulaire, $k=6/5$; en remplaçant M_1 par sa valeur, V par V_m , et en divisant par la hauteur du trumeau h_p , on obtient le taux de décalage δ , et par suite le déplacement Δ_y au sommet du mur :

$$\Delta_y = \delta \cdot H_{tot} = V_m \cdot H_{tot} \cdot \left(\frac{h_p \cdot (3h_0 - h_p)}{6 E I_{eff}} + \frac{k}{G A_{eff}} \right) \quad (5.8)$$

Les valeurs « effectives » des modules de rigidité sont obtenues en multipliant les modules de la maçonnerie intacte par un coefficient de réduction, sorte de variable d'hérédité traduisant l'état de fatigue de cette même maçonnerie avant le séisme ; dans son travail, Lang [LANG_02] considère une valeur de 0,5.

5.1.3 Déplacement ultime au sommet du mur (Δ_u)

Le déplacement ultime au sommet du mur est directement lié à sa ductilité μ_w définie par :

$$\mu_w = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (5.9)$$

A partir d'observations expérimentales selon lesquelles c'est essentiellement le niveau le plus bas qui entre en plasticité, les autres niveaux demeurant pratiquement élastiques, on peut admettre la relation :

$$\Delta_u = \Delta_y + (d_u - d_y) \quad (5.10)$$

et, en posant $d_u = \mu_{we} \cdot d_y$, on obtient :

$$\mu_w = 1 + \frac{h_p}{H_{tot}} \cdot (\mu_{we} - 1) \quad (5.11)$$

Dans ces expressions, d_u et d_y représentent respectivement les déplacements ultimes et limites au sommet du trumeau du premier niveau.

Il reste à déterminer μ_{we} , la ductilité du trumeau. Cette question est complexe, car elle dépend du rapport des dimensions du panneau, de la maçonnerie bien sûr, et des conditions aux limites appliquées sur ce panneau. Dans la littérature, cette grandeur n'est estimée que par approche expérimentale, et par conséquent restreinte à un type particulier de maçonnerie ; on peut citer en particulier les travaux conduits à l'ETH de Zurich par Ganz [GANZ_85] et à Pavie par Magenes et Calvi [MAGE_97]. Toujours dans un souci de généralité et d'économie, nous proposons dans ce travail d'apprécier la ductilité par la simulation numérique non-linéaire du comportement du trumeau du premier niveau, selon la méthode décrite au chapitre 4, pour laquelle les conditions aux limites sont introduites par un ressort de torsion dont la raideur est déterminée à partir de la relation moment/rotation de l'analyse « filaire » de la structure.

5.1.4 De la capacité des murs à la capacité du bâtiment

La courbe de capacité du bâtiment est obtenue par superposition des courbes de capacité des murs. Pour obtenir la courbe de vulnérabilité, le déplacement en toiture est comparé aux déplacements correspondants de l'Echelle Macrosismique Européenne.

Le degré de dommage 1 (dégâts négligeables à légers) est considéré coïncider avec le point de contrainte nulle (si on néglige la résistance en traction) de la section fléchie d'un trumeau de largeur l_w , c'est-à-dire lorsque l'effort normal est à la limite du noyau central,

correspondant à un moment $M_2 = \frac{N.l_w}{6}$. On peut en déduire l'effort de cisaillement critique du trumeau $V_{cr} = \frac{M_2}{h_0}$ et le déplacement correspondant au sommet du mur Δ_{cr} . L'effort de cisaillement à la base du bâtiment est obtenu par sommation sur l'ensemble des murs :

$$V_{b1} = \sum_i V_i(\Delta_{cr}) \quad (5.12)$$

Pour le degré de dommage 2 (dégâts modérés), on considèrera qu'un début de macro-fissuration apparait lorsque l'un des murs atteindra son état limite, c'est-à-dire pour un déplacement égal à la quantité Δ_y de ce mur.

L'indicateur du degré de dommage 3 (dégâts sensibles à importants), correspondant à une fissuration étendue à l'ensemble du bâtiment, sera le point pour lequel la rigidité du bâtiment tend vers zéro, c'est-à-dire lorsque le dernier mur entre en plasticité, ou encore pour un déplacement égal à la valeur maximale de Δ_y .

Le degré de dommage 4 (dégâts très importants) sera assimilé au point où le premier mur atteint son état limite ultime.

5.2 Demande sismique

Le séisme est caractérisé par un spectre d'accélération, mais un spectre de déplacement semble plus approprié. Ce spectre S_d peut approximativement être déduit du spectre d'accélération S_a par la relation $S_d = \frac{S_a}{\omega_1^2}$, ω_1 désignant la première pulsation propre du bâtiment. L'utilisation de ces spectres implique de considérer le bâtiment comme un système à un seul degré de liberté équivalent au système à plusieurs degrés de liberté représenté par un modèle brochette.

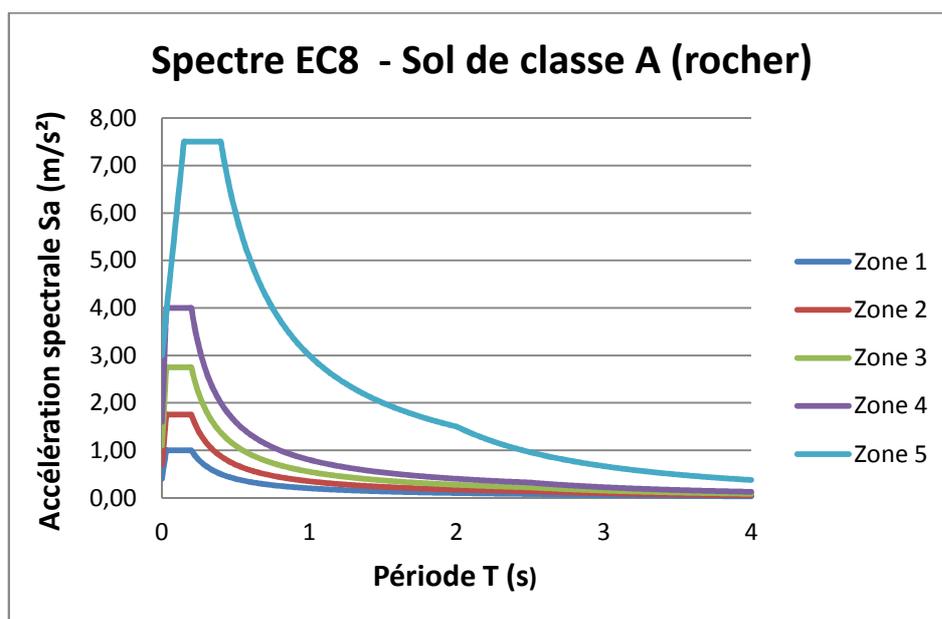


Figure 5.5. Détermination du spectre de réponse en accélération

La raideur et la masse de ce système équivalent sont $k_e = \frac{V_{bm}}{\Delta_{by}}$ (quantités relatives au bâtiment déduites de sa courbe de capacité) et $m_e = \sum m_i \cdot \varphi_i$, expression dans laquelle m_i désigne la masse concentrée au plancher de l'étage i , et φ_i est le déplacement du premier mode de vibration à l'étage i , normalisé à 1 à l'étage supérieur. Ainsi, le déplacement élastique Δ_{be} du bâtiment à plusieurs degrés de liberté peut être déduit du spectre de déplacement à un degré de liberté $S_d(f_1)$ à l'aide du facteur de participation modale :

$$\Delta_{be} = \frac{\sum m_i \varphi_i}{\sum m_i \varphi_i^2} \cdot S_d(f_1) \quad (5.13)$$

Une approximation courante consiste à considérer le premier mode de vibration comme de forme triangulaire.

La prise en compte du comportement non-linéaire permet de déterminer le déplacement à la couverture Δ_D à partir du déplacement équivalent Δ_{be} , à partir de la ductilité $\mu_D = \frac{\Delta_D}{\Delta_{be}}$ et d'un facteur de réduction $R = \frac{V_{be}}{V_{bm}} = \frac{k \cdot \Delta_{be}}{V_{bm}}$, comme suit :

$$\Delta_D = \mu_D \cdot \Delta_{by} \quad (5.14)$$

La quantité R est connue ; la relation entre μ_D et R a été étudiée par de nombreux auteurs [MIRA_94]. Par exemple, Newmark et al. [VELE_60], à partir des observations du séisme d'El Centro, proposent la relation $\mu_D = \frac{1+R^2}{2}$, valable pour une fréquence propre supérieure à 2 Hz.

5.3 Fonction de vulnérabilité

En faisant varier le niveau du spectre d'accélération, et par conséquent du spectre de déplacement, on peut tracer la courbe montrant la variation de Δ_D avec S_d , représentative de ce que l'on peut appeler la fonction de vulnérabilité. Sur le même graphique, peuvent être reportés les déplacements correspondant aux différents degrés de dommages.

Par la suite, la définition de la vulnérabilité du bâtiment par un scalaire, plus facile à manipuler, dépend de l'utilisateur : par exemple, il peut considérer la probabilité d'atteindre un certain degré de dommage pour un séisme donné, mais de nombreuses autres interprétations sont possibles.

5.4 Implémentation du modèle

La méthodologie décrite ci-dessus a été implémentée par un programme (VULNEBAT) écrit en langage Python, couplé à des calculs de structures menés à l'aide du logiciel Abaqus. Les différentes étapes de cette méthodologie sont résumées ci-dessous :

1. A partir des plans du bâtiment, ou par relevé, identification des murs actifs, relevé des dimensions principales, des surfaces de plancher associées à chaque mur, des épaisseurs des murs et des planchers ;
2. Réalisation d'essais sur les blocs, le mortier et le joint, puis simulation numérique des essais sur la maçonnerie et détermination des résistances et des caractéristiques élastiques homogénéisées, selon la démarche décrite au chapitre 3 ;
3. Construction de la structure à barres représentant le squelette du bâtiment, à partir du rapport des inerties des allèges et des trumeaux ; analyse sous l'action d'une charge latérale de distribution triangulaire, permettant de déduire les hauteurs de moment nul h_0 ;
4. Modélisation non-linéaire des panneaux du premier niveau pour chacun des murs, soumis aux conditions aux limites dépendant de h_0 , conduisant à la détermination de leur ductilité μ_{we} ;
5. Utilisation des résultats précédents par le programme VULNEBAT fournissant en sortie les courbes de capacité des murs, du bâtiment, ainsi que la courbe de vulnérabilité pour une gamme de spectre de réponse en déplacement.

Le schéma de cette méthodologie apparait sur la figure 5.6 :

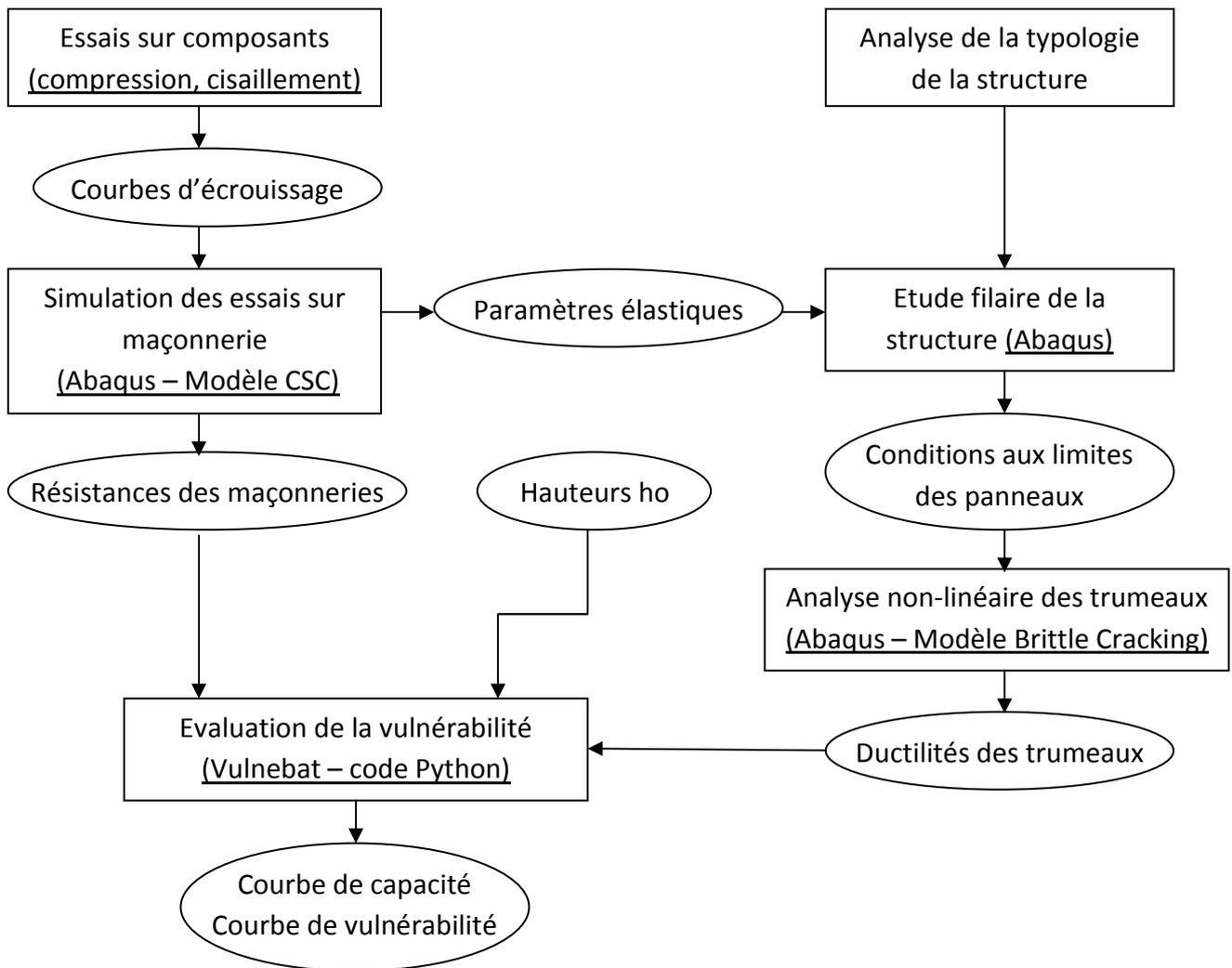
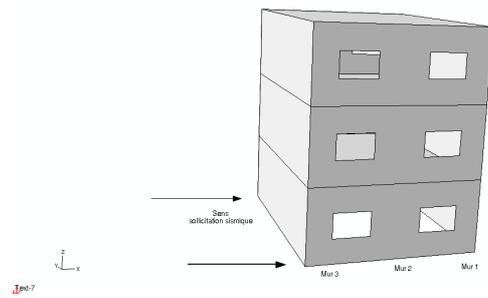


Figure 5.6. Méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité d'un bâtiment

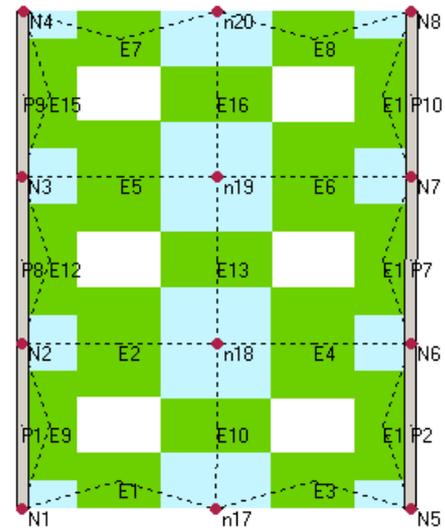
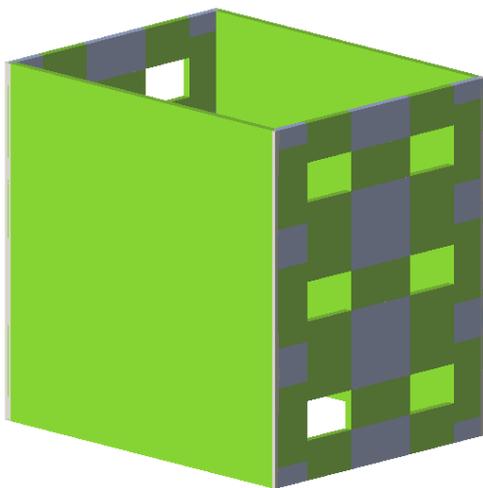
5.5 Validation de la courbe de capacité

Pour valider la courbe de capacité du bâtiment, nous comparons les résultats obtenus avec notre méthode et les résultats obtenus avec le logiciel TreMuri, considérant que ce logiciel a lui-même été validé par essais sur bâtiments expérimentaux à l'Université de Pavie [MAGE_95] et au Centre ISMES de Bergamo [BENE_96].

Le bâtiment test choisi (figure 2.4), de dimensions en plan 7 m x 9 m, comprend trois niveaux identiques, d'une hauteur de 3 m, et est supposé construit avec la même maçonnerie que celle du bâtiment de Pavie, décrite au chapitre 3. Les façades sont identiques et on néglige les effets hors-plan des murs en pignon ; seules sont prises en considération les résistances en cisaillement des façades. La figure 5.7a donne une représentation simplifiée de ces façades, composées chacune de 3 « murs », selon la terminologie utilisée au paragraphe 5.1 ; la figure 5.7b montre le modèle « TreMuri » et la typologie de ses macro-éléments.



(a)



(b)

Figure 5.7. Bâtiment test : (a) Représentation simplifiée ; (b) modèle TreMuri (vue 3D et découpe en macro-élément)

A l'aide du logiciel Abaqus, on détermine le diagramme des moments par une analyse linéaire en modèle de poutres, ainsi que la ductilité des trumeaux du premier niveau des murs par la simulation décrite en détail au chapitre 3.

A la suite de ces calculs préparatoires, les données obtenues, à introduire dans le programme d'évaluation de la vulnérabilité, sont résumées dans le tableau 5.1.

N° mur	Longueur (m)	Hauteur (m)	Surface A (m ²)	h ₀ (m)
1	1	1	4,5	1,5
2	2	1	9	2,4
3	1	1	4,5	1,5

Tableau 5.1. Caractéristiques des murs-types du bâtiment-test

La figure 5.8 montre les courbes de capacité obtenues par la procédure Vulnebat d'une part, et par le logiciel TreMuri d'autre part. On peut remarquer une concordance satisfaisante dans la première partie de la courbe. A partir d'un déplacement de la toiture de 7 mm, les deux courbes s'écartent, mais cette zone correspond à un mode d'endommagement avancé, traité de manière différente par les deux analyses : analyse continue de la structure (TreMuri) ou par paliers (Vulnebat).

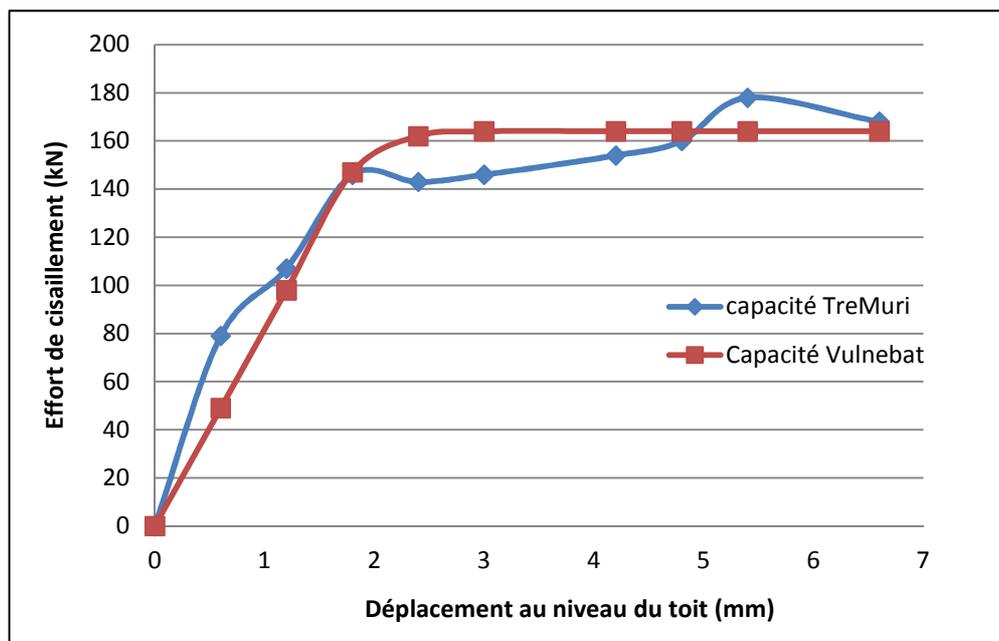


Figure 5.8. Comparaison des courbes de capacité du bâtiment test

5.6 Applications

5.6.1 Construction en maçonnerie non renforcée de parpaings pleins

5.6.1.1 Le bâtiment

La démarche décrite ci-dessus a été appliquée à un petit immeuble de Lourdes, représentatif de la typologie des bâtiments de faible hauteur, en maçonnerie traditionnelle non renforcée. Il s'agit d'un immeuble d'habitation de 3 niveaux, de dimensions en plan 20,45 m x 9 m, et de hauteur 2,70m, abritant deux logements par étage (figure 5.9). Les planchers, dont le poids a été estimé à 2 kN/m², soumis à une surcharge d'exploitation de 1 kN/m², sont en bois traditionnel, et sont considérés comme simplement articulés sur les murs.

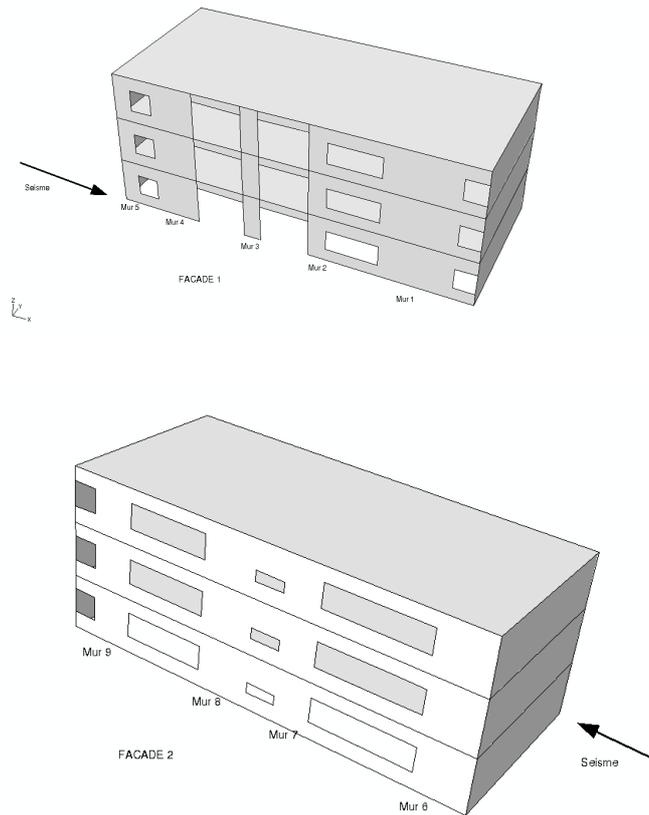


Figure 5.9. Représentation simplifiée des deux façades du bâtiment

5.6.1.2 Le matériau

La maçonnerie est constituée de blocs en parpaings pleins, très utilisés au début du 20^{ème} siècle (longueur 30 cm, hauteur 20 cm, épaisseur 15 cm), arrangés en quinconce avec un mortier à la chaux, dont l'épaisseur moyenne des joints est de 1 cm, mais dont la composition exacte n'a pu être retrouvée. Les échantillons de mortier nécessaires à nos essais ont donc été reconstitués à partir de formulations trouvées dans la littérature pour des mortiers analogues, dont les proportions de mélange sont 1/3 de chaux pour 2/3 de sable [LANA_03] ; pour prendre en compte ce facteur d'incertitude, une étude fiabiliste, considérant les caractéristiques comme des variables aléatoires, est proposée par la suite.

Les modules d'élasticité et les résistances des blocs et du mortier, obtenus par les essais de compression décrits au chapitre 3, ont été également traités comme des variables aléatoires de distribution normale. Leurs moyennes et écarts-types sont consignés dans le tableau 5.2 :

Composant	Masse volumique (kg/m ³)	Moyenne module (MPa)	Ecart-type module	Moyenne résistance (MPa)	Ecart-type résistance (MPa)
Blocs	2000	14000	400	13	2
Mortier	1700	1600	200	2	0,25

Tableau 5.2. Caractéristiques des composants testés

Par ailleurs, les courbes d'érouissage expérimentales du mortier ont été moyennées, conduisant à la courbe-type représentée sur la figure 5.10. Le module d'élasticité est calculé pour une contrainte égale à 40 % de la résistance de pic, rejoignant en cela les recommandations de plusieurs auteurs (Al-Mukhtar et al. [ALMU_05], Benkechkache [BENK_11]) ; la déformation correspondante est de l'ordre de 30 % de la déformation de pic.

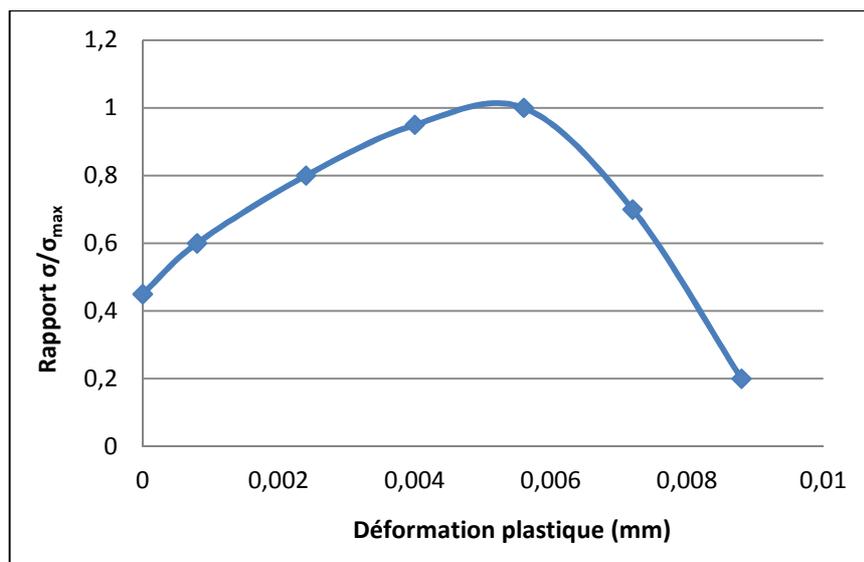


Figure 5.10. Courbe d'érouissage-type du mortier

Les caractéristiques du composite « maçonnerie » ont été obtenues par simulation numérique des essais. La figure 5.11 représente la maçonnerie utilisée.



Figure 5.11. Photographie de la maçonnerie

Une étude paramétrique, menée avec le logiciel Pilote [PILO] du laboratoire, associant le modèle Abaqus et une procédure d'exploitation automatique, et exprimant le module longitudinal (E_M), le module de cisaillement (G_M) et la résistance (f_M) de la maçonnerie en fonction du module des blocs (E_b), du module du mortier (E_m), et de la résistance du mortier (f_m), a conduit aux relations suivantes :

$$E_M = -0,79 E_m + 0,295 E_b + 0,000175 E_m E_b + 3846 \quad (5.15)$$

$$G_M = -0,122 E_m + 0,038 E_b + 0,00006 E_m E_b + 1242 \quad (5.16)$$

$$f_M = 1,8 f_m \quad (5.17)$$

Ces relations permettent de retrouver les valeurs expérimentales avec une précision inférieure à 5%.

La modélisation de l'essai de joint sur triplet (paragraphe 3.5.2) conduit à une valeur de $\tan \varphi = 0,8$. La masse volumique de la maçonnerie a été déterminée à partir des dimensions, de la masse volumique des composants et de leur configuration dans l'échantillon ; la valeur obtenue est de 16 kN/m^3 .

5.6.1.3 Courbe de vulnérabilité

En utilisant la terminologie définie ci-dessus, l'étude a été menée à partir de la définition des 9 murs représentés sur la figure 5.9. Le tableau 4.3 regroupe leurs caractéristiques dimensionnelles, les rapports d'inertie entre allèges et trumeaux, ainsi que la hauteur h_0 de moment nul, obtenue par une analyse du « squelette » de la structure à l'aide du logiciel Abaqus (figure 5.9). Sur la dernière colonne du tableau, figure la ductilité du trumeau du premier niveau, obtenue par analyse non-linéaire du panneau selon la procédure présentée au chapitre 3.

Numéro de mur	Largeur l_w (m)	Hauteur h_p (m)	Surface du plancher A (m^2)	Hauteur h_0 (m)	Ductilité (Δ_u / Δ_y)
1	2,9	2,2	13,1	8,1	2,3
2	1	2,2	4,5	5	1,3
3	1	2,2	4,5	4,6	1,3
4	2,4	0,8	10,8	5	2
5	1	0,8	4,5	1,9	1,7
6	3	0,8	13,5	4,8	2,1
7	2,2	0,8	9,9	2,1	2
8	2,2	0,8	9,9	2,1	2
9	1,4	0,8	6,3	1,7	1,8

Tableau 5.3. Caractéristiques des murs du bâtiment

Les déplacements et les forces correspondant aux divers degrés de dommages sont présentés dans le tableau 5.4, tandis que la figure 5.12 montre les courbes de capacité des murs (a), la courbe de capacité du bâtiment (b) et la courbe de vulnérabilité, pour des spectres sismiques variant de 0 à $6,5 \text{ m/s}^2$ (c).

Degré de dommage	Déplacement (mm)	Effort de cisaillement (kN)
1	0,6	86,2
2	1,8	231
3	2,9	306
4	3,7	292

Tableau 5.4. Déplacements en toiture et degrés de dommages

Le degré de dommage 1 est atteint par le mur 4 (valeur de Δ_{cr} minimale, égale à 0,6 mm) ; le degré 2 est dû au mur 4 (Δ_y minimal, égal à 1,8 mm). La valeur maximale de Δ_y (degré 3) correspond au mur 3 (5,3 mm), mais on peut constater que dans ce cas plusieurs murs (4, 5 et 6) ont atteint leur déplacement ultime, et on considèrera donc pour caractériser ce degré de dommage le déplacement d'entrée en plasticité du bâtiment, soit 2,9 mm. Le degré de dommage 4 (Δ_u min) est dû au mur 4 (valeur 3,7 mm).

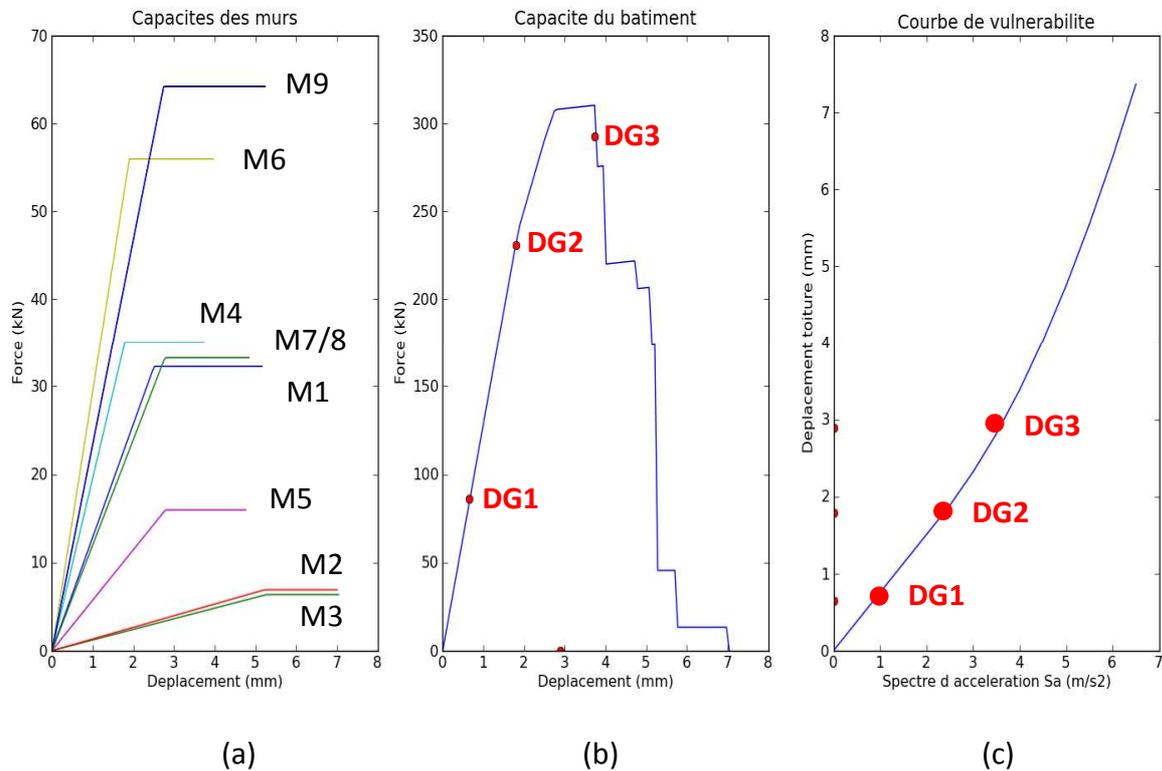


Figure 5.12. Courbes de capacité et de vulnérabilité du bâtiment (tableau 5.3)

En considérant la courbe de vulnérabilité, on constate que le niveau de dommage 2 peut être atteint par ce bâtiment pour un niveau de spectre de l'ordre de 2 m/s², ce qui correspond à un spectre possible si on considère qu'un séisme du niveau de celui des Abruzzes en 2009, d'après les sismologues, peut se produire dans la région lourdaise.

5.6.2 Application 2 : Construction en matériau local

L'habitat traditionnel du piémont pyrénéen est très souvent construit en maçonnerie dont les « blocs » sont des galets issus des glaciers, montés sur un mortier à base de chaux. Les épaisseurs des murs sont conséquentes, de l'ordre souvent de 50 cm, mais aucun renforcement n'existe, en particulier dans les angles.

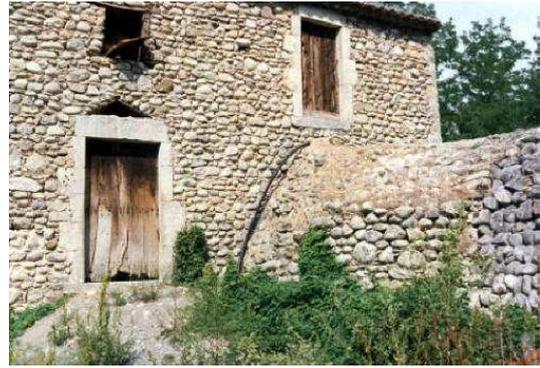


Figure 5.13. Maçonneries en galets

Si le mode de construction de ces murs fait l'objet de quelques articles d'architecture [LOUB], il n'existe, à notre connaissance, aucune donnée bibliographique concernant leur comportement mécanique. La présence de la « matrice » de mortier les distingue des milieux de Cosserat quelquefois utilisés pour les murs en pierres sèches, tandis que les concentrations de contraintes dont ils sont le siège, qui justifieraient l'usage de théories d'inclusions telles que celle développée par Eshelby [ESHE_57], s'éloignent des hypothèses généralement admises en raison du volume prépondérant de ces inclusions « galets » qui provoque un très fort couplage entre elles. Par ailleurs, l'approche expérimentale est pratiquement impossible : difficulté d'approvisionnement en matériau, absence de savoir-faire garantissant la reproductibilité des essais, très grande dispersion dans la taille des composants ...

Dans le cadre de ce travail, nous proposons de profiter de notre approche généraliste pour fournir quelques éléments, obtenus par simulation numérique d'un essai de compression.

Les hypothèses retenues pour ce type de matériau sont les suivantes :

- les galets sont considérés comme incompressibles et leur résistance est très grande (impossibilité de fissuration) ;
- le mortier est supposé enrober entièrement les galets (mise en œuvre « soignée »).

La difficulté liée à la définition géométrique, nécessairement tridimensionnelle, a été résolue par la création d'une macro-commande paramétrable utilisable avec le logiciel Abaqus ; les paramètres concernent la dimension des axes principaux des galets considérés comme elliptiques, la dimension de dépassement des galets par rapport au mortier en façade (« sortie » des galets créant l'élément décoratif), ainsi que le mode d'arrangement des galets (nombre de rangées selon l'épaisseur, espacement des axes).

A titre d'exemple, la figure 5.14 représente le cas de galets de section circulaire, disposés en trois rangées selon l'épaisseur du mur.

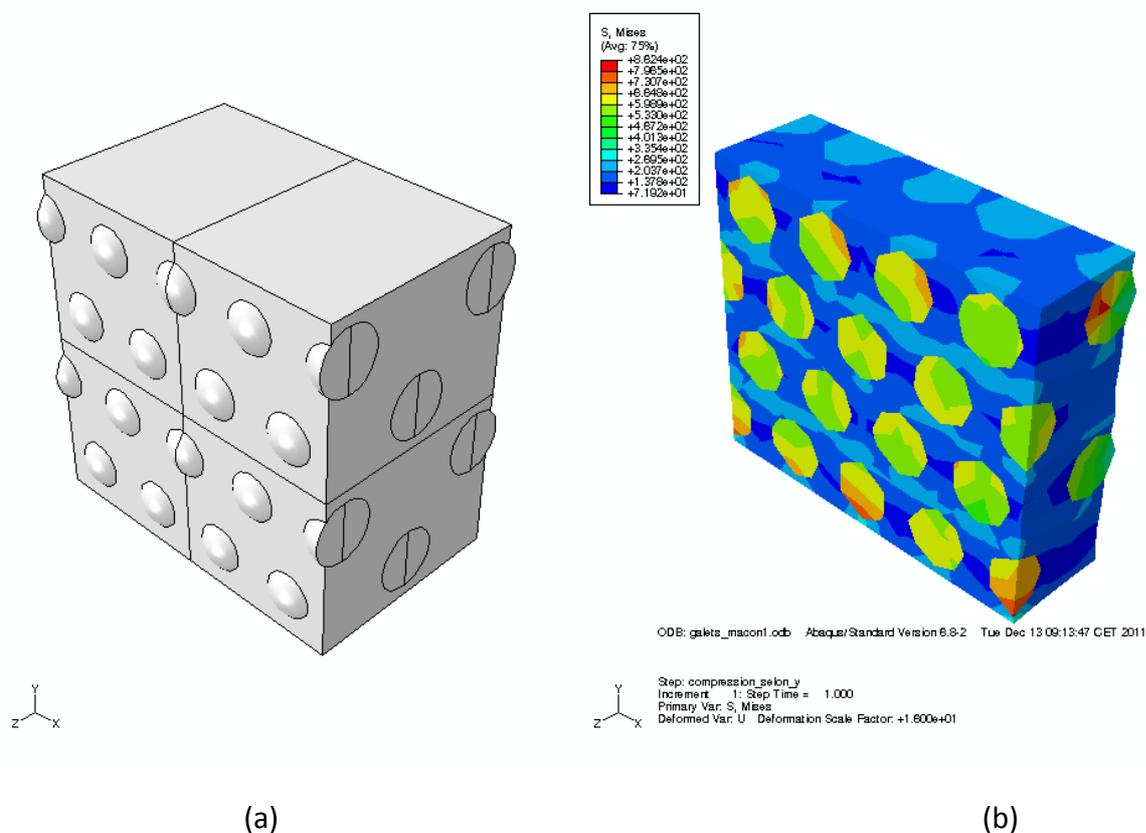


Figure 5.14. Exemple de génération d'échantillon de maçonnerie en galets (a) et de distribution de contraintes de Von Mises (b)

Comme précédemment, une étude paramétrique de l'essai de compression a été menée, par variation de l'espacement et du diamètre, ainsi que du module du mortier ; les variations des données prises en compte apparaissent sur le tableau 5.5.

Paramètre	Max	Min
Diamètre des galets D (m)	0,15	0,06
Epaisseur des joints J (m)	0,02	0,01
Module du mortier E_m (MPa)	1500	500

Tableau 5.5. Domaines de variation des données de l'étude paramétrique de l'essai de compression sur mur de galets

De cette étude paramétrique a été déduite une expression du module E_M de la maçonnerie :

$$E_M = 2,57.E_m + 27,82.D - 2150.J + 4,7.D.E_m + 3329.D.J - 64.E_m.J + 75.E_m.D + 49,8 \quad (5.18)$$

La figure 5.15 montre une analyse de ductilité sur panneau (galet), correspondant aux données suivantes : $E_b = 14000$ MPa, $E_m = 1600$ MPa, $D = 0,10$ m, $J = 0,01$ m, $f_m = 2$ MPa.

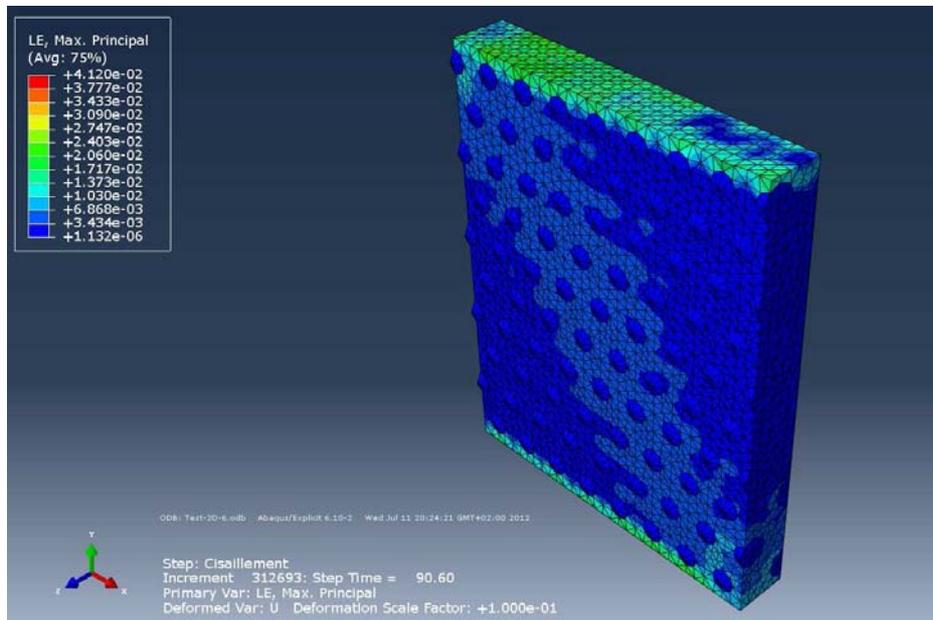
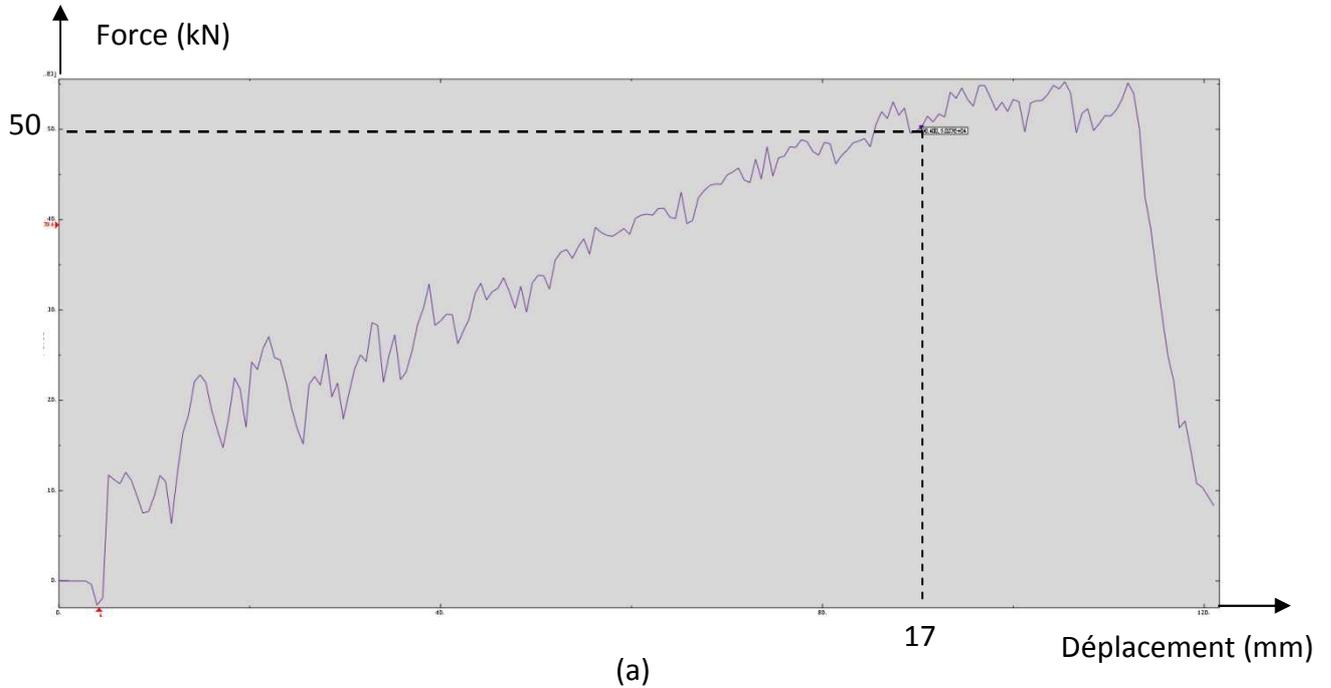


Figure 5.15. Exemple d'analyse non-linéaire d'un panneau en galets : (a) courbe de ductilité ; (b) déformations plastiques

Cette étude rapide a essentiellement pour but de montrer la capacité du modèle à prendre en compte des matériaux actuellement peu explorés, à faible coût ; le cas des murs en galets mériterait une étude spécifique, basée sur le couplage entre les inclusions et la propagation des fissures, pour obtenir un comportement non-linéaire satisfaisant.

5.7 Etude fiabiliste

La sollicitation sismique étant par nature même aléatoire, et compte-tenu du caractère dispersé et approximatif des données expérimentales, la meilleure forme d'expression de la vulnérabilité est la probabilité de subir un dommage d'un niveau donné, en laissant aux acteurs de l'analyse des risques la responsabilité de relier cette probabilité à une prise de décision.

Pour établir cette probabilité, il est nécessaire de mener une étude fiabiliste, dont les ingrédients habituels sont un vecteur de variables aléatoires X en données (x étant une réalisation de X), associé à une fonction limite G telle que la condition $G < 0$ corresponde à la ruine. Compte-tenu du caractère non-linéaire de $G(X)$ dans notre cas, on fera appel à la transformation d'Hasofer et Lind [HASO_74], transformant l'ensemble des variables X et la fonction de performance G de l'espace physique vers un espace standard, dans lequel les variables aléatoires sont normales, de moyenne nulle, d'écart-type unitaire et décorrélées (figure 5.16).

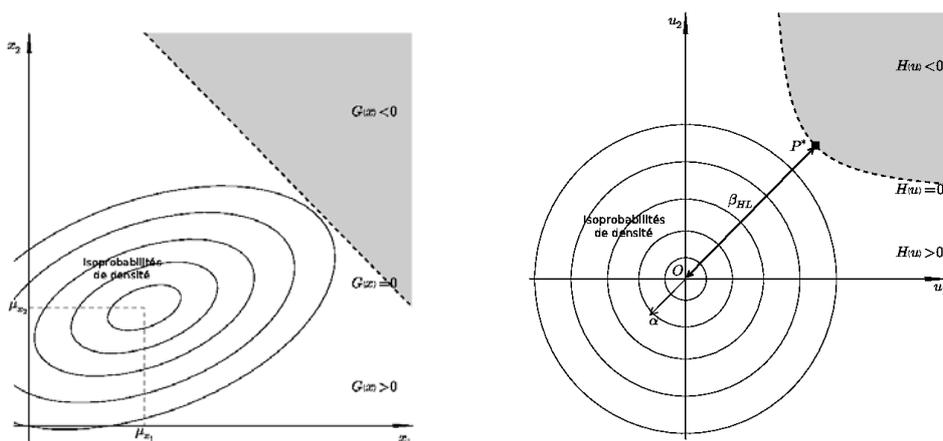


Figure 5.16. Indice de fiabilité d'Hasofer-Lind

Dans l'espace standard, on définit le point de conception comme le point de défaillance le plus probable, de coordonnées u^* , le plus proche de l'origine ; l'indice d'Hasofer-Lind β est la distance entre l'origine et le point de conception.

La recherche de ce point de conception constitue un problème d'optimisation sous contraintes, visant à minimiser la distance tout en garantissant l'appartenance du point de conception au domaine de défaillance. Parmi les nombreuses méthodes disponibles, dont une étude comparative est présentée dans plusieurs ouvrages [HAFT_91], les méthodes de résolution FORM (First Order Reliability Method) et SORM (Second Order Reliability Method) approximent la fonction limite respectivement par un hyperplan ou une surface quadratique (figure 5.17).

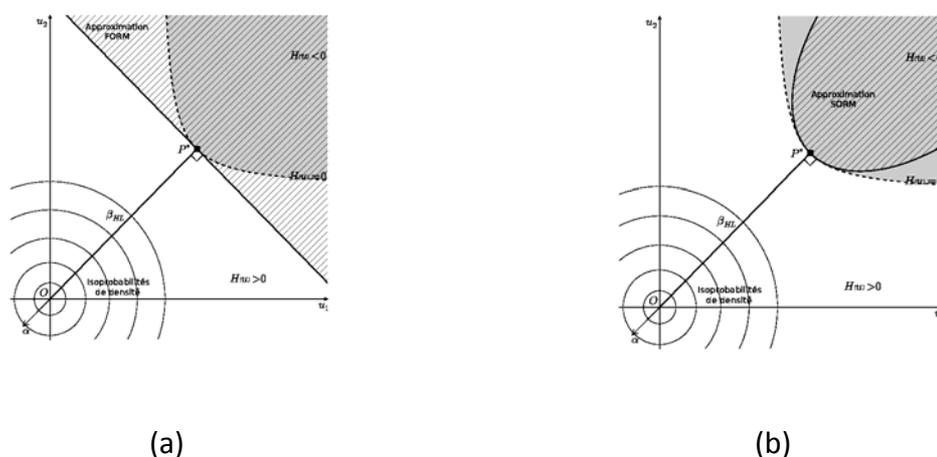


Figure 5.17. Approximations FORM (a) et SORM (b)

Ces algorithmes sont abondamment décrits dans la littérature [LEMA_05] [SUDR_00]. Rappelons que la méthode FORM, lorsque le point de conception est trouvé, conduit directement à la probabilité de défaillance $P_f = \varphi(-\beta)$, φ désignant la fonction de répartition, tandis que la méthode SORM, jugée plus précise, nécessite cependant de calculer les courbures au point de conception, ce qui peut s'avérer délicat.

5.7.1 L'outil numérique

La mise en œuvre de l'étude a été effectuée par l'intégration du programme VULNEBAT à une boucle de calcul fiabiliste, en l'occurrence le code FERUM développé à l'Université de Berkeley par Haukaas et al. [HAUK_03].

La figure 5.18 montre le synoptique de la boucle de calcul.

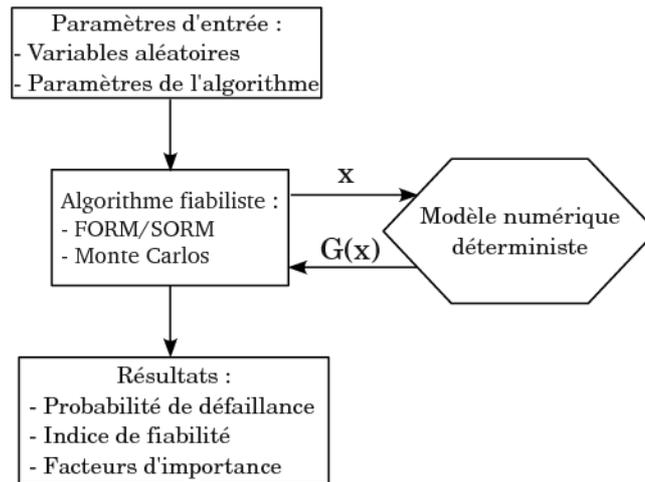


Figure 5.18. Schéma de la boucle de calcul fiabiliste mise en œuvre

5.7.2 Variables aléatoires

Les variables aléatoires considérées, dont les paramètres de distribution gaussienne, issus de l'exploitation des essais expérimentaux sur les composants, sont portés sur le tableau 5.6, sont le module d'élasticité des blocs, le module du mortier, la résistance du mortier de la maçonnerie en parpaings pleins. Ces variables sont supposées non corrélées, ce qui mériterait d'être confirmé, notamment entre les variables E_m et f_m .

Paramètre	Moyenne	Ecart-type
Module des blocs E_b (MPa)	14000	400
Module du mortier E_m (MPa)	1600	200
Résistance du mortier f_m (MPa)	2	0,25

Tableau 5.6. Distribution des variables aléatoires

5.7.3 Applications

5.7.3.1 Application 1 : Probabilité d'endommagement notable pour un séisme d'intensité donnée

Le bâtiment considéré est l'immeuble en maçonnerie étudié au paragraphe 5.6.1. ; son facteur de réduction est considéré comme déterministe et de valeur 0,5. Il s'agit d'étudier la probabilité d'apparition de dommages modérés, mais décelables (degré 2), sous l'action d'un séisme de spectre d'accélération $2,5 \text{ m/s}^2$ (pour ce bâtiment). Cette valeur est obtenue par la courbe de vulnérabilité de la figure 5.12 (c) qui montre qu'elle correspond approximativement à un degré de dommage 2 lorsque les valeurs moyennes sont utilisées.

La fonction de ruine s'écrit :

$$G = D_{d2} - D \quad (5.19)$$

D_{d2} désignant le déplacement en toiture correspondant à l'apparition du degré de dommages 2, D étant le déplacement en toiture trouvé.

Variable	Indice de fiabilité		Probabilité de ruine	
	Moyenne	Ecart-type	Moyenne	Ecart-type
E_b	-1,22 E-4	9,95E-6	1,18E-5	-9,58E-7
E_m	1,29 E-3	5,64E-4	-1,24E-4	-5,43E-5
f_m	3,86	6,28	-3,71E-1	-6,04E-1

Tableau 5.7. Facteurs d'importance par rapport à l'indice et à la probabilité de ruine (application 1)

Les résultats, obtenus par l'algorithme FORM en 7 itérations (pour une précision relative de 1 % sur G et son gradient, obtenu par différences finies), mènent à un indice de fiabilité de 1,7 et à une probabilité de voir apparaître les dommages de 96 %. Les facteurs d'importance, c'est-à-dire les sensibilités sur l'indice et la probabilité de ruine de la distribution des variables aléatoires (tableau 5.7), mettent en évidence le rôle prépondérant de la résistance du mortier. Ces derniers résultats permettraient de hiérarchiser les actions d'amélioration, mais ils ne sont pas d'un grand intérêt ici : pour agir sur la moyenne ou l'écart-type des caractéristiques des matériaux, il faudrait démolir la construction, et, même dans ce cas, on ne reconstruirait pas un bâtiment en maçonnerie non renforcée en zone sismique !

Ces valeurs mettent néanmoins en évidence la nécessité de d’approfondir la connaissance des propriétés du mortier, d’une part pour affiner les paramètres de distribution, d’autre part, comme déjà indiqué, pour montrer d’éventuelles corrélations entre les variables aléatoires.

5.7.3.2 Application 2 : Probabilité d’endommagement pour une distribution de spectres de réponse

Le spectre de réponse S_a , de distribution normale $[2,5 ; 0,5] \text{ m/s}^2$, est ajoutée aux trois autres variables aléatoires. Les résultats, obtenus en 3 itérations, conduisent à un indice de fiabilité de 0,16 et à une probabilité de ruine de 16 %. Le tableau 5.8 met en évidence la prépondérance du facteur S_a .

Variable	Indice de fiabilité		Probabilité de ruine	
	Moyenne	Ecart-type	Moyenne	Ecart-type
E_b	-2,36 E-6	-2,21 E-9	5,93 E-7	5,57 E-10
E_m	2,55 E-5	2,55 E-7	-6,41 E-6	3,1 E-8
f_m	1,07 E-1	-2,76 E-3	-2,69 E-2	6,94 E-4
S_a	-1,99	-1,92	5,03 E-1	4,83 E-1

Tableau 5.8. Facteurs d’importance par rapport à l’indice et à la probabilité de ruine (application 2)

Les deux « applications » précédentes n’ont pour objectif que de montrer les possibilités offertes par cet outil de simulation fiabiliste. Le choix de la nature des variables aléatoires et de leur distribution demeure le problème majeur, étroitement lié à la préoccupation de l’utilisateur et à l’échelle de l’étude : par exemple, à l’échelle du bâtiment, la nature du sol et la typologie de la construction sont évidemment déterministes, ce qui n’est pas le cas à l’échelle de la ville.

Bibliographie du chapitre 5

- [ALMU_05] M. Al-Mukhtar, K. Beck. *Caractéristiques d'un mortier à base de chaux et de poudre de roche pour la restauration des bâtiments*. Scientific Commons, 2005.
- [BENE_96] D. Benedetti, P. Pezzoli. *Shaking table test on masonry buildings. Results and comments*. ISMES, Seriate Bergamo, Italy, 1996.
- [BENK_11] G. Benkechkache. Comportement mécanique sous sollicitations monotones croissantes des mortiers renforcés de fibres métalliques. XXIX^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, Tlemcen, 29-31 Mai, 2011.
- [BERT_02] L. Berto, A. Saetta, R. Scotta, R. Vitaliani. *An orthotropic damage model for masonry structures*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 55, p. 127-157, 2002.
- [ESHE_57] J. Eshelby. *The determination of the elastic field of an ellipsoidal inclusion, and related problems*. Proceedings of the Royal Society, Vol. 241, n° 1226, p. 376-396, 1957.
- [GALA_04] A. Galasco, S. Lagomarsino, A. Penna, S. Resemini. *Non-linear seismic analysis of masonry structures*. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2004.
- [GAMB_97_1] L. Gambarotta, S. Lagomarsino. *Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: the mortar joint model and its applications*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, p. 423-439, 1997.
- [GAMB_97_2] L. Gambarotta, S. Lagomarsino. *Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: the continuum model and its applications*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, p. 441-462, 1997.
- [GANZ_85] H. Ganz. *Mauerwerksscheiben unter normalkraft und schub*. Dissertation ETH n° 7849, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, 1985.
- [HAFT_91] R. Haftka, Z. gurdal. *Elements of structural optimization*. 3rd edition, Springer, 1991.
- [HASO_74] A. Hasofer, N. Lind. *Exact and invariant second-moment code format*. Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 100, p.111-121, 1974.
- [HAUK_03] T. Haukaas. *State-of-the-art FORM reliability analysis*. Lecture 9, CIVIL 518, Reliability and Structural Safety, 2003.
- [LANA_03] J. Lanas, J. Alvarez. *Masonry repair lime-based mortars: factors affecting the mechanical behavior*. Cement and Concrete Research, Vol. 33, p.1867-1876, 2003.

[LANG_02] K. Lang. *Seismic vulnerability of existing buildings*. Dissertation ETH n° 14446, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, 2002.

[LEMA_05] M. Lemaire. *Fiabilité des structures*. Hermès – Lavoisier, 2005.

[LOUB] J. Loubergé. *La maison rurale en Béarn*. Editions Créer.

[LOUR_96] P. Lourenço. *Computational strategy for masonry structures*. Ph. D, Delft University Press, The Netherlands, 1996.

[MAGE_95] G. Magenes, G. Kingsley, G. Calvi. *Static testing of a full-scale, two-storey masonry building : test procedure and measured experimental response*. Università degli Studi di Pavia, 1995.

[MAGE_97] G. Magenes, G. Calvi. *In-plane seismic response of brick masonry walls*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, p. 1091-1112, 1997.

[MIRA_94] E. Miranda, V. Bertero. *Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design*. Earthquake Spectra, Vol. 10, n°2, 1994.

[PENN_02] A. Penna. *A macro-element procedure for the non-linear dynamic analysis of masonry buildings*. Ph. D, Politecnico di Milano, 2002.

[PILO] Pilote. *Manuel d'utilisation du logiciel Pilote*. Laboratoire LGP-ENIT, Tarbes.

[SUDR_00] B. Sudret, A. Der Kiureghian. *Stochastic Finite Element Methods and Reliability : A State-of-the-Art report*. Report UCB/SEMM-2000/08, University of California, Berkeley, 2000.

[VELE_60] A. Veletsos, N. Newmark. *Effect of the inelastic behaviour on the response of simple systems to earthquake motions*. Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, p. 895-912, Tokyo, 1960.

Conclusion et perspectives

Ce travail s'est intéressé à deux typologies de structures : les structures récentes en béton armé représentatives des grands bâtiments stratégiques, et, à l'opposé, les structures en maçonnerie non renforcée, représentatives des centres villes historiques.

Pour les structures récentes en béton armé, une méthode stochastique par sous-espaces à l'aide des matrices de covariance (SSI-COV) a été développée ; cet outil a notamment été utilisé pour lever les doutes sur la présence de modes doubles issues des données de l'expérimentation de la Tour de l'Ophite. Par ailleurs, un modèle numérique par Éléments Finis permet de prédire, dans le domaine linéaire, les déplacements de la tour soumise à un hypothétique séisme du type de celui des Abruzzes en 2009 ; ce modèle a été validé pour des micro-séismes réels, à partir des relevés expérimentaux.

En ce qui concerne les structures en maçonnerie non renforcée, plusieurs algorithmes de comportement non-linéaire des matériaux ont été testés, conduisant à privilégier une approche de type endommagement fragile au détriment d'une approche de type plastique ; le modèle ainsi construit est utilisé pour la simulation numérique du comportement ductile des panneaux, évitant ainsi la mise en œuvre de campagnes d'expérimentation lourdes et coûteuses.

Par la suite, une méthodologie analytique d'évaluation de la vulnérabilité, validée par comparaison avec le code numérique TreMuRi, est proposée et appliquée à un bâtiment. Le caractère générique de la démarche est mis en évidence par une investigation sur un matériau local encore inexploré à notre connaissance, les murs en galets.

Au niveau des perspectives, la poursuite du suivi de l'expérimentation de la Tour de l'Ophite, véritable table vibrante naturelle à l'échelle 1, doit permettre d'affiner les modèles prédictifs, par itération à chaque nouvel événement significatif, et de définir ainsi leur degré de finesse « raisonnable » à partir d'un nombre plus conséquent de séismes.

Il convient également de poursuivre l'identification de nouveaux matériaux par la simulation des essais conventionnels, de manière à constituer une base de données faisant actuellement défaut. Dans le cas courant des maçonneries renforcées, cette base de données permettrait d'alimenter des outils disponibles d'évaluation, qu'ils soient semi-analytiques ou numériques.

Enfin, en apportant l'élément relatif au comportement physique des bâtiments, ce travail s'intègre particulièrement dans une approche pluridisciplinaire d'analyse du risque sismique local, dans le cadre de collaborations regroupant des spécialistes du bâtiment, des réseaux, des sciences humaines, de la sécurité civile pour l'élaboration d'un système d'aide à la décision, ce qui constituerait l'objectif final de la recherche entreprise.

Annexe

Paramètres de Markov, matrices d'observabilité et de contrôlabilité

Reconsidérons à nouveau le système d'état discret :

$$\{x_{k+1}\} = [A'] \{x_k\} + [B'] \{u_k\}$$

avec notamment les sorties :

$$\{y_k\} = [C] \{x_k\}$$

Si le système est soumis à une impulsion telle que $\{u(1)\}$ est un vecteur constitué de zéros et de 1, suivant la position du chargement, alors :

$$\{y(1)\} = [C][B']\{u(1)\}$$

En rassemblant les réponses dans une matrice Y donnée par :

$$Y(1) = [C][B']$$

on peut en déduire, pour un quelconque temps de mesure k , les matrices suivantes :

$$Y(k) = [C][A]^{k-1}[B']$$

appelées *paramètres de Markov*.

La construction de la matrice bloc de Hankel peut alors s'effectuer par :

$$H(k) = \begin{bmatrix} Y(k) & Y(k+1) & \cdots & Y(k+j) \\ Y(k+1) & Y(k+2) & & \vdots \\ \vdots & & & \\ Y(k+i) & & & Y(k+i+j) \end{bmatrix}$$

Cette forme met en évidence les *matrices d'observabilité* et de *commandabilité*, à partir des paramètres de Markov.

Comment peut-on caractériser le comportement dynamique des variables d'état définies dans le système d'état précédent, en utilisant les sorties seules ?

A partir de la détermination de $\{x(0)\}$ on peut connaître les variables d'état à tout instant discret.

On génère la séquence pour $k = 0, 1, 2, \dots, n-1$:

$$\{y(0)\} = [C]\{x(0)\}$$

$$\{y(1)\} = [C]\{x(1)\} = [C][A]\{x(0)\}$$

$$\{y(2)\} = [C]\{x(2)\} = [C][A]^2\{x(0)\}$$

...

$$\{y(n-1)\} = [C]\{x(n-1)\} = [C][A]^{n-1}\{x(0)\}$$

Soit :

$$\begin{bmatrix} \{y(0)\} \\ \{y(1)\} \\ \{y(2)\} \\ \vdots \\ \{y(n-1)\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [C] \\ [C][A] \\ [C][A]^2 \\ \vdots \\ [C][A]^{n-1} \end{bmatrix} \{x(0)\}$$

Au second membre, la matrice $[O_p]$ est la *matrice d'observabilité* :

$$[O_p] = \begin{bmatrix} [C] \\ [C][A] \\ [C][A]^2 \\ \vdots \\ [C][A]^{n-1} \end{bmatrix}$$

On peut définir d'une façon similaire la *matrice de contrôlabilité*, pour $k = 0, 1, 2, \dots, n-1$, comme :

$$\{x_{k+1}\} = [A]\{x_k\} + [B]\{u_k\} ; \{x(0)\} = \{x_0\}$$

alors

$$\{x(1)\} = [A]\{x(0)\} + [B]\{u(0)\}$$

$$\{x(2)\} = [A]\{x(1)\} + [B]\{u(1)\} = [A]^2\{x(0)\} + [A][B]\{u(0)\} + [B]\{u(1)\}$$

...

$$\{x(n)\} = [A]^n\{x(0)\} + [A]^{n-1}[B]\{u(0)\} + \dots + [B]\{u(n-1)\}$$

soit

$$\{x(n)\} - [A]^n\{x(0)\} = \begin{bmatrix} [B] & [A][B] & \dots & [A]^{n-1}[B] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u(n-1)\} \\ \{u(n-2)\} \\ \vdots \\ \{u(1)\} \\ \{u(0)\} \end{bmatrix}$$

La matrice de contrôlabilité $[C_q]$ est alors :

$$[C_q] = \begin{bmatrix} [B] & [A][B] & \dots & [A]^{n-1}[B] \end{bmatrix}$$