Apport de la Méthode des Éléments Discrets à la Modélisation des Maçonneries en Contexte Sismique : Vers une Nouvelle Approche de la Vulnérabilité Sismique

Paul Taforel

▶ **To cite this version:**

Paul Taforel. Apport de la Méthode des Éléments Discrets à la Modélisation des Maçonneries en Contexte Sismique : Vers une Nouvelle Approche de la Vulnérabilité Sismique. Génie civil. Université Montpellier II - Sciences et Techniques du Languedoc, 2012. Français. NNT : . tel-00801814

HAL Id: tel-00801814

https://theses.hal.science/tel-00801814

Submitted on 18 Mar 2013

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

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

UNIVERSITE MONTPELLIER 2
— Sciences et Techniques du Languedoc —

T H È S E

pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE MONTPELLIER 2

École doctorale I2S : Informations, Structures, Systèmes
Spécialité « Mécanique » et « Génie Civil »

Apport de la Méthode des Eléments Discrets à la Modélisation des Maçonneries en Contexte Sismique : Vers une Nouvelle Approche Numérique de la Vulnérabilité Sismique

---

par

Paul TAFOREL

Soutenue publiquement le 21 décembre 2012 devant le jury composé de :

Philippe GUEGEN,	Directeur de Recherche, ISTerre, Grenoble	Président
Frédéric LEBON,	Professeur, LMA, Marseille	Rapporteur
Ali LIMAM,	Professeur, LGCIE-INSA, Lyon	Rapporteur
Stéphane PAGANO,	Directeur de Recherche, LMGC, Montpellier	Directeur
Frédéric DUBOIS,	Ingénieur de Recherche, LMGC, Montpellier	Co-directeur
Pierino LESTUZZI,	Docteur, EPFL, Lausanne	Examinateur
François DUNAND,	Ingénieur structure, GEOTER-Alpes	Co-encadrant
Christophe MARTIN,	Ingénieur sismologue, GEOTER	Co-encadrant

LMGC – Laboratoire de Mécanique et Génie Civil–UMR 5508

Equipe M3 : Modélisation Mathématique et Mécanique

Université MONTPELLIER 2, 860 rue de St Priest, 34090 Montpellier, France

Table des matières

I Introduction Générale **13**

1 Les Maçonneries comme Milieu **17**
1.1 Description et Caractéristiques Physiques 18
1.1.1 Éléments constitutifs de base 18
1.1.2 Assemblages simples 24
1.1.3 Conclusion 38
1.2 Caractéristiques et Comportements Mécaniques 38
1.2.1 Comportement mécanique du corps 38
1.2.2 Comportement mécanique du joint 44
1.2.3 Comportement mécanique de l'interface 46
1.2.4 Comportement mécanique des maçonneries 52
1.2.5 Conclusion 58

2 Les Maçonneries comme Structure **61**
2.1 Dispositions Structurales sur les Eléments Verticaux 62
2.1.1 Chaînages horizontaux et verticaux 62
2.1.2 Ouvertures et chaînages d'ouverture 63
2.1.3 Liaisons entre murs 64
2.2 Dispositions Structurales sur les Diaphragmes 64
2.2.1 Planchers 64
2.2.2 Toitures 70
2.3 Dispositions Structurales sur les Fondations 81
2.3.1 Fondations Superficielles 81
2.3.2 Fondations Profondes et Semi-Profondes 82
2.4 Conclusion 84

3 Les Maçonneries en Contexte Sismique **85**
3.1 Quelques Rappels de Sismologie 86
3.1.1 Origine du phénomène sismique 86
3.1.2 Caractéristiques des séismes 90
3.1.3 Définition du risque sismique 95
3.2 Maçonneries et Vulnérabilité Sismique 97
3.2.1 Généralités 97
3.2.2 Vulnérabilité des structures maçonnées 98
3.3 Pathologies et Fonctionnement des Maçonneries 108
3.3.1 Fissuration et endommagement 108
3.3.2 Comportement en plan 112
3.3.3 Comportement hors plan 113
3.3.4 Effondrements et interactions avec la bâti mitoyen 113

3.3.5 Comportement mécanique des structures en milieu sismique : Bilan . 114
3.4 Conclusion . . . 115

4 Approche Numérique de la Vulnérabilite Sismique 117
4.1 Approches Mécano-Numériques Existantes . . . 118
4.1.1 Aide à la définition de nouvelles courbes de vulnérabilité . . . 118
4.1.2 Utilisation pour des analyses fines de la vulnérabilité de bâtiments spécifiques . . . 119
4.1.3 Approches numériques et vulnérabilité : l'estimation de l'endommagement des structures au cœur du diagnostic de vulnérabilité . . . 120
4.1.4 Conclusion . . . 125
4.2 Aspects de Modélisation . . . 125
4.2.1 Méthodes d'analyse et représentations de la sollicitation sismique dans le cadre normatif des EC8 . . . 125
4.2.2 Modélisation des maçonneries . . . 134
4.3 Méthode *DEM* et Vulnérabilité Sismique . . . 146
4.3.1 Choix de la plate-forme LMGC90 : utilisation de la méthode *DEM* comme alternative ou complément aux méthodes existantes . . . 146
4.3.2 Méthodologie et objectifs . . . 147

II Modélisation des Maçonneries avec LMGC90 151

5 Méthode NSCD 155
5.1 Formulation Mécanique – Formalisme Général . . . 155
5.2 Méthode NSCD . . . 159
5.3 Problème de Contact . . . 160
5.3.1 Définition du contact . . . 160
5.3.2 Détection des contacts potentiels . . . 160
5.4 Loi de Contact Frottant . . . 161
5.5 Formulation du Problème Dynamique . . . 162
5.6 Equation de la Dynamique Condensée au Contact . . . 164
5.7 Stratégie Numérique (Algorithmes *NSCD* et *NLGS*) . . . 165
5.8 Conclusion . . . 169

6 Comportements Pathologiques 171
6.1 Formalisme et Problèmes d'Indétermination . . . 172
6.1.1 Indétermination des systèmes frottants multicorps . . . 172
6.1.2 Cas pathologique des maçonneries : indéterminations locales . . . 174
6.2 Gestion du Calcul . . . 176
6.2.1 Qualité de solution et gestion de la stratégie de résolution . . . 176
6.2.2 Choix de modélisation et représentativité des modèles . . . 182
6.3 Conclusion . . . 190

7 Modélisation des Maçonneries Sèches 193
7.1 Modélisation des Maçonneries : Approche Rigide . . . 194
7.1.1 Modèles rigides et mécanismes de solide rigide . . . 194
7.1.2 Influence de l'instabilité numérique et du modèle d'interface sur la réponse locale de la structure : illustration sur des tests de basculement sur une simple colonne . . . 196

7.1.3 Influence sur le comportement global des structures 205
7.1.4 Types de structures et gestion du calcul en tolérance 217
7.1.5 Conclusion 223
7.2 Choix de Modélisation & Rigidité Apparente 224
7.2.1 Choix d'un modèle volumique adapté à la modélisation des maçonneries «confinées» 224
7.2.2 Approche du problème en dynamique corotationnelle 229

8 Modélisations des Maçonneries et Perspectives 233
8.1 Proposition d'une Modélisation Adaptée 234
8.1.1 Calcul de panneaux de maçonnerie en cisaillement 234
8.1.2 Extension à un mur en cisaillement avec une ouverture 247
8.2 Perspectives & Amélioration des Performances 247
8.2.1 Approches mixtes/hybrides et *switch* de modèles 247
8.2.2 Stratégies numériques : parallélisation et décomposition de domaines 250
8.3 Conclusion : « *There is no free lunch !*» 257

III Maçonneries et *Preprocessing* 259

9 Le Préprocesseur «Maison Paramétrée» 265
9.1 Un Outil Dédié aux Etudes de Vulnérabilité 266
9.1.1 Rôle du préprocesseur et spécificités dues à une approche automatique de la mise en données 266
9.1.2 Stratégie adoptée : une approche basée sur une décomposition hiérarchique de la structure et une métrique adaptée 269
9.2 Définition d'un Espace Paramétrique Représentatif 271
9.2.1 Des hypothèses imposées par le retour d'expérience post-sismique mais conditionnées par l'aspect paramétrique de l'outil 272
9.2.2 Prise en compte de l'agression sismique 280
9.2.3 Une interface graphique facilitant la saisie des paramètres de génération : la «MP–GUI» 284
9.2.4 Stratégie d'assemblage 287
9.3 Au Delà du *Preprocessing* 290
9.3.1 Options de modélisation et gestion stratégique de la simulation numérique 290
9.3.2 Mise en place d'une visualisation dédiée et d'un post-traitement adapté au type de sollicitation 297
9.4 Limites, Évolutions et Perspectives d'Utilisation 301
9.4.1 Limites et évolutions de l'outil 301
9.4.2 Cadre d'étude et champs d'utilisation de l'outil 307

10 Modélisations Spécifiques 309
10.1 Approche «CAO» des Modèles «Blocs à Blocs» 311
10.1.1 Description du cas d'étude 311
10.1.2 Génération du modèle «blocs à blocs» 312
10.1.3 Génération d'un modèle «blocs à blocs» : exportation des données CAO en modèles numériques grâce au préprocesseur LMGC90 314
10.1.4 Remarques et conclusions 318
10.2 Approches Mixtes Eléments Discrets/Macro Eléments 319

10.2.1 Modélisation du Musée Schoelcher (Pointe-à-Pitre, Guadeloupe) par une approche éléments discrets «étendus» . . . 319
10.2.2 Impact des stratégies de modélisation des remplissages du Musée Schoelcher sur la stabilité de la structure et le temps de calcul 324
10.2.3 Résultats de calculs et conclusions . . . 327

IV Approche Numérique de la Vulnérabilité Sismique 331

11 Cadre Général de l'Approche 335
11.1 Méthodologie – Etude de faisabilité . . . 335
11.2 Restriction de l'Espace Paramétrique . . . 336
11.2.1 Choix de description et de modélisation . . . 336
11.2.2 Approche stratégique de la simulation . . . 338
11.3 Gestion des Simulations . . . 339
11.3.1 Hypothèses sur la nature des chargements : choix de l'approche temporelle . . . 339
11.3.2 Gestion de l'analyse des résultats : méthodologie générale . . . 340

12 Approche Temporelle 343
12.1 Cadre Général de l'Etude . . . 344
12.1.1 Paramètres de variabilité structurelle et définition des modèles tests 344
12.1.2 Paramètres de variabilité sur la sollicitation . . . 346
12.2 Campagne de Calcul sous Séismes : $pga \leq 0.5\ g$ . . . 349
12.2.1 Description de la première campagne de calcul : «pré-étude sismique» 350
12.2.2 Gestion de la sollicitation sismique et influence sur les comportements de structure . . . 352
12.2.3 Influence du choix du modèle d'interface sur la réponse des structures : cas du séisme de Kozani . . . 356
12.3 Campagne de Calcul sous Séismes : $pga \geq 1.0\ g$ . . . 360
12.3.1 Résultats de simulations . . . 361
12.3.2 Estimation du dommage : d'une approche locale à une approche globale de l'endommagement des structures . . . 366
12.4 Conclusion et Perspectives . . . 373

V Conclusions et Perspectives 375

VI Annexes 381

A Précisions autour des matériaux «brique» et «pierre» 383
A.1 Les briques . . . 383
A.2 Les pierres . . . 389

B Précisions sur certains dispositifs constructifs 393
B.1 Les charpentes . . . 393
B.2 Les fondations profondes . . . 395

C Bâtiments en maçonnerie et typologies AFPS 399

D «Maison Paramétrée» 405
D.1 Interface graphique : «MP_GUI» 405
D.2 Jeu de paramètres : fichier *data.py* 409
D.3 Fiche synoptique : *LOG_DATA.dat* 410

E Musée Schoelcher 415

Introduction

Introduction

Les maçonneries, un type constructif largement répandu dans le patrimoine mondial

Les structures maçonnées représentent l'un des types structurels les plus communs et répandus sur l'ensemble de la planète. En atteste la multitude d'ouvrages qui nous entoure et qui témoigne de la longévité de ce procédé de construction et de sa diversité. Parmi ces structures figurent aussi bien des ouvrages complexes de génie civil — aqueducs, ponts, murs de soutènements, *etc.* — que des bâtiments plus traditionnels ou monumentaux, parfois hérités du passé (Pont du Gard, Arènes de Nîmes, *etc.*). La propension de ce type de construction dans le bâti peut s'expliquer au travers de nombreuses raisons à la fois historiques, économiques et techniques ; faisant des structures maçonnées un mode de construction toujours très utilisé.

Le bâti maçonné figure parmi les types constructifs les plus rencontrés dans la construction. Ce type de bâti renvoie bien évidemment au bâti traditionnel rencontré dans l'architecture vernaculaire plus particulièrement. Les matériaux locaux — terre ou pierre — étaient alors utilisés pour ériger des bâtiments d'habitation ou à usage plus spécifique (bergeries, granges, cabanes, lieux de cultes, *etc.*) de la vie quotidienne. Les maçonneries étaient alors spécifiques d'une région ; les matériaux utilisés provenant de gisements locaux et les techniques et dispositifs constructifs employés étant hérités d'un savoir régional. L'émergence de nouvelles techniques de construction — béton armé, structures métalliques, verre — a marqué le début du XX$^{\text{ème}}$ siècle. Ces nouvelles technologies ont très peu concerné les constructions individuelles à proprement parler ; expliquant de ce fait que la construction en maçonnerie est restée un dispositif constructif très présent jusqu'à ce jour. Ceci dit, une mutation de la construction de ce type de bâti s'est opérée : la modernisation de l'acte de construire s'est manifestée sur ces édifices avec l'émergence de nouveaux matériaux (blocs de béton agglomérés, *etc.*), conduisant à une certaine uniformisation de ce type de structures en perdant son caractère régional qui était alors prédominant. Les constructions en maçonneries demeurent toutefois, malgré cette mutation, aujourd'hui encore le type constructif le plus usité. L'utilisation de matériaux de terroirs est devenue l'apanage des constructions les plus onéreuses. Toutefois, ces pratiques tendent à changer avec l'émergence de l'éco construction qui cherche justement à replacer l'acte de bâtir dans un contexte local de proximité.

Il est important de resituer la maçonnerie également d'un point de vue socio-économique. Les bâtiments en maçonnerie peuvent être associés à toutes sortes de types de structures (bâtiments hérités de l'histoire, bâtiments traditionnels, maisons de pays, bâtiments contemporains individuels ou nouvelles constructions écologiques). Très clairement, les types cités — qu'ils soient anciens ou modernes — renvoient à des types architecturaux bien

définis pour lesquels des règles de construction sont *a priori* observées et des choix précis de matériaux sont opérés. Cette vision renvoie à une approche encadrée de la construction de façon générale, ancrée dans nos sociétés occidentales, mais qui est loin d'être une pratique répandue à l'échelle du globe. Le bâti maçonné regroupe nombre de structures ne répondant pas forcément à ces aspects techniques ; ce qui est assez révélateur de ce type constructif qui ne nécessite aucune maîtrise technologique particulière à première vue pour l'édification de structures en maçonnerie simples. Dans les régions les plus défavorisées, ce type constructif s'avère donc être le plus développé ; la simplicité de la technique de construction s'ajoutant à l'utilisation de matériaux locaux, parfois de récupération pour l'édification de ces bâtiments. Cette réalité contribue au fait que les structures maçonnées figurent actuellement comme le type constructif le plus rencontré.

Figure 1 – Diversité des structures en maçonnerie : des structures complexes héritées du passé à des bâtisses rudimentaires contemporaines : Arênes de Nîmes (a), Pont du Gard –détail– (b), favela de Rocinha (c) et de Salvador Bahia -détail- (d) au Brésil

Un besoin croissant de mieux comprendre le comportement des ouvrages insufflé par des politiques de prévention des risques

Etant donné la longévité de ce type constructif et sa large utilisation, ces structures sont en proie à de nombreux types de dégradations (corrosion due à l'action de l'eau, pollution, *etc.*) et peuvent être soumises à des actions mécaniques très différentes allant de simples tassements différentiels à des chargements extrêmes parmi lesquels les agressions sismiques figurent certainement comme les plus violentes. Il existe un besoin croissant pour mieux comprendre le comportement de ces structures dans ces différents environnements afin de rendre possible la sauvegarde du patrimoine bâti, de procéder à des opérations de réhabilitation/confortement pérennes et de mettre en place des démarches de réduction des risques auxquels peuvent être soumis les populations. L'impact des facteurs environnementaux sur ces structures doit être étudié : une meilleure compréhension de tous ces mécanismes est essentielle pour mieux appréhender la réhabilitation des structures les plus anciennes de façon efficiente, et la conception de nouvelles qui soient adaptées à leur environnement. La compréhension des comportements des structures maçonnées en regard de leur contexte local et spécifique et de leurs particularités structurelles et mécaniques est l'une des questions fondamentales qui doit être abordée par l'ingénierie et le monde du génie civil, et sur laquelle doit notamment se focaliser le développement d'outils de modélisation numérique adaptés pour décrire le comportement de ces structures particulières.

La construction en maçonnerie comme tout autre type constructif est soumise à des règles standard de construction dont le but est d'assurer un niveau de conformité des constructions aux règles de l'art (Eurocode 6) ; ces codes ayant notamment émergés avec la démocratisation des moyens de calculs et l'ère des simulations numériques. Ces quar-

ante dernières années ont été marquées par le développement de nombreuses méthodes numériques implémentées dans de nombreux logiciels de calcul permettant de réaliser des calculs de structures et de mieux comprendre le comportement des ouvrages. Tandis que ces outils semblent satisfaisants pour la simulation des structures les plus récentes (structures métalliques, en béton armé, *etc.*), ils ne semblent pas adaptés au calcul et à la description des structures maçonnées. Les difficultés pour aborder ce type de structures résidant dans la nature même des édifices à modéliser qui est très spécifique ; ces structures devant être considérées comme un arrangement de blocs hétérogènes liés ou non dans une matrice cimentaire.

En France et dans de nombreux pays européens, l'évaluation des risques naturels encourus par les personnes et les biens ainsi que leur réduction ont pris une importance croissante pour les autorités publiques. L'évaluation du risque sismique, entre autres, a suivi cette tendance. Les demandes émanant des gestionnaires de parcs construits, publics ou privés, pour la gestion opérationnelle de ces risques, sont de plus en plus pointues. D'un simple besoin de hiérarchisation de la vulnérabilité du bâti il y a quelques années, il convient aujourd'hui de quantifier des actions concrètes visant à leur réduction. Or, dans le contexte national, la question des évaluations précises de la vulnérabilité et celle de la définition de mesures proportionnées techniquement et économiquement pour la réduire n'ont pratiquement pas été étudiées, de sorte qu'un effort conséquent reste à faire pour développer des méthodes fiables et applicables dans le domaine de l'ingénierie.

L'émergence de ces nouveaux besoins requiert le développement de nouvelles stratégies pour en avoir une meilleure approche et une adaptation importante des outils utilisés jusqu'à présent. Il semble essentiel en effet de disposer de méthodes à même de réduire autant que possible les incertitudes dans les méthodes d'évaluation afin de fiabiliser les diagnostics. C'est dans ce cadre qu'est né un projet collaboratif entre GEOTER, le BET HAUSS et le LMGC, Laboratoire de Mécanique et Génie Civil, soutenu par OSEO et la Région Languedoc Roussillon, visant à consolider, pour les études opérationnelles, des outils performants pour l'évaluation, la réduction et la gestion des risques sismiques pour le bâti maçonné tout particulièrement.

Parmi les méthodes dévelopées pour tenir compte des spécificités des structures maçonnées figurent les approches par éléments discrets (*DEM*) dont la méthode *NSCD* (*Non Smooth Contact Dynamics*), qui semblent particulièrement adaptées à la modélisation de ce type de structures. La méthode *NSCD* dévelopée par J.J. Moreau et M. Jean et qui est implémentée dans le logiciel de calcul scientifique LMGC90, est dédiée à la modélisation des milieux divisés parmi lesquels peuvent être associés les structures maçonnées. Ce logiciel permet de réaliser la simulation de larges collections d'objet en interaction suivant de nombreuses options de modélisation. Chaque corps de la simulation est notamment décrit au travers d'un modèle géométrique et de comportement lui étant propre — et pouvant notamment varier d'un corps à l'autre — tandis que des lois d'interactions permettent de modéliser des comportements mécaniques usuels tels que le frottement, la cohésion, la capilarité, *etc.*

Les objectifs des travaux qui ont été menés dans cette thèse et dans le projet DEGRIP consistent à développer une stratégie de calcul du comportement dynamique des ouvrages à partir du logiciel de calcul LMGC90 développé au LMGC, afin de concevoir des méthodes et des outils de définition de courbes de fragilité — et par suite de courbes de vulnérabilité —

adaptées aux typologies des constructions rencontrées dans les régions françaises soumises aux effets des séismes. L'originalité du projet concerne l'approche numérique du problème choisie qui vise à utiliser la méthode des éléments discrets comme alternative ou complément à la méthode des éléments finis pour mieux prendre en compte la spécificité du bâti maçonné qui représente une part non négligeable du parc construit en France et en Europe.

En comparaison avec les approches mécaniques de la vulnérabilité existantes, notre approche cherche à prendre en compte la nature profonde de la maçonnerie en la considérant au travers d'un assemblage plus ou moins ordonné de blocs. L'objectif ici est de prendre en compte les influences locales dues aux propriétés des arrangements sur les comportements de structure. Cette entreprise est ambitieuse mais nous semble nécessaire pour affiner les diagnostics. Ce type d'approche nécessite donc de se poser un certain nombre de questions concernant la modélisation de ces structures dans ce contexte particulier :

- Quelles sont les caractéristiques de ces type de structures ? Quel est leur rôle sur le comportement mécanique des structures ?
- Comment justifier d'un choix de modélisation au regard de la phénoménologie et des contraintes liées à la production d'un outil d'ingénierie ?
- Comment intégrer le retour d'expérience empirique sur ce genre de structure dans les choix de modélisation ?

Le manuscrit cherche à apporter un éclairage assez complet sur plusieurs de ces aspects qui sont véritablement au centre de ce sujet de thèse, ce qui peut en expliquer la longueur.

Structuration du manuscrit

Nous nous proposons de revenir sur le contenu des différents points abordés dans le manuscrit pour aider le lecteur à parcourir ce document assez volumineux ; sa lecture pouvant être adaptée à son niveau de connaissance sur les différentes thématiques abordées.

Partie 1 — Introduction Générale Une première partie d'introduction générale cherche à poser clairement le contexte d'étude et à identifier les points qui nous semblent essentiels pour répondre aux différentes problématiques abordées par ce sujet. Deux thématiques majeures sont au centre de ces travaux : la modélisation des maçonneries à proprement parler, et la prise en compte du contexte sismique d'autre part. Nous avons cherché, dans cette première partie, à donner les éclairages suffisants pour aborder ces deux axes.

- les maçonneries comme milieu divisé :
La modélisation d'un milieu ne peut être appréhendée sans une connaissance approfondie de ce milieu et de son comportement. Il est essentiel d'être capable d'identifier les propriétés et caractéristiques fondamentales qui façonnent leur comportement. Nous avons donc cherché, dans le tout premier chapitre de cette introduction générale, à proposer une description assez complète des différents types de maçonneries existants, pour mettre en exergue leurs propriétés fortement hétérogènes dues à la nature des matériaux rentrant dans la composition des maçonneries, leur forme, la variété des assemblages, *etc.* Au delà d'une simple description de la variété des types de maçonneries, il s'agit ici de relier les propriétés intrinsèques de ces milieux identifiées à des comportements mécaniques ; des premiers aspects de modélisation étant évoqués. Ce premier chapitre jette les bases de ce travail et tend à montrer l'intérêt de l'utilisation des approches discrètes pour représenter le plus fidèlement possible les comportements des maçonneries identifiables comme des milieux divisés particuliers.

- édifices et structures maçonnés :
Si le tout premier chapitre de cette partie pose le contexte général de la modélisation des maçonneries, il n'en demeure pas moins que la description qui en est donnée n'est pas assez riche et ne permet pas, notamment, d'appréhender la modélisation des structures maçonnées au sens d'édifices. Le deuxième chapitre de cette introduction générale cherche donc à en donner une telle description en revenant notamment sur les caractéristiques essentielles régissant la construction des bâtiments en maçonnerie. L'ensemble des éléments et des dispositifs constructifs essentiels à la compréhension du comportement de ces structures est détaillé. Il s'agit notamment de décrire les interactions entre les différents éléments porteurs ou permettant de transmettre des efforts dans la structure, qui sont des points essentiels à prendre en compte dans les modélisations pour décrire des comportements de structures réalistes.

- les maçonneries en milieu sismique :
L'avant dernier chapitre se propose d'aborder le contexte sismique qui constitue un environnement particulier pour nos simulations. De brefs rappels de sismologie sont faits pour définir précisément (mais somme toute simplement) l'agression sismique à proprement parler ; définition amenant naturellement aux notions de risques sismiques et de vulnérabilité. Les aspects d'endommagement et de comportement mécanique des ouvrages maçonnés sont évoqués ; permettant ainsi d'identifier clairement les facteurs de vulnérabilité décrits

classiquement dans les méthodes de diagnostics empiriques de la vulnérabilité. Ces facteurs sont bien entendu essentiels et doivent être particulièrement pris en compte dans les modélisations numériques qui cherchent à traiter, *via* des approches mécaniques, les problématiques de vulnérabilité sismique.

- vers une approche numérique de la vulnérabilité sismique :
Enfin, la dernière partie de l'introduction générale cherche à faire le point sur les approches numériques de la vulnérabilité sismique en mettant en regard modèles numériques utilisés pour la caractérisation des comportements de structures, gestion de la prise en compte de la sollicitation sismique dans la modélisation et niveau d'information utilisé pour établir *in fine* les diagnostics de vulnérabilité. Les choix de modélisations en fonction de leur niveau de prise en compte de la structure maçonnée sont notamment discutés. Le choix de la modélisation des maçonneries avec le logiciel LMGC90 est justifié et la méthodologie suivie dans ces travaux et les objectifs à atteindre sont décrits.

Partie 2 — Modélisation des Maçonneries avec LMGC90 La deuxième partie de ce manuscrit est consacrée à la modélisation des maçonneries de façon générale avec le logiciel LMGC90. Il est question d'évoquer plus précisément la question de la représentativité, de la qualité et de l'efficacité des modélisations.

- méthode *NSCD* et comportements pathologiques :
Le premier chapitre de cette partie se propose de revenir sur la méthode *NSCD* implémentée dans le logiciel. Il s'agit de montrer en quoi, du fait de sa formulation, les aspects relatifs à des choix de modélisation ou de stratégie numérique sont intimement liés et influencent les réponses des simulations. Les comportements pathologiques imputables à la méthode et aux choix d'implémentation sont discutés dans le deuxième chapitre ; les observations faites usuellement en mécanique granulaire étant étendues, dans la mesure du possible au cas des structures maçonnées.

- modélisation des maçonneries avec LMGC90 : état de l'art et perspectives
Les deux derniers chapitres de cette partie cherchent à discuter la modélisation des maçonneries selon deux approches assez différentes. Une étude du comportement hors plan des maçonneries sèches est dans un premier temps proposée ; permettant de mettre en évidence des phénomènes d'instabilité numérique locale et globale induits par des defauts de convergence de la méthode numérique utilisée dans le calcul. Au travers de ces cas d'étude, il est ainsi question de discuter les aspects de qualité de solution évoqués précédemment ; mais également de pointer du doigt les problèmes de représentativité des modèles indispensables pour représenter convenablement les physiques en présence. Le dernier chapitre de cette partie est consacré à la discussion d'un modèle pertinent nous semblant adapté au calcul des maçonneries avec l'outil LMGC90 ; la sophistication *a minima* de la description des éléments de maçonnerie étant vraisemblablement la clé pour parvenir à rendre compte du comportement de structures maçonnées de façon réaliste. Les aspects liés à l'efficacité des simulations sont discutés brièvement à la fin de ce dernier chapitre. Des stratégies de modélisation nous semblant pertinentes pour décrire convenablement les phénoménologies et nous permettant de maîtriser les durées de simulation sont présentées. Elles sont présentées ici sous forme de perspectives. Des développements portant sur des stratégies numériques permettant l'amélioration des performances du logiciel sont également présentés.

Partie 3 — *Preprocessing* La troisième partie du document cherche à décrire l'une des étapes incontournables du processus de modélisation : la mise en données. Cette étape est d'autant plus indispensable que les systèmes sont complexes à décrire. La modélisation des structures maçonnées avec la méthode *NSCD* conduit à devoir caractériser, de façon unique, l'ensemble des corps présents dans la simulation (géométrie et comportement) ; et s'avère donc, de ce fait, une étape importante et difficile de la modélisation.

- modélisations automatiques :
La finalité de ces travaux étant l'étude de la vulnérabilité de typologies de maçonneries, nous avons développé un outil permettant la génération automatique de bâtiments, respectant les règles de construction standard rencontrées dans le bâti. L'outil «Maison Paramétrée» permet de gérer la variabilité intrinsèque d'une typologie donnée. Une centaine de paramètres permet de générer un modèle discret «blocs à blocs» *ad hoc* prêt à être calculé avec le logiciel LMGC90 ; l'introduction de variabilité sur ces paramètres permettant de décrire un ensemble de modèles représentatifs de la typologie ciblée. Par ailleurs, l'outil propose de gérer pour l'utilisateur la mise en place de stratégies numériques pour améliorer la prise en charge du calcul (performance, qualité des solutions, représentativité, *etc.*). Si ces aspects doivent encore être étudiés plus en détail avant de rentrer dans une phase opérationnelle, l'outil entend être un environnement privilégié pour y parvenir.

- modélisations spécifiques :
Si l'approche paramétrée de la génération de modèles est d'une grande robustesse et permet une mise en données efficace et automatique, elle repose sur des hypothèses fortes qui contraignent considérablement les typologies pouvant être décrites par l'outil. Par ailleurs, elle ne propose qu'une modélisation basique de ces structures. Des approches plus sophistiquées peuvent être nécessaires pour modéliser des bâtiments spécifiques. Le deuxième chapitre de cette partie se propose de présenter différentes options pour appréhender ce genre de mises en données des structures maçonnées ; ces approches étant basées sur l'interopérabilité de logiciels libres.

Partie 4 — Approche *DEM* de la Vulnérabilité Sismique La dernière partie de ce manuscrit présente des résultats de simulations de maçonneries en contexte sismique. Nous cherchons à discuter dans cette partie des aspects liés aux choix de modélisations (modèles de comportement, paramètres numériques) et à la prise en compte de l'agression sismique dans les calculs, mais également à la mise en place de méthodes d'évaluation du dommage adaptées à l'approche discrète des structures.

- cadre d'étude :
Le premier chapitre de cette partie pose clairement le cadre d'étude dans lequel sont produites les simulations. Les choix de modélisations pour représenter les maçonneries sont explicités, tout comme les paramètres dont nous cherchons à juger l'influence sur les résultats de simulation. Par ailleurs, le format des résultats de simulation est précisé tout comme le processus de postraitement permettant de comparer des résultats de simulations obtenus en dynamique (sollicitation temporelle (accélérogrammes)) ou en quasi-statique.

- approche temporelle et gestion de l'évaluation du dommage :
Le troisième et dernier chapitre de cette partie présente des résultats de simulations temporelles sous séismes. Il est question de discuter dans cette partie les choix de modélisations

d'une part, et de montrer l'influence des paramètres décrivant la sollicitation sismique sur les résultats de simulation (*pga*, direction de sollicitation, *etc.*) d'autre part. Enfin, la question de l'estimation du dommage est abordée. Des estimateurs de dommages locaux sont présentés : ils permettent de mettre en évidence des phénomènes locaux (comportements hors-plan de panneaux, pseudo-déformation en plan). Ces estimateurs doivent permettre de mettre en place une méthodologie permettant, à partir de l'estimation de l'endommagement local des structures au niveau des panneaux, de donner une estimation globale de l'endommagement des bâtiments. Ces développements sont en cours ; des résultats seulement partiels sont discutés.

Partie 5 — Conclusions et Perspectives En toute fin du document, les enseignements tirés de ce travail sont rappelés ; concernant notamment les aspects de modélisation des maçonneries avec le logiciel de calcul scientifique LMGC90 de façon générale, mais également les approches *DEM* de la vulnérabilité. Les questions qui restent en suspens et les difficultés rencontrées qui restent non résolues sont reprécisées ; des éclairages étant donnés pour y répondre à la lumière de l'expérience acquise avec ces travaux.

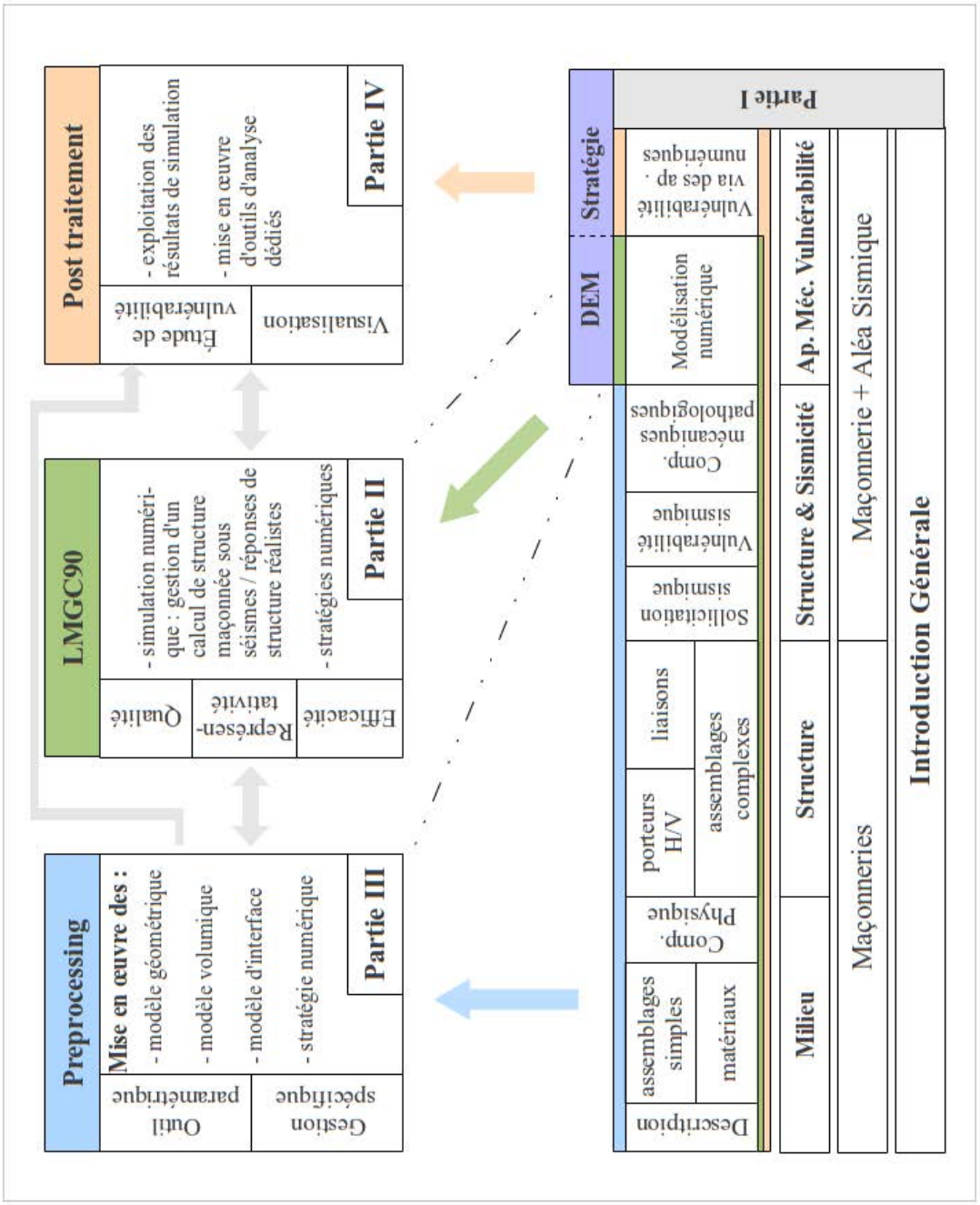


Figure 2 – Organisation du manuscrit

Première partie

Introduction Générale

Introduction

Le terme "maçonnerie" renvoie de façon très générale aux « ouvrages assemblés à partir de matériaux élémentaires (pierres, briques, *etc.*) et le plus souvent liés de manière non réversible (ciment, mortier, *etc.*) ». Cette définition, qui traduit parfaitement l'essence même de ces structures, reste pour autant très floue sur la notion d'"assemblage" qui au demeurant est primordiale pour bien aborder ce type de *média*, et ne donne pas explicitement d'éclairage sur les types d'ouvrages auxquels elle renvoie. La généricité même de cette définition semble à elle seule poser un problème essentiel lorsque l'on vient à s'intéresser aux structures maçonnées : les maçonneries regroupent un ensemble varié et hétéroclite d'arrangements plus ou moins organisés et plus ou moins homogènes de blocs. La forte variabilité des éléments constituant la maçonnerie en termes de forme, taille, nature, et les multiples possibilités d'assemblage de ces composants font la diversité de ces structures présentes dans le bâti traditionnel mais également dans des ouvrages plus inattendus (murs de soutènement, barrages en enrochement). Par ailleurs, l'universalité de cette technique de construction ajoute un peu plus à la grande diversité de ces structures ; le caractère géographique des constructions pouvant renvoyer à des techniques locales d'assemblages mais également à l'utilisation de matériaux locaux.

La compréhension du fonctionnement de ce *média* particulier passe inexorablement par une étape essentielle qui vise à identifier et à décrire clairement les éléments constitutifs de base de ces structures ainsi que les arrangements les plus couramment rencontrés. Les grands principes caractérisant les maçonneries sont rappelés dans le premier chapitre de cette partie. Toutefois, cette seule prise en considération de la maçonnerie comme un "milieu" particulier ne serait pas suffisante pour prendre complètement en compte le fonctionnement des ouvrages. Il est nécessaire de replacer la maçonnerie en tant que structure plutôt que milieu ; les aspects de mise en œuvre des maçonneries dans des structures complexes conditionnant leur fonctionnement. Ici ne seront traitées que les structures maçonnées assimilables à du bâti et limitées à des typologies représentatives de la France métropolitaine. Plus que de décrire, de manière très générale, les constructions en maçonnerie — depuis la nature des matériaux qui les constituent, à leurs caractéristiques physiques et mécaniques, en passant par les techniques d'assemblages des éléments de base des maçonneries (appareillages) — il convient en effet de revenir sur les principaux dispositifs techniques et constructifs relatifs à l'édification de ces bâtiments en maçonneries. Cette description succincte fait l'objet du deuxième chapitre.

L'étude de la vulnérabilité sismique des maçonneries au travers de modélisations numériques renvoie à une autre grande thématique bien distincte : l'approche de la vulnérabilité sismique des structures maçonnées. Le contexte sismique dans lequel se placent ces travaux et la notion de vulnérabilité inhérente sont précisés dans le troisième chapitre de cette partie. Il s'agit ici de revenir sur les comportements spécifiques des maçonneries en contexte sismique et de rappeler les méthodologies empiriques utilisées pour évaluer leur vulnérabilité.

Enfin, les aspects de modélisations sont abordés et font écho au développement de nou-

Figure 3 – Illustration de la diversité des ouvrages maçonnés : habitations, ouvrages de soutènement, *etc.*

velles approches de la vulnérabilité sismique des bâtiments, qui visent à affiner — sinon remplacer — les approches empiriques par des approches mécaniques au travers de modélisations numériques. C'est dans ce cadre que se situe le dernier grand point abordé dans cette introduction générale, et qui vise à replacer les choix de modélisation des structures maçonnées en regard des spécificités de ce milieu et dans le cadre spécifique du contexte sismique, et de l'étude numérique de la vulnérabilité sismique. Tous ces points seront traités dans cette première partie d'introduction générale avec les chapitres suivants :

- La maçonnerie comme « milieu »... Un arrangement plus ou moins ordonné d'éléments constitutifs
- Edifices maçonnés : du *média* à la structure : des assemblages d'éléments structuraux plus ou moins liés
- Les maçonneries en contexte sismique et notion de vulnérabilité
- Modélisation des maçonneries : Jeu d'échelle et spécificités dues au *média* et au contexte sismique
- Conclusion : Vers une approche numérique de la vulnérabilité sismique

Chapitre 1

Les Maçonneries : un média particulier vu comme un arrangement plus ou moins ordonné d'éléments constitutifs de base

Sommaire

1.1 Description et Caractéristiques Physiques 18
1.1.1 Éléments constitutifs de base 18
1.1.2 Assemblages simples 24
1.1.3 Conclusion 38
1.2 Caractéristiques et Comportements Mécaniques 38
1.2.1 Comportement mécanique du corps 38
1.2.2 Comportement mécanique du joint 44
1.2.3 Comportement mécanique de l'interface 46
1.2.4 Comportement mécanique des maçonneries 52
1.2.5 Conclusion 58

Ce premier chapitre cherche à préciser très clairement ce que l'on doit entendre au travers de l'utilisation du terme maçonnerie dans ce travail. Ces éléments de bibliographie sont communs à ceux d'autres travaux ayant traité de la thématique des maçonneries (Acary [1], Chétouane [2], Péralès [3]). L'enjeu est de dresser un panorama réaliste des maçonneries d'un point de vue tant physique que mécanique.

La définition de la maçonnerie comme un ouvrage de blocs assemblés et joints ou non par un liant amène naturellement à s'intéresser aux matériaux qui la constituent et à la manière dont ils sont assemblés ; ceci conduisant finalement à esquisser un panorama sommaire des différents types de maçonneries que l'on trouve de par le monde et plus spécialement en France métropolitaine.

L'accent est également porté sur le comportement mécanique de ces milieux, qui naît à la fois des propriétés intrinsèques des matériaux de base les constituant, mais également de leur arrangement. Ces aspects doivent être bien compris pour bien modéliser le comportement de ces structures.

1.1 Description et Caractéristiques Physiques

1.1.1 Éléments constitutifs de base

Les structures en maçonneries constituent une part très importante du bâti. La maçonnerie est l'un des plus anciens principes constructifs employés par l'Homme et actuellement le plus répandu même si les nouvelles techniques de construction apparues au début du XX^{ème} siècle (béton, acier, verre, ...) cherchent à le remplacer. Les méthodes de conception des ouvrages maçonnés restent historiquement empiriques. Deux éléments de base permettent en général de réaliser une maçonnerie : le corps (ou blocs) qui constitue l'élément essentiel de la construction, et le joint, qui dans la plupart des cas lie les uns aux autres les éléments de corps. Certains types de maçonneries sont en effet dépourvus de joints. Ces maçonneries sont des maçonneries dites à joints «secs» ou à joints vifs selon les matériaux de corps utilisés dans l'appareillage.

Le Corps ou Blocs

Il est nécessaire de distinguer différents types de corps suivant la nature des éléments qui les constitue. Ainsi, ces matériaux sont d'origine minérale la plupart du temps, ou peuvent être d'origine organique ou encore végétale. Mais ceci reste néanmoins beaucoup plus rare et concerne des types architecturaux très localisés et peu répandus en France. On trouve parmi ceux-ci le pisé, qui est un système constructif en terre crue pour les matériaux organiques, ou la paille et la tourbe pour les matériaux d'origine végétale. Les éléments de corps sont le plus souvent d'origine minérale. On distingue parmi ces matériaux minéraux deux grands types — la brique et la pierre — dont les principales caractéristiques sont rappelées ci-après.

• **La Brique** La brique est définie comme un parallélépipède rectangle, de terre argileuse crue et séchée au soleil ou cuite au four, utilisé comme matériau de construction.

Traditionnellement, un mélange d'argile et de sable était moulé dans des caissettes en bois. Les briques de terre encore crues étaient alors disposées au soleil pour le séchage. Ayant atteint une certaine consistance, elles étaient ensuite cuites. Les techniques de cuisson ont énormément varié au cours du temps. Primitivement, les briques étaient disposées en un empilement recouvert d'huile à laquelle on mettait le feu. Les briques étaient donc de qualité très variable ; la température atteinte, la durée à laquelle était maintenue cette température étant beaucoup trop fluctuantes pour fournir un produit d'une qualité homogène. L'aspect même de la brique était affecté par ces problèmes de cuisson : les briques au contact de la flamme ayant tendance à se décolorer, les plus éloignées du foyer ayant tendance, quant à elles, à ne pas être suffisamment cuites. Les briques, une fois cuites, étaient ainsi triées selon leur uniformité d'aspect, de dimension et de cuisson. Les briques les moins belles étaient utilisées en remplissage ou pour constituer les murs mitoyens, les briques de meilleure qualité étaient, elles, placées en parement. Par la suite, des techniques plus évoluées ont vu le jour en ce qui concerne la cuisson des briques ; la cuisson étant faite au sein de fours de plus en plus perfectionnés (fours à foyer, fours intermittents, fours continus, tunnels (*cf.* FIGURE 1.1)) assurant une qualité toujours plus importante du produit (meilleure maîtrise des températures de flamme et de la durée de cuisson à température constante) et une production croissante pour des dépenses énergétiques toujours plus faibles.

L'argile mêlée de sable peut contenir d'autres matériaux dans sa composition tels que des fibres de paille ou de lin pour en améliorer ses caractéristiques. La mise en forme du matériau avant cuisson (terre compressée, moulage de briques creuses) contribue égale-

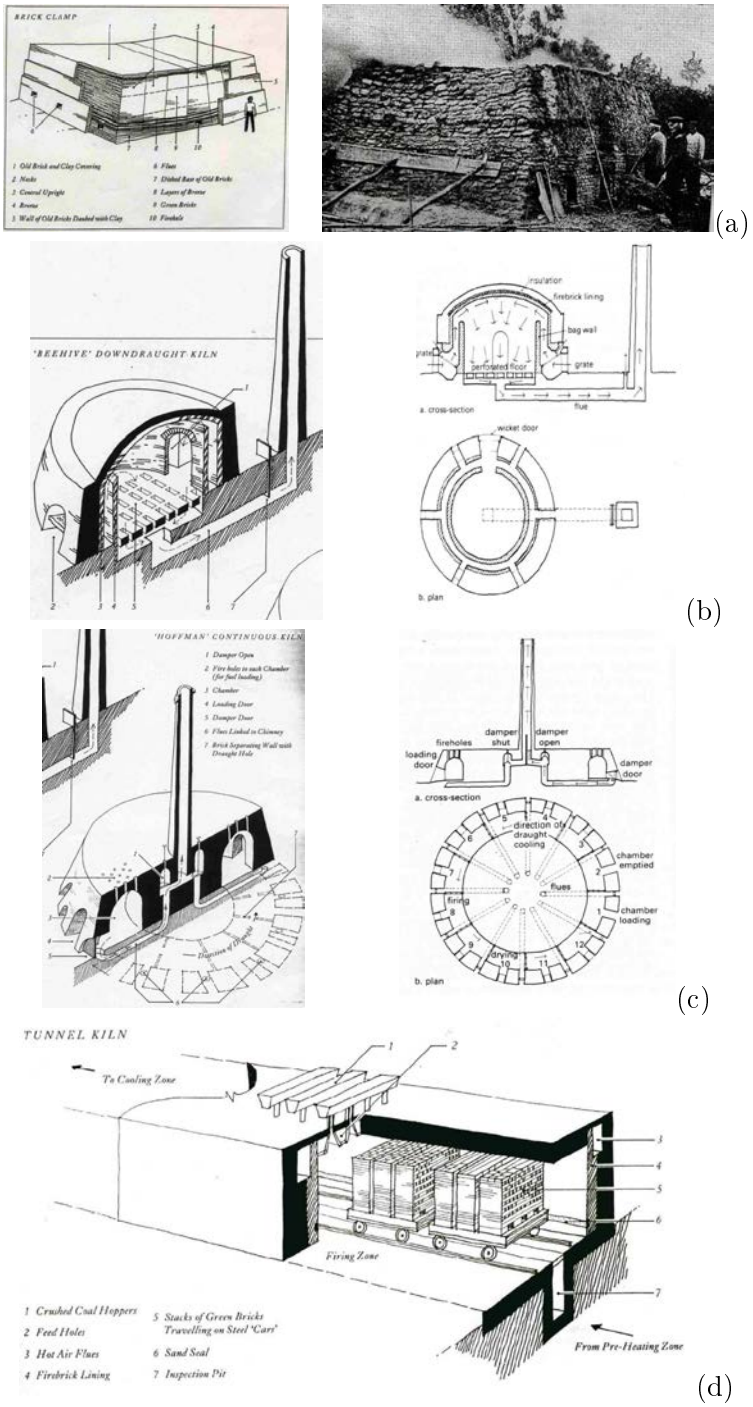


Figure 1.1 – fours à foyer (a), intermittents (b), continus (c), tunnels (d)

ment à conférer au futur matériau de construction des propriétés différentes (non gélivité, propriétés d'isolation thermique ou acoustique, résistance thermique) conduisant à des utilisations spécifiques des différents types de briques. Du point de vue de ses dimensions, les briques se distinguent suivant leur origine géographique : chaque aire géographique disposait traditionnellement en effet d'une brique dont les dimensions étaient caractéristiques de la région. Citons pour exemple les briques de Paris (220 × 110 × 60 mm) et les briques de Toulouse (420 × 290 × 50 mm).

Les différentes dominations de briques suivant leur composition, leur mise en forme ou leurs dimensions sont rappelées en Annexe A.

• **La Pierre** Les matériaux utilisés dans les maçonneries en pierre sont le plus souvent extraits localement. Une terminologie précise qualifie les différents modes d'extraction, le travail sur le matériau avant sa mise en œuvre dans la maçonnerie ou son rôle dans la structure au travers de sa disposition. Les matériaux utilisés dans les constructions en pierre dans l'architecture vernaculaire sont traditionnellement très fortement liés à la localisation géographique des ouvrages. Toutefois cette tendance est de moins en moins vérifiée avec une standardisation du bâti en blocs de béton aggloméré. La recherche de matériaux authentiques liée à un renouveau que connait l'architecture traditionnelle devient l'apanage d'une population plutôt aisée. On trouve usuellement parmi ces matériaux le granite, le calcaire, le grés, la pierre meulière, la marne, l'ardoise, le marbre ou encore le galet.

Diverses techniques d'extraction de la pierre ont été répertoriées [3] et renvoient à des pratiques très différentes (Annexe A) souvent liées à la nature de l'utilisation première du lieu d'extraction ; passant de ce fait de la simple opération d'épierrement de terres agricoles pour l'exploitation des terres à l'ouverture de carrières pour l'extraction de la roche. Suivant la nature des gisements et la qualité des matériaux le travail sur les blocs conduit à la production de pierres de nature, de forme et de taille différentes à l'origine d'utilisations différentes du matériau après mise en forme (maçonnerie de pierre sèche, lauzes de couvertures, blocs pour encadrement d'ouverture, pierre de taille, moellonage).

Moellon vs Pierre de taille :
Le moellon correspond à une pierre pour la construction, généralement calcaire, taillée partiellement ou totalement de sorte que chaque bloc soit maniable par un seul homme à la manière d'une brique. Après extraction par le carrier, traditionnellement, la pierre brute ou moellon brut était taillé par un moellonneur qui se devait de rendre un aspect plus ou moins fini à la pierre selon les besoins (on parlait, selon le niveau de finition, de moellons à face de parement travaillée ou de moellons travaillés sur plusieurs faces). Ce taillage de la pierre brute permettait d'aboutir à la constitution de structures plus ou moins complexes : arcs, voûtes, baies, dallages, escaliers ou simples murs. La construction de murs pouvait donner lieu à un important travail de taille suivant le rendu souhaité par l'architecte. L'appareillage était, pour les constructions les plus importantes, défini par un appareilleur chargé du calpinage des blocs. Le moellon est donc caractérisé par le taillage d'un bloc brut de pierre mais reste toutefois à distinguer de la pure pierre de taille qui présente des arêtes vives (FIGURE 1.2). La pierre de taille est un bloc de pierre dont toutes les faces sont dressées. Les joints sont donc rectilignes et les appareils polygonaux. Le moellon se caractérise, quant à lui, par une queue biseautée en démaigrissement. Cette caractéristique ne permet pas aux différents blocs de s'emboiter parfaitement les uns avec les autres contrairement aux pierres de taille. En outre, les dimensions atteintes par une pierre de taille peuvent être beaucoup plus importantes que celles des moellons qui sont assez petites (maniables à la main).

Comme pour les briques, il existe différentes appellations pour caractériser la pierre à bâtir selon son origine comme en témoigne cette liste non exhaustive :
- Château-Landon - Calcaire dur (Seine et Marne),
- Cliquart - Calcaire coquiller dur à grain,
- Comblanchien - Calcaire, servant à faire des dalles (Bourgogne),

(a) (b)

Figure 1.2 – Mur réalisé en moellons (a), Détail du Colisée de Rome : mur de briques surplombant une voûte en pierres de taille (b)

- Échaillon - Calcaire à grain fin,
- Granulite - Granite,
- Grisard - Grès dur,
- Liais - Calcaire à grain fin, utilisé pour faire des marches, des jambages de cheminée (Meuse, Bourgogne),
- Meulière- Silex dur, pierre non taillable, servant le plus souvent à faire des fondations et des murs en élévation avec des briques (Normandie, Ile-de-France),
- Molasse - Grès argileux, pierre gélive (Suisse),
- Parmain - Calcaire tendre, pierre de taille,
- Pierre dorée - Calcaire assez tendre (Beaujolais, Lyonnais),
- Tuf - Pierre de Volvic - Basalte volcanique (Massif central),
- Tuffeau - Calcaire tendre d'Anjou et de Touraine,
- Vergelé - Calcaire tendre (gélif) d'Ile de France.

De nombreuses constructions ont été érigées en pierre. On trouve parmi celles-ci des joyaux du patrimoine architectural régional. Citons par exemple la Basse-Normandie et sa pierre de Caen qui a servi, depuis le XI^{ème} siècle, à l'édification de nombre de bâtiments dans la région (Figure 1.3), parmi lesquels les plus connus sont certainement l'Abbaye aux Hommes et l'Abbaye aux Dames, fondées par Guillaume le Conquérant au XI^{ème} siècle et qui sont aujourd'hui respectivement l'hôtel de Ville de la ville de Caen et le Conseil Régional de Basse Normandie, le Château de Caen ou plus récemment le Mémorial pour la Paix (réalisation de l'architecte Jacques Millet inaugurée en 1988).

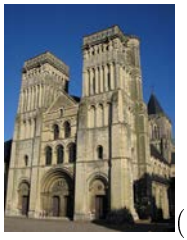
(a)  (b) (c)

Figure 1.3 – Abbaye aux Hommes (a), Abbaye aux Dames (b), Mémorial pour la Paix, Caen, Calvados. (c)

Terminologie : Un certain nombre de termes caractérise l'emploi et l'usage des pierres dans les édifices maçonnés. Les principaux sont décrits ci-après et illustrés sur la coupe d'un mur en pierres sèches Figure 1.4. Nous renvoyons aux ouvrages de C. Lassure sur le sujet [4] [5] [6] [7].

- Pierres angulaires, d'angle ou d'encoignure : On parle de pierres d'angle pour désigner les pierres qui se situent, comme leur nom l'indique, aux angles des édifices. Ces pierres participent au soutènement de l'ouvrage. On parle aussi de pierres d'encoignures.
- Pierres de liaison : Ces pierres ont pour vocation d'assurer la liaison entre les différentes couches dans l'épaisseur d'un mur. Cette fonction est assurée principalement par deux types de pierre, les «boutisses» et les «boutisses parpaignes» qui ne sont pas exactement équivalentes. Ces pierres sont disposées dans leur lit de pose, leur longueur dans l'épaisseur, le parement étant assuré par la plus petite des surfaces. Lorsque la pierre traverse totalement l'épaisseur du mur (les deux bouts contribuant au parement), on parle de «boutisse parpaigne» ; lorsqu'il n'y en a qu'une, on parle alors de «boutisse».
- Pierres de calage ou de "fourrure" : Certaines pierres, voire fragments de pierres, sont utilisées pour assurer la stabilité d'autres pierres. Ces pierres servent au calage des autres éléments, d'où leur dénomination.
- Pierres de tout-venant : Ce type de pierre est une pierre brute, non triée, non calibrée.
- Pierres sèches ou essuytes : Derrière cette dénomination sont regroupées les pierres (moellons, plaquettes, blocs, dalles) maçonnées à sec sans mortier. Cette terminologie caractérise davantage un type d'assemblage, de maçonnerie qu'une typologie de pierre. A noter que la maçonnerie sans mortier en pierre de taille est appelée maçonnerie à vif.

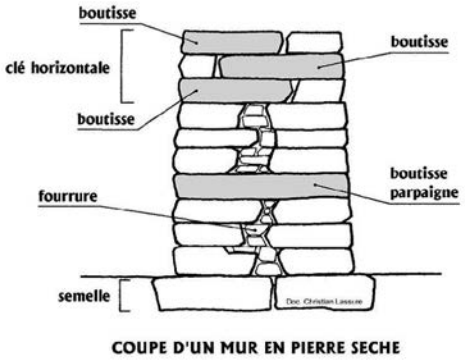


Figure 1.4 – Coupe d'un mur en pierre sèche (illustration C. Lassure)

Comme le laissent entendre ces quelques précisions sur les maçonneries de pierres, la notion de joint qualifie directement les différentes typologies de maçonneries, d'où la nécessité de détailler sa composition et son rôle dans les assemblages de blocs. Le paragraphe suivant se propose d'apporter un éclairage sur les différentes utilisations du joint dans les maçonneries et sur le rôle qu'il joue dans ces assemblages.

Le joint

Les blocs qui constituent le corps d'une maçonnerie sont le plus généralement liés entre eux au travers d'une matrice. On parle alors de maçonnerie à joint de mortier (de ciment, de chaux ou de terre...). Il se peut toutefois que les blocs soient agencés les uns aux autres sans l'aide de matériaux intermédiaires. On parle alors de maçonneries «sèches», à sec, à pierres sèches ou encore à vif selon la nature des blocs constituant l'assemblage. Dans la majeure partie des cas toutefois, un matériau est utilisé entre les blocs pour assurer la liaison entre ceux-ci et une parfaite assise du bloc dans la structure. En règle générale,

ce matériau est constitué d'un mélange de sable, de ciment ou de chaux jouant le rôle de liant et d'eau. Il peut ne s'agir que de terre argileuse. On parle alors de mortier de terre ou de mortier d'hirondelle. Les premiers mortiers étaient composés de boue d'argile. Pendant l'antiquité Égyptienne déjà, des mortiers de gypse permettaient de lubrifier l'assise des grosses pierres. Les premières utilisations de la chaux apparurent à la même époque au travers de plâtrages sur les Pyramides en 4000 avant JC. Les premières utilisations de la chaux dans un mortier remontent quant à elles à l'Empire Romain avec l'architecte Vitruve notamment.

• **Définition :** Le joint à proprement parler est l'espace entre deux éléments de la maçonnerie. Cet espace est généralement rempli de mortier, de plâtre ou de terre comme explicité ci-dessus. On distingue deux types de joints selon leur emplacement dans la maçonnerie. On parle de joints de lit pour évoquer les joints qui séparent deux assises (rangées de blocs) et de joints montants pour désigner les joints qui séparent deux blocs d'une même assise. Finalement cette distinction peut se faire en termes de joints verticaux et horizontaux. Selon sa largeur, le joint est dit gras (interstice large supérieur à 2 cm) ou maigre pour des interstices ne dépassant le centimètre.

• **Fonction du joint :** Le joint sert à liaisonner les éléments de maçonneries les uns aux autres de manière à ce qu'ils ne forment plus qu'un seul bloc. La première fonction du joint est donc de renforcer la structure. En outre il permet d'éviter les effets de poinçonnement des blocs, conduisant à la fissuration ou à l'écrasement des blocs dus à de fortes pressions exercées par des aspérités ou les arêtes des blocs immédiatement supérieurs (FIGURE 1.5). Au-delà de son rôle structurel, le joint joue également un rôle très important dans la protection de l'ouvrage et donc dans sa durabilité en permettant l'étanchéisation à la pluie et à l'air. A l'origine, d'ailleurs, seuls les bâtiments habités disposaient de joints : ils protégeaient les habitants du vent. En outre, utiliser un joint dans une maçonnerie permettait de construire beaucoup plus rapidement et beaucoup plus facilement, la minutie inhérente à la réalisation de maçonneries à sec au travers des opérations de choix des pierres, de calage, *etc* étant compensée par l'utilisation de ce mortier.

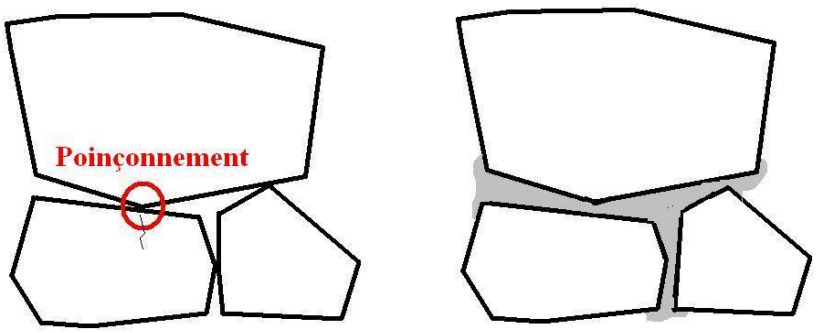


FIGURE 1.5 – Illustration du rôle des joints : action contre le phénomène de poinçonnement

• **Composition du mortier :** Le joint de mortier est constitué généralement d'un mélange de granulats (sable), de liants et d'eau. Le sable permet d'accroître la compacité du mortier. Ses limites granulométriques sont définies par l'AFNOR. L'eau sert à l'hydratation du ciment et à l'ouvrabilité du mortier. Les liants, quant à eux, sont de différentes natures, et présentent différentes caractéristiques (TABLE 1.1) dont les principales sont rappelées ci-après :

- les ciments Portland (OPC), qui offrent une très grande résistance mais qui manquent de plasticité (leur faible pouvoir de rétention d'eau les rend moins faciles à travailler),
- les chaux (HL), qui, comparées au ciment Portland, présentent une grande plasticité et un grand pouvoir de rétention d'eau. Les principaux désavantages de ce type de liant proviennent de la faible résistance mécanique de ce type de joint ainsi que de leur vitesse de cure qui est lente.
- les liants mixtes chaux/ciment (avec adjuvants ou non), qui combinent les caractéristiques intéressantes des liants à la chaux et au ciment Portland.

• **Types de joints :** Il existe de nombreux types de joints. Le recours à l'un des types plutôt qu'à un autre dépend avant toute chose du matériau à liaisonner mais également du rôle joué par le joint (simple liaisonnement, étanchéité). En outre, une certaine forme de parti pris architectural peut également intervenir. Parmi les typologies de joints, on distingue :

- Le joint plein ou beurré, où le matériau de liaison affleure au niveau du parement.
- Le joint lissé ou tiré à la pointe, où le matériau de liaison a été lissé et tassé par le maçon, à l'aide d'un stylet. Selon la largeur de l'outil, cette opération est réalisée en une seule fois (laissant deux bourrelets débordants en haut et en bas du joint) ou en deux fois, à mi-hauteur du joint (laissant un bourrelet central débordant).
- Le joint retracé, qui est un joint sur lequel le maçon dessine, le plus souvent avec la pointe de sa truelle, un ou plusieurs traits horizontaux sur le mortier.
- Le joint regarni, qui est un joint laissé d'abord creux puis garni d'un mortier de meilleure qualité que celui qui fait la liaison dans le cœur de la construction.
- Le joint creux, où le matériau de liaison est en retrait par rapport au parement.
- Le joint creux en canal, qui est un joint creux dont la section est concave.
- Le joint creux en chanfrein ou biseauté, qui est un joint creux dont la section est oblique. On en distingue deux types. Ils sont dits «inférieurs» lorsqu'ils laissent visible le bord supérieur des briques, et «supérieurs» lorsqu'ils en laissent visible le bord inférieur.
- Le joint mal conservé, qui est un joint dont l'éventuelle finition n'est plus observable.

1.1.2 Assemblages

Les assemblages de blocs de maçonneries peuvent être très aléatoires ou au contraire leur disposition peut être très codifiée, des motifs étant formés au niveau des parements. Les maçonneries peuvent être réparties suivant deux grands groupes : les maçonneries de "blocages" pour lesquelles les éléments de corps (de taille et forme très hétérogènes) sont jetés dans une matrice (mortier ou chaux), et les maçonneries "appareillées" correspondant à des maçonneries pour lesquelles les blocs sont positionnés suivant des règles précises, et parfois en fonction d'un motif donné. La notion d'"appareil" (*opus* en latin) est très importante en architecture. Elle renvoie directement à l'esthétique de la structure lorsque

Caractéristiques	Mortiers type OPC	Mortiers types HL	Mortiers type OPC/HL	
			Rôle de la Chaux	Rôle du ciment
Type de prise	par hydratation du ciment	dans l'air par carbonatation		
Vitesse de prise	Rapide	Faible		Accélère la prise
Résistance mécanique	Développement rapide et résistance finale élevée	Développement lent et résistance finale faible à moyenne	Diminuer la résistance mécanique	Augmenter la vitesse de développement de la résistance mécanique
Résistance aux intempéries	Élevée	Faible au début du développement de la résistance mécanique		Augmenter la résistance aux intempéries
Durabilité	Élevée	Élevée si bien exécuté		Augmente la durabilité
Ouvrabilité	Pauvre	Très bonne	Augmenter la ductilité du mortier	
Pouvoir de rétention d'eau	Pauvre	Très bon	Augmenter le pouvoir de rétention d'eau	
Remarques	Peut s'avérer trop fort, rigide et/ou imperméable pour certains types de maçonneries	Est utilisé pour réparer des maçonneries	Conférer de la plasticité et augmenter la ductilité : donne des mortiers qui tolèrent davantage de mouvements	Attention à l'augmentation de rigidité que procure le ciment

Table 1.1 – Principales caractéristiques des liants

les éléments de corps restent apparents. A noter que certaines maçonneries relèvent à la fois des maçonneries de "blocage" et des maçonneries à appareils ; le blocage pouvant être utilisé comme fourrure entre deux parements formant un appareil.

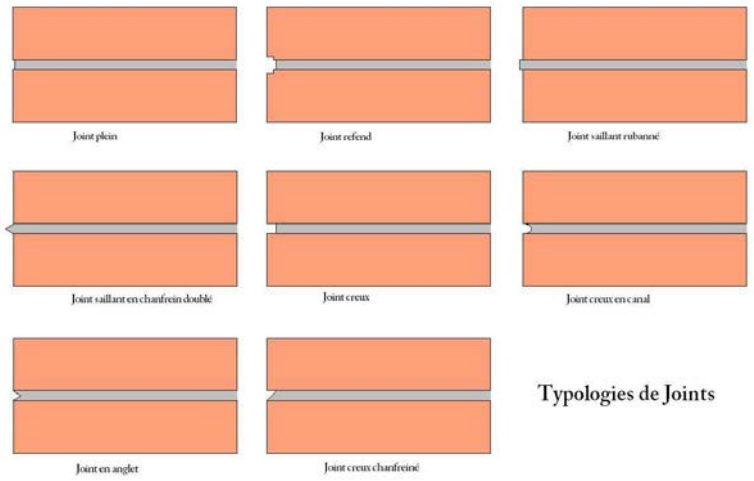


FIGURE 1.6 – Types de joints rencontrés dans les maçonneries

Ce paragraphe se propose de revenir sur les principaux types d'appareils rencontrés dans les maçonneries de briques, de pierre ou de moellons.

Maçonneries de Briques

Les briques sont des matériaux de dimensions fixes, maniables à la main. Une multitude d'appareils existe. Ces variantes sont liées à des recherches esthétiques d'un point de vue architectural, mais aussi d'un point de vue structurel, l'appareillage étant directement lié à l'épaisseur du mur.

Rappelons quelques points de vocabulaire. La brique est un parallélépipède rectangulaire dont la longueur est généralement de deux fois la largeur. Lorsqu'elle est disposée de sorte que la longueur de la brique, *id est* son chant, est en parement, elle est dite en panneresse. Lorsque c'est le côté de plus petite dimension (bout), on dit qu'elle est en boutisse. Une brique disposée de sorte que la face de plus grande superficie de la brique est en parement est dite à chant ou disposée en carreau.

Plus précisément, on parle du «chant» de la brique pour désigner la partie de la brique en jaune sur le croquis ci-contre, de «bout» pour en désigner la partie en vert et enfin de «joue» pour en désigner la partie bleue (*cf.* FIGURE 1.7).

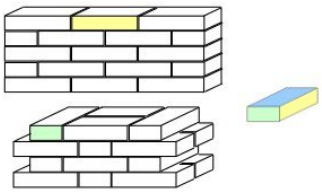


FIGURE 1.7 – Terminologie de la brique : Brique en panneresse (jaune), brique en boutisse (vert)

Enfin on dit d'une brique (ou d'une pierre) qu'elle est «dressée» lorsque la brique est disposée de sorte que la hauteur d'assise de la rangée de briques corresponde à la dimension

la plus grande de la face en parement. Respectivement, elle est dite «couchée» lorsque cette hauteur renvoie à la dimension la plus petite de la face en parement (*cf.* FIGURE 1.8).

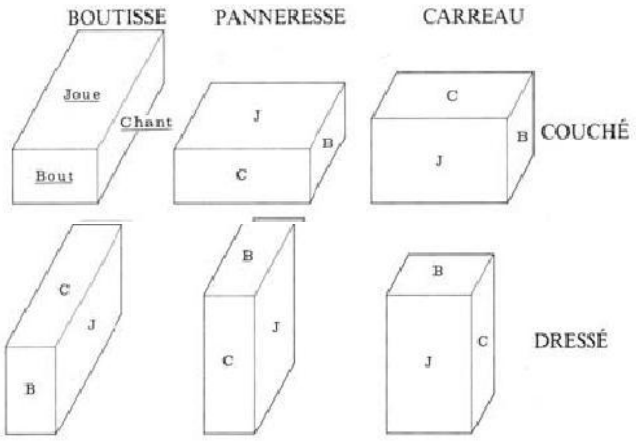


FIGURE 1.8 – Vocabulaire de la brique et disposition

Les appareils de briques sont très nombreux. Ils sont fonction de deux facteurs principaux, à savoir l'épaisseur de mur recherchée (une demi brique, une brique, une brique et demie, etc.), et du croisement des joints verticaux. Les appareils sont en effet étudiés de sorte que le croisement des joints verticaux soit au minimum de 5 cm (soit environ la largeur d'une brique). Enfin une contrainte esthétique liée au motif formé en parement s'ajoute à ces contraintes structurelles pour définir les différents appareils.

Les appareils dits traditionnels sont à différencier des appareils qualifiés d'appareils en «croix». Ces derniers font intervenir, dans leur composition, une succession d'assises de boutisse et de panneresse sur une même assise, alors que les premiers ont des structures d'assise moins complexes et composées souvent de briques en panneresse.

Comme son nom l'indique, l'appareil en panneresse est constitué de briques disposées en «panneresse» (FIGURE 1.9). Des rangées de briques identiques sont décalées les unes par rapport aux autres d'une demi brique. L'épaisseur est généralement celle d'une demi brique (convient pour les cloisons) mais peut être d'une brique si les parois sont doublées (chaque lit de briques étant décalé d'une demi brique par rapport à l'autre). L'appareil en panneresse est l'appareil traditionnel qu'on utilise le plus couramment aujourd'hui, et le moins intéressant pour l'observateur. Dans les constructions modernes, il sert souvent de revêtement pour rehausser l'apparence d'un mur fait de blocs de béton ou d'autres matériaux moins élégants. Il existe de nombreuses variantes de cet appareil, les assises étant plus ou moins décalées pour offrir des alignements de joints verticaux différents. On trouve parmi ces appareils les appareils en $\frac{1}{4}$ ou $\frac{3}{4}$ de brique, ou encore les appareils américains ou commun mixant des assises en panneresse et des assises en boutisse (*Cf.* Annexe A).

L'appareil flamand quant à lui est un bon représentant des appareils dits en "croix" (FIGURE 1.10). L'appareil flamand est caractérisé par une succession de rangées identiques décalées les unes par rapport aux autres d'une demi brique. Chaque rangée de brique est constituée d'une alternance de briques en panneresse et en boutisse. Ce type d'appareil conduit à l'édification de murs d'une largeur de 2 briques. L'appareil flamand caractérisé par la pose en alternance des boutisses et des panneresses, est un des appareils les plus attrayants, que les constructeurs de l'époque des rois George en Angleterre affectionnaient

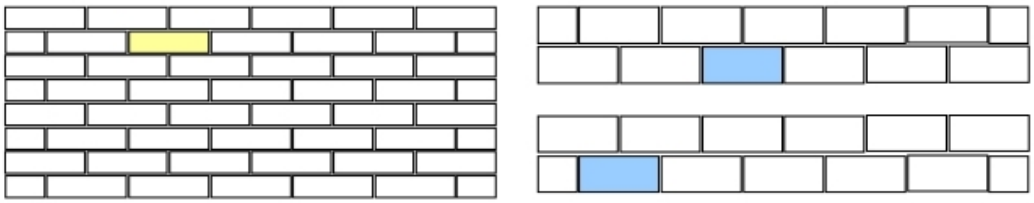


FIGURE 1.9 – Appareil en panneresse - Parement (alternance de rangées de briques en panneresse) - Epaisseur (une demie ou une brique)

tout particulièrement. On a utilisé cet appareil encore récemment pour la construction de certaines banques de style "colonial". On remarquera que les boutisses posées au-dessus et au-dessous d'une panneresse forment une croix.
De nombreux autres appareils en "croix" existent. Citons par exemple l'appareil des Moines ou l'appareil anglais ou français présentés en Annexe A.

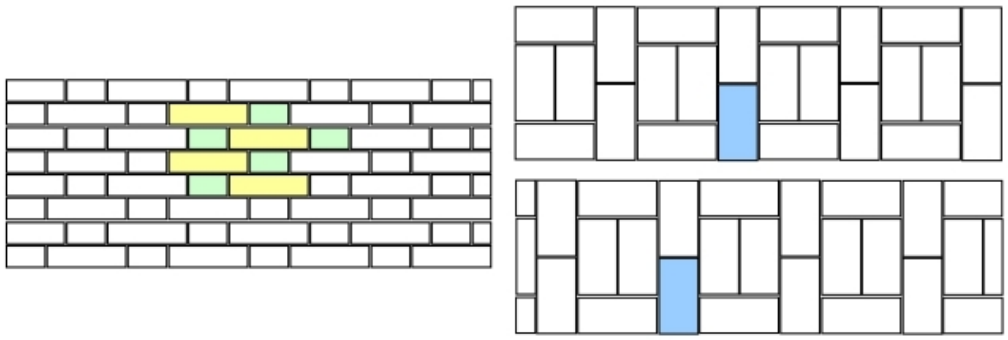


FIGURE 1.10 – Appareil flamand : Parement (alternance de rangées présentant des briques en panneresse et en boutisse) - Epaisseur (deux briques)

Il est en outre possible d'identifier d'autres types d'appareils constitués par des arrangements plus exotiques des briques. L'appareil à claire-voie (FIGURE 1.11) correspondrait par exemple à un appareil flamand du point de vue du parement si l'on remplaçait les briques placées en boutisse par des vides. L'appareil sauvage se compose quant à lui d'une succession libre de boutisses, panneresses et de 3/4 de briques. Les joints de rangées successives de briques doivent alterner et ne peuvent former de schéma régulier ou de diagonale. Un dernier appareil plein d'exotisme serait bien évidemment l'appareil en pose carrelage (FIGURE 1.12). Dans ce type d'appareil, les panneresses se superposent, dérogeant ainsi à une règle fondamentale dans les maçonneries : le recouvrement des joints.

Maçonneries de Pierres

La disposition des pierres, au même titre que celle des briques, doit obéir à certaines règles, rappelées ci-après, qui sont garantes de la bonne tenue de la maçonnerie.

• Une règle élémentaire de la maçonnerie à sec est l'imbrication verticale des pierres lors de

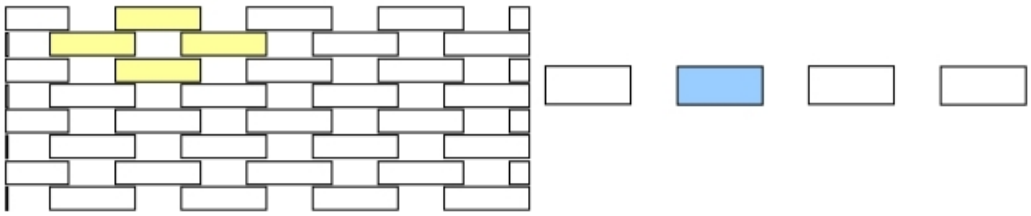


Figure 1.11 – Appareil a claire-voie

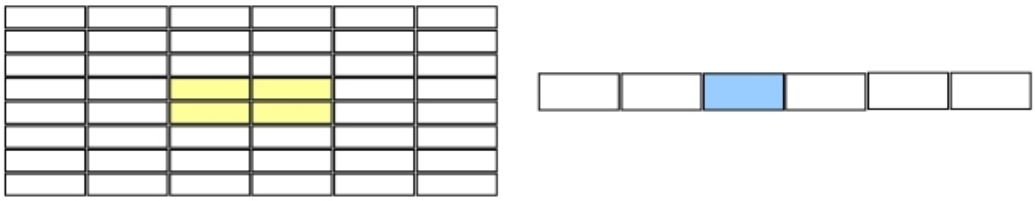


Figure 1.12 – Appareil en pose carrelage

la superposition des assises, de façon à obtenir des joints croisés ou découpés. Le respect de cette règle renforce la cohésion de la maçonnerie et la stabilité du mur. Les pierres doivent, en effet, être disposées à l'intérieur du mur et en parement de la maçonnerie de sorte qu'aucun joint vertical ne passe d'une assise à l'autre. L'expression imagée "coup de sabre" désigne traditionnellement ces successions de joints verticaux alignés, visibles dans le parement d'un mur. Cet alignement vertical des joints, qui va de pair avec la pose des pierres "en pile d'assiettes", est considéré comme un défaut de construction, et est source inévitable de désordres.

Figure 1.13 – Alignement de joints verticaux : coup de "sabre"

• La cohésion du mur est également conditionnée par le degré de connexion entre les deux parements. La solidarisation des deux parements est assurée par les pierres parpaignes qui doivent être en nombre suffisant dans le mur (environ 30%).
• La taille des pierres conditionne leur emplacement. Les pierres dont les dimensions sont les plus importantes doivent être placées dans les angles pour constituer un chaînage (harpage, *etc.*).

• La fonction des joints étant de permettre une transmission uniforme des efforts d'une assise à une autre malgré l'irrégularité des pierres, leur épaisseur doit donc prendre en considération cet aspect. Elle doit être proportionnelle à l'irrégularité des blocs tout en cherchant à être minimale. Dans tous les cas, l'épaisseur du joint ne doit pas excéder 3 cm.

Il existe une terminologie dédiée aux appareils de pierre qui décrivent les différents aspects des parements et qui sont généralement propres à la nature des blocs qui composent la maçonnerie. Toutefois, il est à noter également que pour des blocs réguliers semblables à des briques, les appareils présentés dans le cadre de la maçonnerie de briques peuvent également être rencontrés.

Avant de rentrer dans ces distinctions relatives à la nature des blocs, revenons sur des notions communes aux différents appareils. Une première distinction entre les appareils peut se faire au travers de la taille des éléments de corps. On distingue parmi ces différents types :
• les petits appareils, qui sont des assemblages de blocs dont la taille est inférieure à 20 cm,
• les grands appareils, qui qualifient des maçonneries comportant des blocs de taille supérieure à 30 cm de hauteur,
• les appareils dits «moyens», regroupant les assemblages composés de blocs de taille allant de 20 à 30 cm,
• les appareils cyclopéens, pour lesquels les blocs sont de très grande dimension, et pour lesquels la mise en place semble improbable.

Les appareils décrits par la suite sont propres à la nature des éléments de corps de la maçonnerie, ou au type de maçonnerie considéré. Un appareil peut être qualifié au travers de différents aspects qui peuvent être complémentaires ; ainsi donc, une même maçonnerie peut renvoyer à différents types d'appareils.

Maçonneries Antiques

De nombreuses typologies d'appareil sont héritées des antiquités grecque et romaine. Certains de ces appareils sont toujours utilisés. Ces maçonneries utilisent plusieurs matériaux : pierres de taille, moellons, briques de terre crues ou cuites, tuiles, *etc.* Dans de nombreux cas il s'agit de maçonneries mixtes. On distingue parmi ces appareils :

- l'appareil antique grec qui est constitué de pierres de taille précisément ajustées, souvent reliées entre elles par des agrafes de bronze ou de plomb coulées. Les éléments sont disposés en assises alternées.

En archéologie romaine, on distingue parmi les appareils les plus courants :
- l'*opus quadratum* ou appareil rectangulaire, qui est un assemblage de blocs taillés en forme de parallélépipèdes, rectangles disposés en assises horizontales, sans mortier (utilisation de joints de plâtre parfois, pour une meilleure répartition des pressions). Ces blocs sont généralement de grande dimension (grand appareil).
- l'*opus caementicium*, dans lequel les parements, parties visibles du mur, servent de coffrage à un massif de remplissage en mortier de chaux, moellons tout venant, fragments de pierre ou d'éléments de terre cuite (appelés *caementa*, les agrégats). L'*opus caementicium* est utilisé comme noyau interne d'un mur moulé par les parements ou par un coffrage de bois voire coulé dans une tranchée.

- l'*opus incertum*, où il n'y a pas de régularité.
- l'*opus quasi reticulatum*, pour lequel les pierres sont disposées en damier diagonal irrégulier.
- l'*opus reticulatum*, où les pierres sont carrées et de même taille, elles constituent un damier parfait en lignes diagonales. Cet appareil peut être monochrome, bicolore ou polychrome et à motifs.
- l'*opus testaceum*, qui est un appareil utilisant seulement des briques de terre cuite
- l'*opus latericium*, qui lui utilise uniquement des briques crues.
- pour les matériaux en terre cuite, il existe également les appareils à bordure de tuile, qui utilisent des fragments de tuiles plates dont la bordure est présentée en façade (ce qui donne l'impression de briques épaisses) et les appareils à file d'amphore.
- l'*opus vittatum* qui est un appareil à moellons quadrangulaires qui est principalement constitué de petits blocs de tuf, dits *tufelli*, de dimensions variables (entre 29 × 16 et 22 × 10 cm). La dénomination de l'appareil, *opus vittatum* renvoie à une expression rendant compte de l'apparence en «bandes» de l'appareil
- l'*opus sectile*, qui se rapproche de la mosaïque.
- l'*opus spicatum* (en épi), où les éléments sont posés sur leur chant, en lignes inclinées alternativement à droite et à gauche, figurant un motif en épi de blé ou en branche de fougère ou encore en arêtes de poisson. C'est un appareil de brique utilisé pour les sols. On le trouve également dans les murs carolingiens.
- l'appareil en hérisson, dont les éléments sont des cailloux généralement assez plats et allongés disposés de chants, selon une oblique plus ou moins marquée.

(a)

(b)

Figure 1.14 – *Opus reticulatum* (a) - *Opus testaceum* (b)

- l'*opus mixtum*, pour lequel un chaînage de briques alterne avec un appareil de pierres régulier. On distingue parmi les appareils mixtes, les appareils mixtes à panneaux combinant des surfaces de moellons formant des panneaux et des parties réalisées en briques cuites qui les encadrent, et les appareils mixtes à bandes qui alternent une ou plusieurs assises de moellons avec une ou plusieurs assises de briques.

Maçonneries de Moellons

La qualification de l'assise des moellons permet de distinguer différents types d'appareils. Rappelons que l'on appelle assise, un rang de pierres de même hauteur, formant une couche horizontale. Ainsi on distingue parmi les appareils :
• les appareils réguliers, qui qualifient des assemblages de blocs dont la taille peut être variable mais qui ont des assises identiques,

• les appareils irréguliers, qui eux, sont constitués de pierres de taille quelconques et d'assises quelconques.

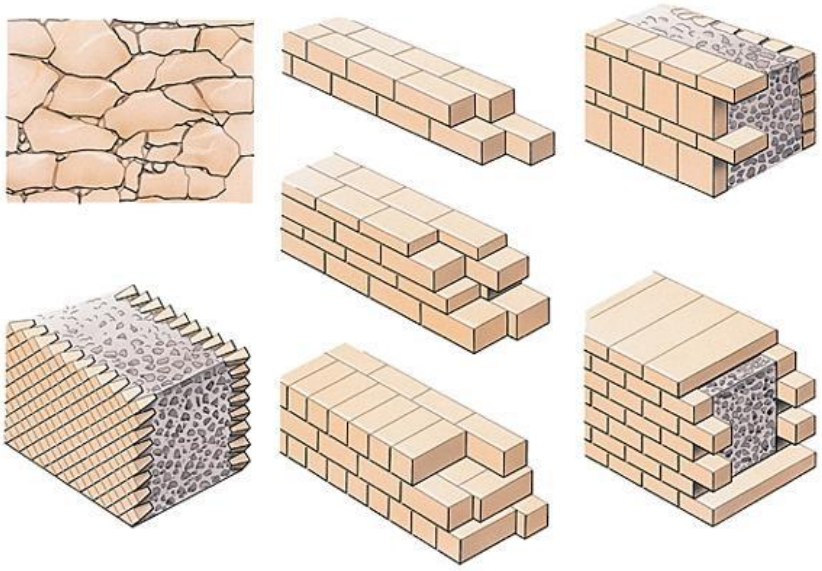


Figure 1.15 – Appareils variés : Appareil frustre (en haut à gauche) - appareils en panneresse double (au centre en haut et au milieu) régulier (en haut) et irrégulier (au centre) - appareil de type anglais/français au centre en bas (appareil régulier) - opus caementicium avec, en parement, un appareil reticulatum (en bas à gauche), un appareil sur le chant, alternativement dressé et couché (irrégulier) (en haut à droite) et un appareil en panneresse simple (en bas à droite)

Il est à noter que ces deux types d'appareils concernent plus précisément des moellons assisés. Pour les moellons bruts, les appareils rencontrés sont :

• les maçonneries ordinaires, qui sont constituées de moellons bruts mais dont les assemblages tendent à se rapprocher d'une maçonnerie assisée, c'est-à-dire tendent à reconstituer des rangées de pierres plus ou moins régulières avec des blocs globalement parallélépipédiques,
• les appareils incertains, qui eux, sont des appareils constitués de moellons dont le parement rappelle plus ou moins un polygone de 5 ou 6 côtés, aux arêtes vives. Les angles saillants d'une pierre viennent s'enchâsser dans les angles rentrants formés par les pierres déjà posées. Parfois on qualifie d'appareil incertain ou frustre un appareil mettant en œuvre des cailloux et des moellons de forme irrégulière, sans que l'on puisse distinguer des assises bien différenciées.

Parmi les autres appareils rencontrés figurent :

• les appareils de pierres en délit et sur la tranche, qualifiant les maçonneries de pierres posées uniquement en délit et sur la tranche comme son nom l'indique, soit verticalement, soit obliquement, et disposées soit en assises, soit en désordre. Il existe des variantes dans ces appareils :

- Les pierres peuvent être empilées verticalement dans le cadre d'assises (murets de soutènement de terrasses),
- Les pierres peuvent être successivement posées inclinées d'un côté dans une assise, puis inclinées de l'autre côté dans l'assise supérieure. Le dessin de deux assises successives évoque la forme d'un épi, d'où le nom de cet appareil : appareil en épi.

Figure 1.16 – Appareil en épi

- Les pierres peuvent être empilées obliquement sans souci de faire des assises cette fois (les joints sont alors plus ou moins croisés verticalement),
- Les pierres peuvent être empilées verticalement, dans le désordre, les joints étant encore une fois plus ou moins croisés verticalement.

On retrouve également des appareils déjà décrits pour les briques. Parmi ces appareils, nous retrouvons entre autres l'un des plus fréquents :

• l'appareil en boutisse, qui, s'il est besoin de le rappeler, correspond à un appareil constitué uniquement d'assises de pierres disposées en boutisses, c'est-à-dire avec un de leurs deux bouts en parement et leur queue dans l'épaisseur du mur.
• l'appareil en boutisse et en panneresse, qui est un appareil formé d'assises alternant une boutisse et une panneresse et qui correspond à l'appareil flamand décrit dans la partie relative aux maçonneries de briques.

Les appareillages présentés ci-avant sont des appareils de moellons assisés. Les pierres qui sont présentes dans les structures décrites sont toutes dressées pour ainsi dire et de tailles relativement semblables. Il est à noter que le moellon peut être utilisé dans un état beaucoup plus brut, et que les maçonneries peuvent être composées de blocs de tailles beaucoup plus hétérogènes. Les maçonneries de moellons peuvent alors être classifiées selon la régularité des blocs qui les composent (aspect lié à la granulométrie) et du degré de connexion entre les parements (propension de parpaings et de boutisses dans le mur).

Si l'épaisseur est un facteur fortement lié au choix de l'appareil dans les maçonneries de briques, il n'en est pas exactement de même pour les maçonneries de moellons. Ainsi, on distingue parmi les différents types de murs en moellons les murs traditionnels à simple ou double épaisseur, qui, comme leur nom l'indique, sont des murs dont la dimension correspond à l'épaisseur d'un ou deux lits de pose. Un troisième type de mur existe. Il s'agit de murs en galets dont l'épaisseur est variable (*cf.* Figure 1.17).

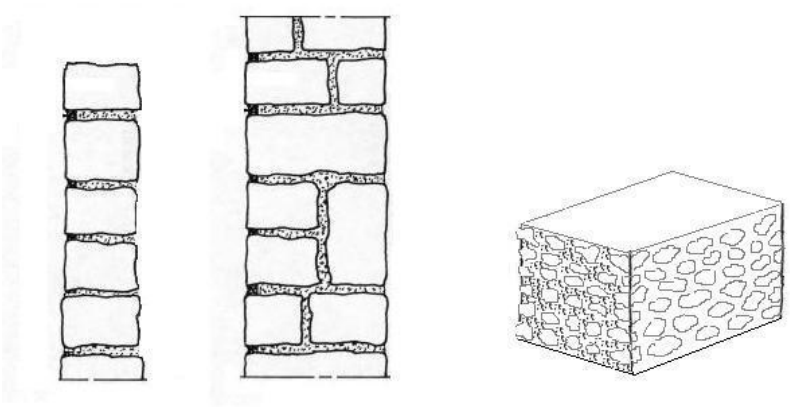


FIGURE 1.17 – Mur en moellons à épaisseur simple à gauche et double au centre – Murs en galets à droite

Maçonneries Mixtes ou Composites

Ce type de maçonnerie a été en partie évoqué pour décrire certains appareils antiques. Le but de ce paragraphe est de revenir très brièvement sur ces appareils et d'en compléter la liste.

Les maçonneries mixtes sont des maçonneries composées de plusieurs types de matériaux. Elles correspondent à des assemblages particuliers de briques, de moellons, de pierres de tailles sans oublier de matériaux de terre crues ou cuites tels que la tuile. Ces assemblages sont qualifiés en fonction de la position des différents matériaux dans la structure générale et au travers de leur rôle dans l'assemblage, rôle qui peut s'avérer être structurel.

La rupture de continuité dans l'utilisation du matériau peut être avérée au niveau du parement à proprement parler, c'est-à-dire que les différents matériaux jouent des rôles forts et relativement équivalents dans l'aspect de la maçonnerie. On retrouve parmi ce type de maçonneries, les appareils mixtes à panneaux évoqués précédemment, ou les appareils mixtes à bandes. S'ajoutent à ces deux appareils, les appareils en damier.

Un matériau peut être également utilisé pour ses qualités structurelles pour renforcer un parement constitué, par prédominance, par un autre type de matériau. Ces assemblages renvoient typiquement aux chaînages d'angle, chaînage d'ouverture, *etc.* Ces types d'assemblages conditionnent bien évidemment l'appareillage des blocs mais sont davantage à considérer comme des dispositifs structuraux sur lesquels nous reviendrons par la suite.

Maçonneries de Blocs en Aggloméré de Béton et Autres

Ce dernier paragraphe se propose de donner un aperçu des nouveaux matériaux et procédés techniques utilisés dans les maçonneries modernes (FIGURE 1.20). La principale évolution entre ces maçonneries dites contemporaines et les maçonneries anciennes ou traditionnelles provient des matériaux qui constituent les blocs ou les joints. Les blocs sont en effet réalisés avec des matériaux qui diffèrent des matériaux présentés dans les paragraphes précédents. Le plus connu d'entre eux est certainement le bloc en aggloméré de béton apparu vers la fin du XIX^{ème} siècle lorsque les blocs étaient encore coulés à la main. Aujourd'hui, tous les procédés de fabrication de ce genre de produits sont entièrement automatisés. Dans la construction, la maçonnerie en blocs de béton aggloméré est le dispositif constructif le plus utilisé. Le taux d'utilisation de ce genre de matériau atteint les

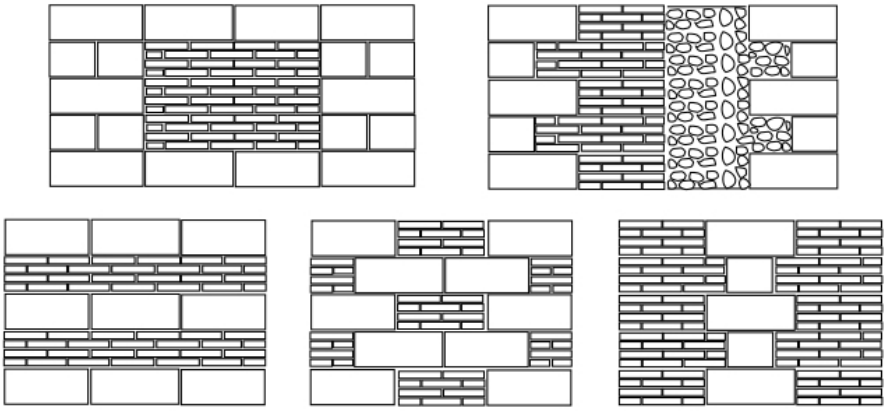


Figure 1.18 – Exemples d'appareillage en maçonneries mixtes : dans ces exemples, le matériau de remplissage privilégié est la brique. D'autres matériaux peuvent être utilisés à ces fins tels que des moellons de tout-venant (illustration en haut à droite). Description des appareils présentés : Appareil mixte en panneaux (en haut à gauche) – Chaînage d'angles avec remplissage briques ou pierres de tout-venant (en haut à droite) – Appareil mixte à bandes (en bas à gauche) – Appareil mixte en damier (en bas au centre) – Chaînage vertical dans un mur (en bas à droite)

(a)

(b)

Figure 1.19 – Exemples d'appareillage en maçonneries mixtes : chaînage briques remplissage silex (Montainville, Beauce) (a) - Colisée (Rome) : chaînage pierres de taille remplissage briques (b)

7 murs sur 10. Plusieurs dénominations renvoient à ces blocs de béton aggloméré. Les termes employés pour le désigner varient suivant les régions : on parle ainsi d'agglos, de parpaings ou encore de plots de béton. D'autres types de blocs ont également vu le jour avec l'émergence de considérations environnementales dans le domaine de la construction. Les nouveaux matériaux, de par leur constitution, interviennent sur des points précis visant à l'amélioration générale du bâti dans le cadre de l'éco-construction.

Les blocs de béton aggloméré Il faut distinguer parmi les blocs, les blocs «traditionnels» des blocs «non traditionnels». Cette première distinction renvoie au cadre normatif général pour ce genre de matériaux. Les blocs dits traditionnels sont ceux qui sont es-

FIGURE 1.20 – Constructions contemporaines en agglos (à gauche) et en briques de terre cuite (à droite)

tampillés norme française NF. Ils sont conformes aux exigences des documents normatifs (normes, DTU) qui renvoient à des règles portant sur la qualité et les caractéristiques des matériaux rentrant dans la composition des blocs. Ceux qui sont dits non traditionnels ne disposent pas de cette certification ou tout du moins ils ne peuvent être appréciés dans le cadre normatif existant. Interviennent alors les avis techniques pour décider ou non de leur emploi. Les avis techniques attestent ou non de leur conformité aux exigences de la réglementation et des règles de l'art, et permettent de se substituer à ce cadre normatif lorsqu'il est inadapté pour juger de la qualité du produit.

En dehors de cette première classification entre blocs traditionnels et non traditionnels, d'autres critères permettent de distinguer les blocs. Ces critères touchent des aspects tels que la nature du matériau constitutif de ces blocs, leur structure interne, leur emploi dans la structure ou leur mode de pose.

- Matériau :
  - le béton de granulats courants (masse volumique du béton constitutif $>$ 1700 kg/m3),
  - le béton de granulats légers (masse volumique du béton constitutif $<$ 1700 kg/m3)
  - le béton cellulaire autoclavé (masse volumique du béton constitutif comprise entre 400 et 800 kg/m3). Ce matériau est composé de chaux, ciment, sable et de poudre d'aluminium, qui au contact de la chaux produit des petites bulles d'hydrogène.

- Structure interne :
  - blocs pleins,
  - blocs perforés comportant des petites alvéoles cylindriques,
  - blocs creux comportant des alvéoles débouchant ou non.

- Emploi :
  - blocs à enduire,
  - blocs apparents assurant par eux mêmes l'étanchéité du mur,
  - blocs courants,
  - blocs spéciaux (blocs linteaux, blocs de coupe, blocs tableaux, blocs de chaînage, blocs poteaux, blocs d'angle).

- Selon le mode de pose :
  - blocs à maçonner (joints de mortier traditionnel épais),

Figure 1.21 – Types de blocs de béton : de gauche à droite, blocs d'angle et de coupe (blocs de chaînage), bloc d'about et bloc linteau

- blocs à coller (joints minces de mortier/colle),
- blocs à emboîtement (absence de joints verticaux).

Les blocs de béton sont utilisés dans des murs simples de maisons individuelles ou d'immeubles contemporains de faibles hauteurs. Les assemblages (appareil en panneresse) sont très fréquemment chaînés (utilisation de blocs spéciaux) pour rigidifier la structure.

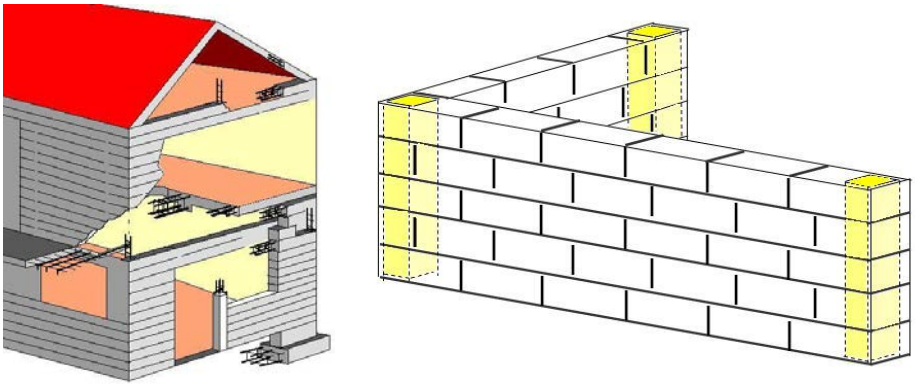


Figure 1.22 – Exemple d'une construction individuelle classique en maçonnerie chaînée (à gauche) – Détail d'un angle de mur (à droite)

Les blocs de terre cuite Une autre grande catégorie de blocs utilisés dans les constructions contemporaines concerne les blocs d'argile cuite. Ces blocs sont typés de la même manière que les blocs de béton. Chaque bloc répond à des critères d'utilisation dans la composition d'un mur. On retrouve ainsi les blocs de chaînage ou d'angles, les blocs de coupe, les blocs linteaux, *etc.*

Figure 1.23 – Typologie des blocs de terre cuite : de gauche à droite, bloc normal, bloc de chaînage, bloc de cassure d'angle, bloc tableau et bloc linteau

1.1.3 Conclusion

Derrière la notion de "maçonnerie" se cache un nombre considérable d'ouvrages, basés sur des assemblages plus ou moins sophistiqués de blocs de taille, de nature et de forme variables. L'enjeu de cette partie, s'il est besoin de le rappeler, était de mettre en exergue cette grande diversité qui caractérise ce milieu. L'accent a été porté tout particulièrement sur les constituants et les assemblages typiques du bâti maçonné. Ces premiers éléments de caractérisation de ce *media* seront essentiels dans les aspects de modélisations numériques traités dans la quatrième sous-partie de cette première partie.

D'un point de vue mécanique, il semble assez évident que cette grande variabilité observée dans les maçonneries est à l'origine de comportements mécaniques spécifiques et caractéristiques des différents types de maçonneries. La grande disparité concernant l'homogénéité/l'hétérogénité de ces structures, ou encore les propriétés d'anisotropie ou d'isotropie de ces milieux laissent présager des comportements bien distincts pour les différentes catégories de maçonneries. Ces propriétés marquées sont essentielles, notamment dans le choix des approches utilisées pour la modélisation de ce type de *média* ; ces approches pouvant tenir compte à différents niveaux de la discrétisation géométrique, de la disposition et de l'orientation des blocs constituant ce type de milieu divisé.

La bonne compréhension du comportement mécanique de ce type de milieu est indéniablement la clé du succès de sa modélisation. Le paragraphe suivant cherche à apporter un éclairage sur le comportement mécanique des différents constituants de la maçonnerie. Il fait donc l'objet de considérations mécaniques sur les éléments de corps et de joints des maçonneries et cherche à poser les bases du comportement mécanique de ces milieux.

1.2 Caractéristiques et Comportements Mécaniques

Les caractéristiques d'une maçonnerie sont bien évidemment liées à celles de ses éléments constitutifs. Il semble donc pertinent d'analyser dans un premier temps le comportement mécanique de chacun des éléments constitutifs de ces assemblages, à savoir les éléments de corps, autrement dit les blocs, et dans un deuxième temps, les joints. Toutefois, les caractéristiques d'une maçonnerie ne peuvent s'arrêter à ces simples considérations sur ces deux types d'éléments. C'est de l'assemblage de ces éléments que naissent les structures maçonnées, c'est donc ces assemblages qu'il va falloir caractériser en termes de propriétés mécaniques. Cet aspect de la problématique conduit donc à s'intéresser à des comportements locaux au niveau des interfaces des éléments de la maçonnerie, pour finalement réussir à qualifier le comportement mécanique de ces maçonneries d'un point de vue plus global, *id est* macroscopique.

1.2.1 Comportement mécanique du corps

Les éléments de corps ou autrement dit les blocs sont les éléments majoritairement présents dans les maçonneries à joints de mortier voire les seuls éléments des assemblages pour les maçonneries sèches. La caractérisation du comportement et des caractéristiques mécaniques des maçonneries passe donc par une étude approfondie de ces éléments de base de la maçonnerie. Le comportement mécanique de ces éléments est le plus souvent assimilé à un comportement de type fragile, et ne tient pas compte du comportement inélastique de ces éléments (endommagement, plasticité). Les caractéristiques mécaniques de ces éléments sont le plus souvent données par les fabricants (module d'Young, résistance en compression, resitance en traction). Le tableau (Table 1.2) récapitule les caractéristiques mécaniques

des principaux matériaux rencontrés dans la construction [1].

	Masse Volumique (kg/m^3)	Module d'Young (GPa)	Coefficient de Poisson (ν)	Résistance en traction (MPa)	Résistance en compression (MPa)
Grès des Vosges[a]	2000	30	0.3	—	150
Granit[b]	2600	40–70	0.2–0.3	—	70–280
Calcaire[b]	2000–2600	20–70	0.2–0.3	25–30	20–200
Marbre[b]	2600–2900	50–100	0.2–0.3	10–20	50–180
Béton[c]	2300	30	0.2	3	30
Agglomérés[d]	2000	—	—	5	15
Brique creuse[e]	3000	5	0.3	8	20
Brique pleine ancienne[f]	3000	8.7	0.16	3.45	40
Brique pleine moderne[f]	3000	14.7	0.22	3.14	64

Table 1.2 – Propriétés mécaniques des principaux éléments de corps ([a] d'après Keryvin [8], [b] d'après Gere et Timoshenko [9], [c] d'après Lemaitre et Chaboche [10], [e] Société Bouyer-Lerous, masse volumique du matériau, [f] d'après Atkinson et *al.* [11]

Les caractéristiques des roches sont le plus généralement obtenues en laboratoire à l'issue d'essais mécaniques. Ces essais sont pratiqués sur des éprouvettes, le plus souvent cylindriques, et homogènes. La notion d'homogénéité renvoie ici à des considérations de comportement moyen de la roche. Des essais de différentes natures sont réalisés sur ces éprouvettes. Les plus classiques sont des essais de compression uniaxiale réalisés par des essais triaxiaux sans confinement ; le but de ces tests étant de déterminer des paramètres élastiques de déformabilité de la roche et sa résistance maximale en compression. D'autres essais plus spécifiques sont également pratiqués. Parmi ceux-ci figurent notamment les essais œdométriques ou encore les essais brésiliens qui permettent de mesurer la résistance à la traction des spécimens de façon indirecte. Le principe général de ces différents tests est brièvement rappelé ci-après.

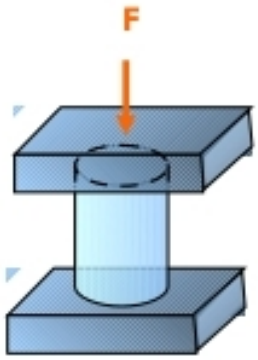
Essais de compression uni axiale – Résistance à la compression

Les essais triaxiaux sans confinement sont les tests les plus répandus pour décrire la résistance maximale à la compression uniaxiale et les paramètres de déformabilité élastique des roches.

– Description du test triaxial :

Le test triaxial est décrit en détail dans la littérature. L'essai de compression triaxiale consiste à soumettre une éprouvette généralement cylindrique à un champ de contrainte uniforme qui a pour composantes une pression hydraulique, σ_2 et σ_3, qui est appliquée par l'intermédiaire d'un fluide remplissant la cellule (généralement de l'huile hydraulique), et une contrainte axiale (appelée aussi déviateur), (σ_1 - σ_3), qui est appliquée par l'intermédiaire d'un piston.
Dans un essai de compression triaxiale monotone classique, l'éprouvette est soumise à un champ de contraintes isotropes jusqu'à une valeur donnée. On maintient ensuite à niveau constant la pression hydraulique représentée par σ_2 et σ_3. Cette pression exercée tient lieu de pression de confinement. Lorsque la pression de confinement désirée est atteinte, on augmente progressivement la contrainte axiale σ_1 ou le déviateur (σ_1 - σ_3) jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Les essais peuvent être effectués à différentes pressions de confinement ou sans confinement.

– Description du test d'évaluation de la résistance maximale :
Le test consiste à placer entre les plateaux d'une presse une éprouvette cylindrique homogène non confinée du matériau à tester (FIGURE 1.24). Ce test peut être effectué avec un appareil réalisant des essais triaxiaux dès lors que le test est réalisé sans confinement (*id est* σ_2 et σ_3 nuls). Les dimensions de l'éprouvette sont normalisées. L'éprouvette est ensuite chargée jusqu'à sa rupture.

(a)


(b)

(c)

FIGURE 1.24 – Presse triaxiale (a) – schéma de principe du test uniaxial (b) et photographie d'une éprouvette en cours de test avec dispositif de mesure de la déformabilité latérale (c)

– Résistance à la compression uniaxiale :
A partir de la charge maximale F_{max} atteinte avant rupture, on peut déduire la résistance en compression de la roche notée R_c (en MPa) par la relation :

$$R_c = F_{max} \ / \ \mathrm{S}$$

où F_{max} est la force maximale appliquée lors de la rupture de l'éprouvette (en N), et où S est la surface d'application de la force (en mm^2), autrement dit la surface de l'éprouvette : $\mathrm{S} = \pi \ \mathrm{r}^2$ où r désigne le rayon de la section de l'éprouvette (en mm).

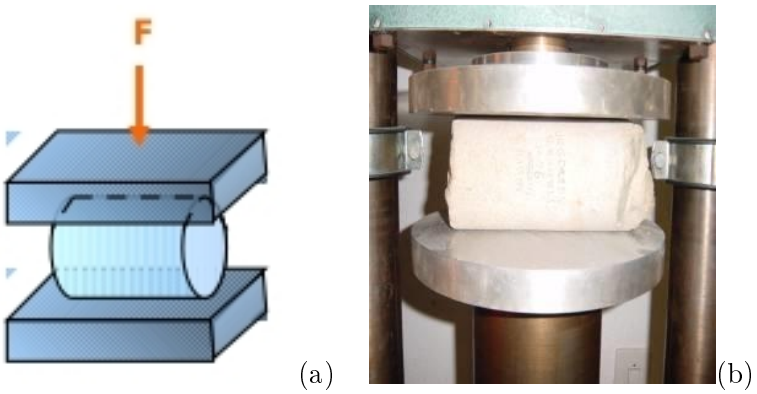
– Paramètres élastiques de déformabilité :
Le test de compression uniaxiale permet également de déterminer les paramètres élastiques de déformabilité de la roche. Ceci est rendu possible par la mesure des déformations de l'éprouvette pendant le test. Il est ainsi possible de déterminer le module d'Young E de la roche qui correspond à la pente de la courbe de déforma-

tion longitudinale ou le coefficient de Poisson ν qui n'est autre que le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale.

Essais Brésiliens – Résistance à la traction

Classiquement, un essai de traction consiste à étirer une éprouvette selon sa direction longitudinale. Ce procédé est qualifié de méthode directe. Toutefois la réalisation d'essais de traction directe nécessite de coller les têtes des éprouvettes. Pour éviter cette opération, une méthode indirecte a vu le jour : l'essai brésilien. Les résultats donnés sur la résistance à la traction par les deux méthodes sont du même ordre de grandeur (Tourenq et Denis [12]).

- Description du test :
  L'essai brésilien ou essai de résistance à la traction indirecte (Wang et *al.* [13], Fairhurst [14]) est très semblable à l'essai de compression uniaxiale. La différence réside au niveau du positionnement de l'éprouvette. L'essai est réalisé en comprimant, entre les plateaux de la presse, une éprouvette le long de deux génératrices opposées (FIGURE 1.25). L'éprouvette rompt par traction de son centre.



(a) (b)

FIGURE 1.25 – Schéma de principe (a) et photographie (b) (essai Brésilien ou essai de traction indirecte)

- Résistance à la traction indirecte :
  Comme pour l'essai de compression uniaxiale, le niveau de force exercée sur l'éprouvette juste avant la rupture (F_{max}) permet de déterminer la résistance à la traction indirecte de l'éprouvette notée R_t. La résistance à la traction indirecte est reliée aux caractéristiques géométriques de l'éprouvette par la relation suivante :

$$R_t = F_{max} \ / \ \pi \text{ r H}$$

  où R_t, la résistance à la traction indirecte, est donnée en MPa, où F_{max} désigne la force exercée sur l'éprouvette à la rupture (en N), et où r et H sont respectivement le rayon et la hauteur de l'éprouvette (en mm).

Ces tests ont été utilisés pour la caractérisation complète de matériaux tels que le marbre [15] ou encore pour montrer les propriétés anisotropiques de certains matériaux ou encore l'influence de l'hydrométrie sur la résistance des roches ([16], [17], [18]).

Influence de l'anisotropie et de l'hydrométrie des matériaux : La pose des pierres litées ou stratifiées dans le sens du lit de carrière ou des joints de stratification par opposition à une pose en délit ou en sens contraire, influence considérablement la résistance de la pierre. La pose des pierres dans le sens du lit de carrière est d'ailleurs communément adoptée plutôt qu'en délit afin d'éviter qu'elles ne se fissurent sous le poids de la maçonnerie supérieure. Les essais de compression permettent de mettre en évidence cette caractéristique comme les travaux de Beck et *al.* ([16], [17], [18]) le suggèrent.

L'expérience menée par Beck consiste à effectuer des essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes taillées dans le sens de leur lit de carrière ou perpendiculairement ; ces deux types d'éprouvettes permettant de simuler une pose en délit ou au contraire une pose des pierres suivant leur lit de carrière. Les tests sont effectués pour deux types de pierres de construction : le tuffeau blanc et la pierre de Sébastopol. Pour ce qui est de mesurer l'influence de la teneur en eau des matériaux, les essais sont réalisés dans des états hydriques extrêmes. Les essais sont tout d'abord effectués sur des matériaux saturés puis sur des matériaux secs. Les résultats sont transcrits en Annexe A.

Cette expérience permet de constater dans un premier temps la perte de résistance en compression entre les matériaux saturés ou secs, que cela soit pour le tuffeau blanc avec une perte de résistance de près de 58% ou encore avec la pierre de Sébastopol (perte d'environ 36%) ; et montre par là même l'influence de l'état hydrique des matériaux sur leur résistance en compression. Par ailleurs, elle tend à montrer les propriétés d'anisotropie des matériaux. Le comportement des matériaux diffère suivant leur sollicitation dans leur lit de stratification ou perpendiculairement ; leur résistance à la compression étant plus élevée dans le sens perpendiculaire au lit de carrière.

Comme pour les essais de compression uniaxiale, des essais de résistance à la traction indirecte ont été réalisés dans les travaux de Beck et *al.* ([16], [17], [18]) pour montrer à la fois l'influence de l'état hydrique du matériau sur sa résistance mécanique, et son anisotropie. Les résultats obtenus par Beck (Annexe A) sont en accord avec ceux trouvés pour les essais de compression uniaxiale concernant l'influence de l'état hydrique du bloc sur sa résistance mécanique. La perte de résistance en traction est de l'ordre de 68% pour le tuffeau blanc et de 38% pour la pierre de Sébastopol. Ces résultats corroborent également le caractère anisotrope de la roche. Ici, la résistance est plus élevée dans le sens parallèle au lit de pose (FIGURE A.17).

Classes de résistance des blocs préfabriqués

• Blocs en béton aggloméré :
Les blocs, qui par définition servent à construire des murs, doivent assurer une fonction de portance. Il en résulte que l'une de leurs propriétés essentielles est la résistance à l'écrasement. Les maçonneries d'un même type se distinguent par leur classe de résistance. Celle-ci est déterminée par la valeur garantie de leur résistance à l'écrasement. Cette classification est basée sur la résistance caractéristique R, exprimée en MPa, rapportée à la section brute de l'élément (FIGURE 1.27).

Les classes de résistance nominale des blocs destinés à être enduits et de ceux destinés à rester apparents sont indiquées dans le tableau TABLE 1.3.

La classe représente la contrainte de rupture exprimée en bars (B40 = 40 bars = 4

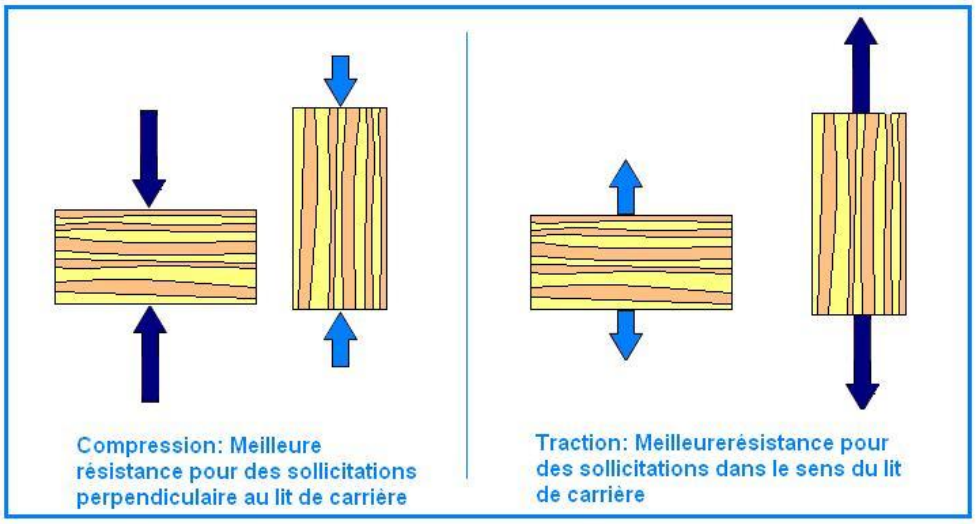


Figure 1.26 – Influence de la direction du lit de pose par rapport au lit de carrière sur la résistance mécanique en compression et en traction

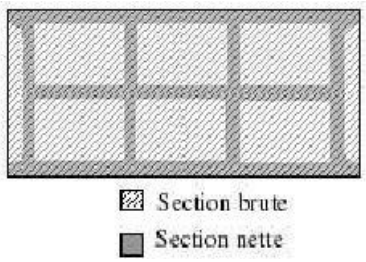


Figure 1.27 – Blocs en béton aggloméré : distinction entre section "brute" et section "nette"

Catégories de blocs	Types de granulats	Identification	Types de blocs	Classes de résistance					
Résistances nominales garanties en MPa				4	6	8	12	16	20
A enduire	courant	B	creux	B40	B60	B80			
			perforés			B80	120	B160	
			pleins			B80	120	B160	B200
Apparents	courant	P	creux		P60	P80	P120		
			Perforés				120	B160	
			pleins				120	B160	B200

Catégories de blocs	Types de granulats	Identification	Types de blocs	Classes de résistance					
Résistances nominales garanties en MPa				2,5	3,5	4	4,5	5,5	7
A enduire	Léger	L	creux	L25		L40			
			perforés		L35		L45		L70
			pleins		L35		L45		L70
Apparents	Léger	LP	creux			L40			
			Perforés				L45		L70
			pleins				L45		L70

Table 1.3 – Classes de résistance nominale des blocs en béton aggloméré

MPa).
95% des blocs fabriqués dans une classe donnée doivent présenter une résistance à l'écrase-

ment égale ou supérieure à cette valeur (fractile 5%) et aucun résultat ne doit être inférieur à 80% de la valeur de la classe.
Les lettres B, L, P, LP signifient :
- B : blocs en béton de granulats courants,
- L : blocs en béton de granulats légers,
- P : blocs apparents en béton de granulats courants,
- LP : blocs apparents en béton de granulats légers.

• Briques de terre cuite :
Les classes de résistance garanties des briques (caractérisées d'après leur résistance R moyenne et minimale à l'écrasement rapportée à la surface brute de la brique) sont indiquées dans le tableau TABLE 1.4.

• **Briques creuses**

Briques à résistance garanties			
Résistance à l'écrasement R (en MPa)	Désignation		
	C ou RJ 40	C ou RJ 60	C ou RJ 80
Moyenne	4	6	6
Minimale	3,2	4,8	6,4

• **Briques pleines ou perforées et blocs perforés en terre cuite**

	Résistance à l'écrasement R rapportée à la surface brute (MPa)			
Catégorie	Brique (largeur ≤ 14 cm)		Brique (largeur ≥ 14 cm)	
	moyenne	minimale	moyenne	minimale
ordinaire	12,5	10	10	8
BP 150	-	-	15	12
BP 200	20	16	20	16
BP 300	30	24	30	24
BP 400	40	32	40	32

TABLE 1.4 – Classes de résistance garantie des briques

1.2.2 Comportement mécanique du joint

Parmi les caractéristiques principales des mortiers (ouvrabilité, prise, retrait, gonflement), la résistance mécanique nous intéresse plus particulièrement dans ce paragraphe.

Les résistances des mortiers dépendent des mêmes paramètres que celles des bétons. La qualité du mortier dépend bien évidemment de la nature et de la qualité de ses constituants, que cela soit au niveau du ciment (nature et dosage), au niveau des granulats (granulométrie du sable, propreté) ou à celui de l'eau de gâchage (qualité et propreté). Mais elle passe également par la justesse des quantités pour chaque élément. La résistance des mortiers est directement liée à des ratios entre les constituants : le rapport E/C (eau/ciment) est un critère fondamental pris en compte lors de la formulation des bétons notamment. En outre, d'autres paramètres tels que l'énergie de malaxage ou encore la mise en œuvre interviennent dans la résistance du mortier.

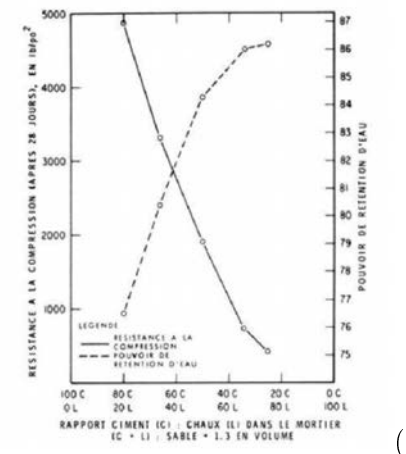
Un certain nombre de tests existe pour déterminer la résistance mécanique des mortiers. Les mortiers sur lesquels portent ces tests sont normalisés suivant la norme AFNOR A179. Cette norme s'applique à cinq types de mortiers les plus couramment rencontrés. Il s'agit de mortiers où peuvent être combinés du ciment Portland, du ciment de maçonnerie et de la chaux. Ces cinq compositions sont dites de type M, S, N, O et K. Le mortier de type M

contient en grande partie du ciment Portland, d'où sa grande résistance à la compression. Les autres types - S, N, O et K- contiennent, en proportion, de plus en plus de chaux et de ciment de maçonnerie. La résistance mécanique diminue des mortiers M à K, avec la diminution en ciment Portland. En revanche, les mortiers gagnent en pouvoir de rétention d'eau et donc en plasticité (FIGURE 1.28).

Type	Ciment portland	Ciment de maçonnerie	Chaux vive ou chaux grasse	Granulats	Résistance minimale à la compression au 28ème jour (en lb/po²)
M	1	1	-	Au moins 2¼ et au plus 3 fois la somme des volumes de ciment et de chaux utilisés	2500
	1	-	¼		
S	½	1	-		1800
	1	-	½		
N	-	1	-		750
	1	-	1		
O	-	1	-		350
	1	-	2		
K	1	-	1		75
	-	-	1		

Résistance mécanique accrue ↑ / Ouvrabilité accrue ↓

(a)



(b)

FIGURE 1.28 – Propriétés mécaniques des joints suivant le dosage (source AFNOR) (a) – Relation entre diminution de la résistance par ajout de chaux et augmentation du pouvoir de rétention d'eau (b)

On retrouve ici les caractéristiques des mortiers décrits précédemment. Les mortiers à forte teneur en ciment Portland offrent une très grande résistance mécanique mais un faible pouvoir de rétention d'eau et donc une faible plasticité. A l'inverse, les mortiers de chaux sont beaucoup moins résistants mais beaucoup plus plastiques. Les mortiers mixtes dont il est question ici, avec les types N et O notamment, offrent des propriétés tout à fait intéressantes dans la mesure où ils empruntent leurs caractéristiques à la fois au ciment Portland pour ce qui est de la résistance mécanique, mais aussi à la chaux pour ce qui est de la plasticité et du fort pouvoir de rétention d'eau.

Différents tests existent pour mesurer les propriétés mécaniques des joints. Les premiers consistent à mesurer les propriétés élastiques du matériau joint, ses résistances en traction-compression sans tenir compte de la présence de blocs qui seraient présents dans un assemblage. Ce type de tests est tout à fait comparable à ceux faits sur des bétons. Les tests se font sur des éprouvettes prismatiques de $4 \times 4 \times 16$ cm conservés dans une eau à 20 degrés Celsius. Les éprouvettes sont rompues en traction (par flexion) et en compression (FIGURE 1.29). La résistance du joint (en compression ou en traction) évolue logarithmiquement avec le temps à la manière d'un béton. A 28 jours, la résistance du joint n'évolue plus de façon significative. On peut considérer qu'elle a atteint sa valeur maximale. Le tableau (TABLE 1.5) ci-après donne un aperçu des propriétés mécaniques des mortiers.

Il est important de noter que ce type de test ne cherche à qualifier le joint qu'au travers du matériau dont il est constitué. Les tests de traction par flexion et de compression permettent de décrire le matériau constitutif du joint du point de vue de ses résistances en traction/compression, ou encore de qualifier la réponse élastique du matériau. Ces éléments de caractérisation mécanique sont importants, notamment pour bien comprendre les comportements des maçonneries pour lesquelles la phase "joint" est très importante

(a)

(b)

FIGURE 1.29 – Moule Prismatique (a) – Dispositif d'essai de traction par flexion (b)

Type de mortier			Résistance en compression (MPa)	
Ciment / Chaux / Sable	Ciment de maçonnerie / Sable	Ciment / Sable + adjuvants	Tests en laboratoire	Tests in situ
1 / 0.25 / 3	—	—	16	11
1 / 0.5 / 4–4.5	1 / 2.5–3.5	1 / 3–4	6.5	4.5
1 / 1 / 5–6	1 / 4–5	1 / 5–6	3.6	2.5
1 / 2 / 8–9	1 / 5.5–6.5	1 / 7–8	1.5	1.0

TABLE 1.5 – Propriétés mécaniques des mortiers suivant leur composition, d'après Hendry et *al.* [19]

(maçonneries de "blocage"). Malgré tout, ces seules considérations ne suffisent pas à décrire pleinement le comportement des joints dans une maçonnerie. La rupture de la maçonnerie peut intervenir par décohésion des blocs et de la matrice de liant plutôt que par rupture du liant. L'interaction avec les autres composantes de la maçonnerie doit être nécessairement prise en compte.

1.2.3 Comportement mécanique de l'interface

L'interface est définie comme étant la surface de contact entre deux éléments. Elle est de deux natures dans les maçonneries suivant la présence ou non de mortier. Ainsi on parle d'interface bloc/bloc, pour décrire les maçonneries sèches pour lesquelles les blocs sont en contact frottant sec ; ou d'interface bloc/mortier pour les maçonneries à joint de mortier.

On notera que la compréhension de ces phénomènes physiques locaux est primordiale en vue de l'implémentation de lois d'interaction censées traduire les comportements mécaniques aux interfaces/interphases dans les modèles numériques discrets.

Interface bloc/bloc

La loi de Coulomb est la plus utilisée dans le domaine de l'ingénierie pour décrire le comportement entre deux blocs. Cette loi est bien sûr empirique. Elle ne tient pas compte des effets tribologiques et postule un état de contact parfait, c'est-à-dire des surfaces de contacts homogènes sans aspérités. Peu de matériaux satisfont à la loi de Coulomb "simple". Ceci est dû en partie aux surfaces de contacts qui ne sont pas planes (dilatance) et qui subissent des dommages durant le contact (plastification, abrasions, arasement, *etc*). Toutefois, la loi de Coulomb permet de reproduire la phénoménologie de frottement dans les milieux granulaires. Les expériences de Armand et *al.* ([20]) menées sur des marbres de Dionysos en attestent.

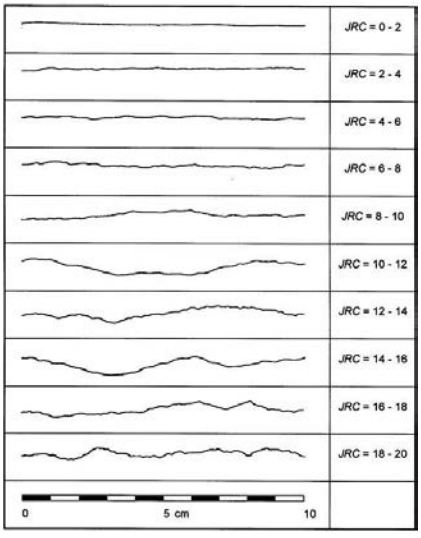
La contrainte normale est reliée à la contrainte tangentielle suivant la loi de Coulomb donnée par :

$$T = c + \sigma_n \tan \Phi$$

où Φ est l'angle de frottement de la surface de rupture et c est la cohésion.

Une analyse plus fine du comportement d'interface entre deux blocs conduit à s'intéresser aux études menées en mécanique des roches et qui portent sur les problèmes d'interface dans les massifs rocheux. Les travaux réalisés sur cette problématique par Jaeger et *al.* ([21]), Barton et *al.* ([22]), Bandis et *al.* ([23], [24], [25]) - montrent l'influence de la surface de contact ou de la rugosité du joint sur ses propriétés mécaniques.

• Rugosité :
La rugosité mesure, à l'échelle du grain, les irrégularités de surface de la pierre. L'état de surface de la pierre peut être caractérisé par le JRC (*Joint Roughness Coefficient*) développé dans les travaux de Barton et *al.* ([22]). Deux méthodes permettent de déterminer le JRC. La première consiste en une méthode visuelle. A partir de l'observation de la surface des blocs et par comparaison avec des profils de référence renvoyant à des JRC équivalents (FIGURE 1.30), l'observateur est susceptible d'attribuer à la roche diagnostiquée un JRC.



(a)

Sample Number	Rock Type	JRC	Rebound Hardness Number	Density, kg/m³	JCS, MPa	φ_b, Degree
1	Shale	1	17.00	23.92	23.60±15.0	19.83
2	Sandstone	4	20.50	21.02	24.20±16.0	22.55
3	Carbonaceous shale	2	24.50	20.26	28.23±18.5	17.96
4	Sandstone	3	20.50	21.02	24.20±16.0	25.92
5	Gritty sandstone	4	12.00	21.70	17.70±7.0	21.12
6	Silty sandstone	2	20.50	17.10	22.30±2.0	23.08
7	Shale	1	14.00	23.92	20.00 ±0.0	16.10
8	Silty sandstone	3	23.00	17.10	24.20±16.0	20.44
9	Gritty sandstone	2	20.00	21.70	25.00±16.5	19.91
10	Sandstone	4	21.75	21.02	26.50±8.0	21.96

(b)

FIGURE 1.30 – Profils de rugosité de la pierre et valeur du JRC équivalent d'après Barton et Choubey ([22]) (a) et exemples de pierres avec leur coéfficient de rugosité (d'après Bhowmik et Dutta (2004) (b)

La deuxième méthode utilisée pour déterminer le JRC est une méthode expérimentale. Elle repose sur des essais de basculement de blocs. Le test consiste à disposer, sur une table inclinable, deux blocs l'un au dessus de l'autre. La table est ensuite inclinée jusqu'à ce que le bloc supérieur glisse (FIGURE 1.31). Alors, l'angle d'inclinaison de la table est relevé. Cette donnée permet de déterminer le JRC par la relation suivante :

$$JRC = \frac{\alpha_s \Phi_r}{\log \frac{JCS}{\sigma_{n0}}},$$

où α_s est l'angle d'inclinaison pour lequel le glissement des deux blocs commence, σ_{n0} est la contrainte normale au joint quand le glissement se produit, Φ_r est l'angle de frottement résiduel, et JCS est la résistance en compression uniaxiale du matériau.

La contrainte normale σ_{n0} est donnée par la relation :

$$\sigma_{n0} = W \cos \beta_s / A,$$

où W est le poids du bloc supérieur, A la zone de contact brut et β_s l'angle d'inclinaison.

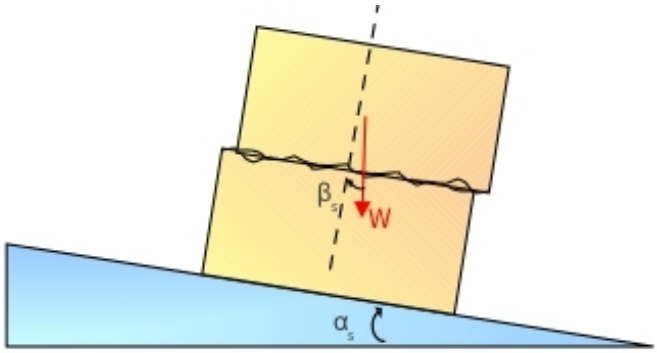


FIGURE 1.31 – Dispositif expérimental de mesure de rugosité des pierres

Rupture du joint :

En mécanique des roches, la relation de Coulomb est réécrite :

$$T = \sigma_n \times \tan[JRC \times \log(\frac{JCS}{\sigma_n}) + \Phi_b]$$

avec Φ_b l'angle de frottement de la surface de rupture.

• Aspects tribologiques : la présence d'aspérités et leur usure peut également être prise en compte pour une approche plus détaillée de la physique du frottement. Ces approches ne seront pas détaillées ici. Nous renvoyons aux travaux de Selvadurai et Boulon ([26]), Mroz et Giambanco ([27]) et Plesha ([28]).

• Surfaces de contact non homogènes (FIGURE 1.32) :
Enfin, peut se poser le problème de surfaces de contacts comportant une très grande hétérogénéité. Ces aspects ont été développés dans les travaux de Tanguy et Nozières ([29]), et Caroli et Nozières ([30]), De Gennes ([31]).

Les deux derniers points n'ont pas été développés. Ils cherchent tout au plus à illustrer si besoin en est les difficultés que pose la prise en compte du frottement entre deux corps. La problématique du frottement, qui à première vue renvoie à un concept basique, est une thématique de recherche à part entière, essentielle à la compréhension de la plupart des mécanismes.

Interface bloc/mortier

Il est très souvent possible d'observer sur les bâtiments en maçonnerie nous entourant (FIGURE 1.33), des fissures qui se propagent au niveau des joints, entre les blocs. Les interfaces bloc/mortier sont couramment associées à des plans de faiblesse des maçonneries.

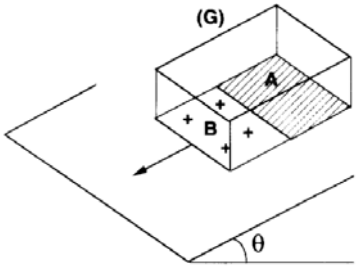


FIGURE 1.32 – Solide glissant sur un plan incliné avec deux régions de contact A et B de propriétés différentes

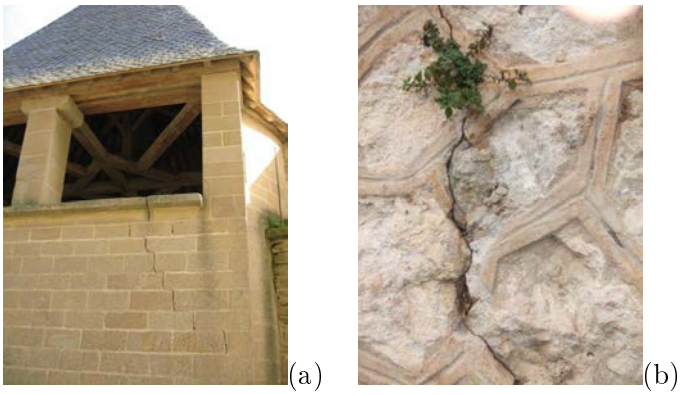
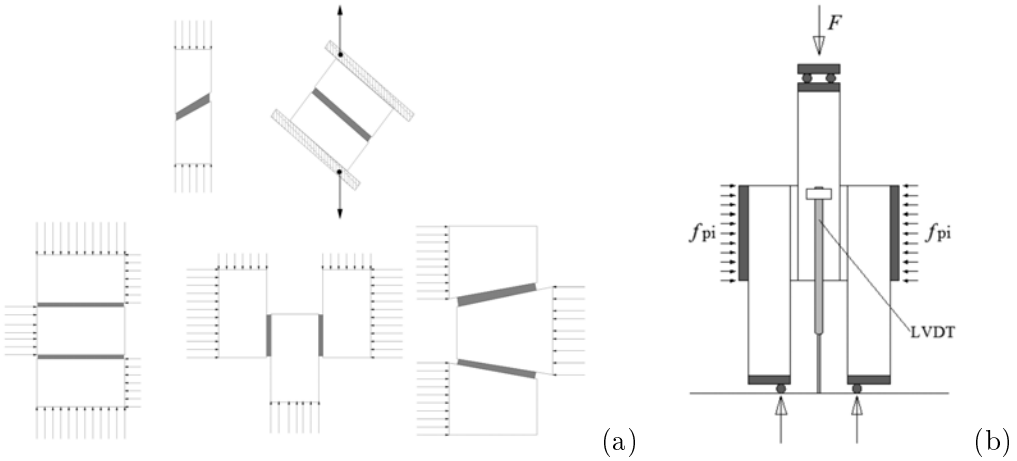

(a) (b)

FIGURE 1.33 – Détail des remparts, Carcassonne, Cité médiévale (a) - Mur de soutènement, Lascours (b)

Plusieurs études ont été menées pour caractériser la rupture des interfaces blocs/-mortier, et des tests de caractérisation ont été mis au point. Ces tests sont faits sur des micro-assemblages (doublets, triplettes) ou de petits assemblages caractéristiques (FIGURE 1.34).



(a) (b)

FIGURE 1.34 – Tests de qualification des interfaces blocs/mortier sur des micro-assemblages (a) - Triplette (b)

• Modes de rupture des interfaces : Différents modes de rupture des interfaces bloc/mortier ont été identifiés. Lourenço [32] a mis en évidence les modes de rupture des interfaces par traction (mode I) et par cisaillement (mode II), un troisième mode de rupture du joint par compression ayant été montré quant à lui par Heymann [33] (FIGURE 1.35). Ce dernier mode de rupture reste peu souvent observé dans les structures, la ruine intervenant préférentiellement suivant les modes de rupture I ou II.

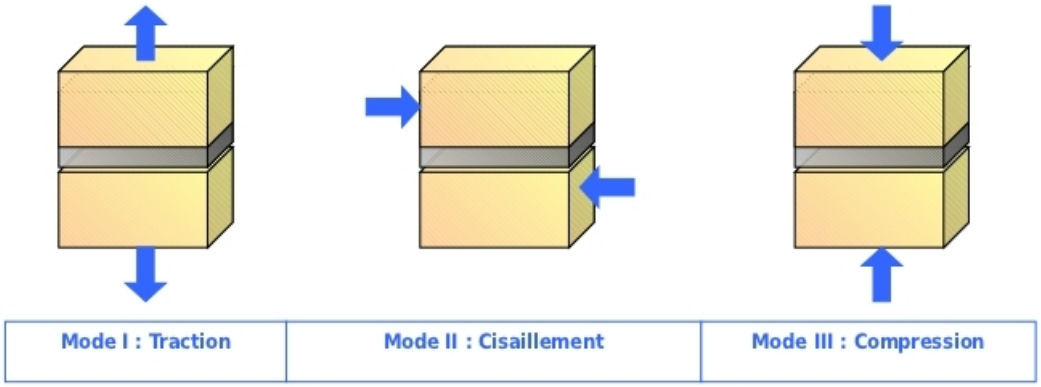


FIGURE 1.35 – Modes de rupture au niveau de l'interface blocs/joints

• Energie de décohésion et zones de fissuration : Van Der Pluijm a cherché à caractériser dans ses travaux ([34], [35]) ces différents modes de rupture d'un point de vue énergétique et à localiser, quand cela était possible, les zones de fissuration dans l'interface en fonction des modes de rupture activés (FIGURE 1.36). Il a pu observer que, lors de ruptures en traction, la zone de «fissures» est concentrée dans la partie centrale de l'interface bloc/ mortier. Une énergie de fracturation notée G_f^I est définie pour caratériser ce premier mode de rupture. Elle correspond graphiquement à l'aire sous la courbe contrainte-déplacement (FIGURE 1.36 (c)). Elle représente l'énergie nécessaire à apporter dans l'interface pour l'endommager ; cette énergie étant adimensionnée, elle est donnée par unité de surface. Les ruptures en cisaillement (mode II) sont caractérisées par l'énergie de fracturation G_f^{II}. Elle correspond graphiquement cette fois à l'aire sous le diagramme contrainte/déplacement et la valeur du frottement résiduel après endommagement total du mortier (FIGURE 1.36 (d)). Van der Pluijm montre que la valeur de cette énergie de rupture dépend de la valeur de la contrainte de confinement (FIGURE 1.36 (e)).

BILAN :
Le comportement mécanique des interfaces blocs/mortier peut se décrire à travers deux comportements caractéristiques distincts : un comportement normal en traction et un comportement tangent en cisaillement. Le comportement normal en traction est caractérisé par son comportement linéaire jusqu'à endommagement progressif de l'interface (phase linéaire suivie d'une phase d'adoucissement). Le comportement tangent des interfaces blocs/mortier a, quant à lui, fait l'objet de diverses études suivant la nature du mortier comme le rappelle Acary ([1]). Le lecteur se réferera aux travaux de Hamid et *al.* ([36], [37]), Atkinson et *al.* ([11]), Guo ([38]) pour les mortiers modernes et à Armand et *al.* ([20]) pour les mortiers anciens, pour lesquels des tests de chargements cycliques d'assemblages blocs/mortier sont testés. Des comportements communs des interfaces ont pu être observés : une première phase linéaire caractérise la réponse de l'interface. Au delà d'un pic de contrainte, une phase d'adoucissement de l'interface intervient jusqu'à atteindre une contrainte résiduelle

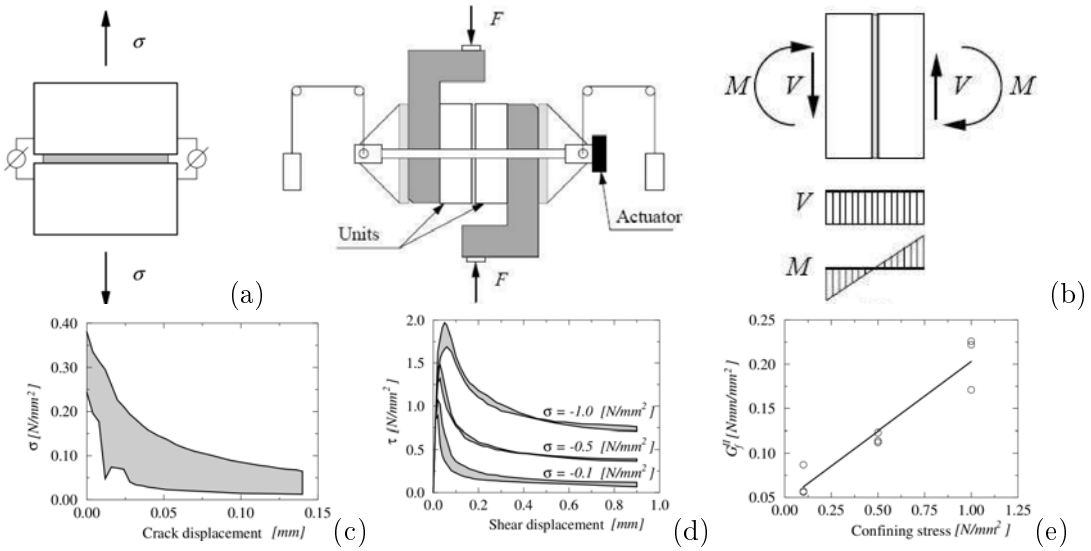


FIGURE 1.36 – Energies de rupture des interfaces, d'après Van Der Pluijm : (a) dispositif essai de traction, (b) dispositif essai de cisaillement et forces appliquées au spécimen durant le test, diagrammes contrainte-déplacement pour une brique d'argile en traction (c) et en cisaillement pour différentes pressions de confinement (d) (l'aire hachurée representant l'enveloppe de trois tests), et (e) énergie de fracturation mode II (G_f^{II}) en fonction de différentes pressions de confinement.

dépendant de la contrainte normale appliquée sur l'interface. Cette contrainte résiduelle correspond au seuil de frottement, le comportement de l'interface étant celui du frottement sec une fois l'interface bloc/mortier totalement endommagée. Les comportements des interfaces blocs/mortier sont rappelés FIGURE 1.37.

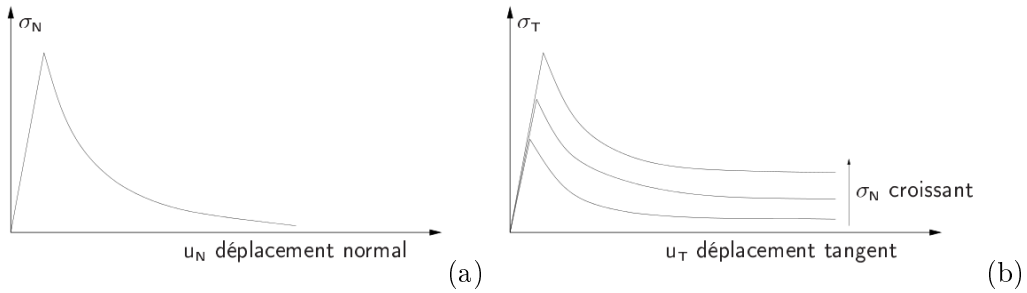


FIGURE 1.37 – Comportements aux interfaces blocs/mortier (d'après Acary [1]) : comportement normal en traction directe (a), comportement tangent en cisaillement (b)

Le comportement de ces interfaces a été considéré au travers d'assemblages simples de blocs (doublets, triplets). Du fait de la simplicité de ces assemblages, les comportements caratérisés dans ce paragraphe ne suffisent pas totalement à décrire le comportement d'une maçonnerie. Les effets de structures dus aux agencements particuliers des blocs dans la

phase de liant (appareillages, *etc.*) influencent également le comportement macroscopique de la maçonnerie. Ces considérations font l'objet du paragraphe suivant.

1.2.4 Comportement mécanique des maçonneries

Jusqu'à présent, les différents constituants de la maçonnerie ont été considérés du point de vue de leurs propriétés mécaniques intrinsèques et au travers d'assemblages simples des différentes phases. Le comportement global de la maçonnerie est bien entendu dépendant de ces propriétés, mais il dépend également d'autres paramètres tels que la proportion des différentes phases, et leur arrangement (disposition structurelle de la maçonnerie).

La maçonnerie comme matériau composite homogène : il est possible d'aborder le problème du comportement des maçonneries de multiples façons. La première et la plus radicale consiste à considérer la maçonnerie comme un matériau à part entière, en associant à ce matériau un comportement élastique moyen. Ce type de description renvoie à une vision homogénéisée de la maçonnerie à l'échelle macroscopique et ne tient pas du tout compte des aspects liés à la microstructure de la maçonnerie. Cette vision de la maçonnerie comme un milieu homogène équivalent permet avant tout la caractérisation du comportement des maçonneries dans leur plan de sollicitation.

La non conservation de la structure cristalline des maçonneries dans ces approches nous semble génante pour bien appréhender le comportement mécanique des maçonneries. Ceci étant dit, ce genre d'approche semble inévitable dès lors qu'il s'agit de traiter de maçonneries présentant une faible organisation et semble donc particulièrement adapté à la modélisation des maçonneries de blocage. Par ailleurs, ce type d'approche permet de tirer des enseignements sur le comportement macroscopique de telles structures et met en évidence leur comportement fragile. De nombreux travaux ont cherché à mettre en évidence le comportement des maçonneries et suivant divers types de sollicitations sensés rendre compte au mieux des principales configurations de fonctionnement de ces structures. Ces tests, qui ont été largement repris et développés dans l'ensemble des travaux portant sur les structures maçonnées, ne seront pas développés plus en avant ici. Les principaux résultats sont rappelés ci-après.

• Comportement sous compression uniaxiale (FIGURE 1.38) :
Ces essais permettent de déterminer les résistances maximales à la compression uniaxiale, parallèlement à la direction des joints horizontaux, ou suivant leur normale. En pratique, la résistance globale en compression est définie au travers de la résistance à la compression dans la direction normale. Les essais dans la direction des joints horizontaux ont quant à eux été peu exploités par la communauté scientifique, alors qu'il semble qu'en tant que matériau anisotrope, la résistance à la compression dans la direction des joints horizontaux puisse influencer la force ultime de rupture (d'après Hoffmann et Schubert [39]).

Les tests de compression uniaxiale sont réalisés sur des empilements ou sur de petites structures. Les tests sur des piles de briques ou de blocs présentent peu d'intérêt dans la mesure où ils ne mettent pas en jeu les effets structures présents dans les structures maçonnées réelles. Les essais sur de petits assemblages représentatifs ou essais RILEM [40] sont quant à eux beaucoup plus représentatifs des phénoménologies observées dans des structures réelles.

La compression uniaxiale du matériau maçonnerie se traduit par une traction et une compression biaxiale des blocs de la structure maçonnée et par un état de compression triaxiale du mortier. Au début du chargement, des fissures verticales apparaissent sur les briques se situant tout au long de la ligne médiane du spécimen, puis se poursuivent au niveau des joints de mortier verticaux. Ces fissures verticales sont de plus en plus marquées au fur et à mesure de la mise en chargement. La rupture du spécimen intervient par une cassure en son milieu (Mann et Betzler [41]). Binda et *al.* ([42]) ont montré l'influence de la résistance à la compression du mortier f_{m0} sur le comportement du spécimen.

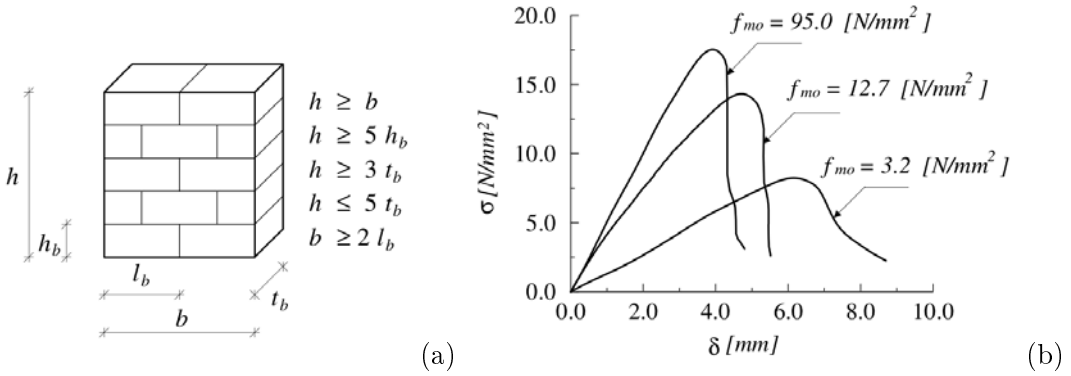


FIGURE 1.38 – Comportement de la maçonnerie sous l'effet d'un effort normal aux joints horizontaux : (a) Spécimen RILEM et (b) Diagramme contrainte - déformation d'un essai de compression sur un prisme de maçonnerie ($500 \times 250 \times 600mm^3$) pour plusieurs valeurs de résistance à la compression du mortier f_{m0} (d'après [40])

• Comportement sous traction uniaxiale :
La ruine des maçonneries soumises à de la traction (dans le sens perpendiculaire aux joints horizontaux) est la plupart du temps due au décollement entre les blocs et le mortier, autrement dit par une rupture de l'interface bloc/liant comme évoqué précédemment lors de la caractérisation de ce type d'interface.

Des essais de traction dans le sens parallèle aux joints horizontaux cette fois ont été réalisés par Backes [43] (FIGURE 1.39). Ils montrent que la rupture se produit le plus souvent par un glissement dans les joints horizontaux et par une perte d'adhérence dans les joints verticaux. Il arrive que la résistance à la traction des briques soit plus faible que l'adhérence des blocs et du mortier. Dans ce cas, la rupture intervient par rupture des blocs.

• Comportement sous sollicitation biaxiale : Ce type de chargement permet de mettre en évidence l'anisotropie de la maçonnerie engendrée par l'appareillage des blocs et par les constituants de la maçonnerie eux-mêmes et qui diminue fortement pour des maçonneries de blocage ou fortement chaînées. L'anisotropie du matériau maçonnerie induit des comportements mécaniques différents selon les axes suivant lesquels la structure est sollicitée.

Page ([44], [45], [46]) s'est intéressé au comportement des maçonneries sous chargements biaxiaux dans ses travaux (essais de double compression, compression-traction). Page propose de caractériser dans ses essais une enveloppe de résistance des maçonneries (σ_1, σ_2) pour différentes inclinaisons des joints horizontaux de la maçonnerie. Il montre ainsi que l'orientation par rapport aux contraintes principales et leur valeur a une influence sur le

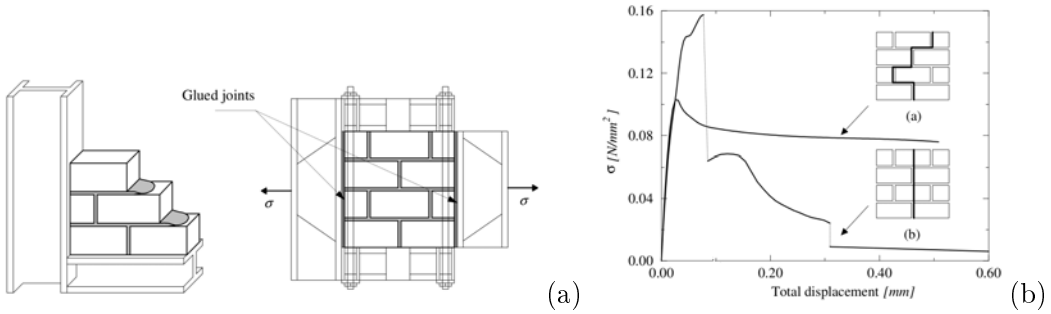


FIGURE 1.39 – Essai de traction dans la direction parallèle aux joints horizontaux d'après Backes [43] : (a) Dispositif de l'essai de traction, (b) Diagramme contrainte-déplacement pour un essai de traction suivant la direction parallèle aux joints horizontaux avec en -a- une rupture induite par le glissement dans les joints horizontaux et une perte d'adhérence dans les joints verticaux, et en -b- une rupture totale des joints et des briques

comportement des maçonneries, que cela soit en termes de modes de rupture ou en termes de valeurs de resistance atteintes par les panneaux testés. Les principaux résultats sont récapitulés FIGURE 1.40 et FIGURE 1.42.

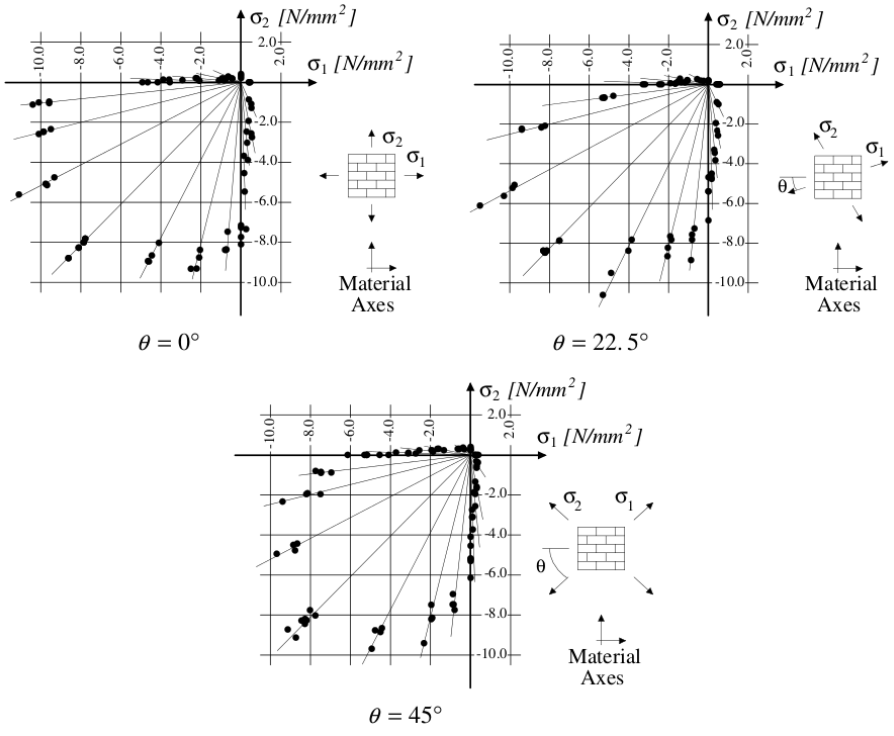


FIGURE 1.40 – Enveloppe de résistance de la maçonnerie en fonction de l'inclinaison du chargement biaxial (test de double compression d'après Page)

Le cas $\theta = 90°$ de l'essai biaxial de traction-compression FIGURE 1.41 est strictement équivalent à un essai de traction uniaxiale. Les résultats sont conformes à ceux observés précédemment : l'évolution de l'enveloppe de résistance de la maçonnerie ne dépend que de

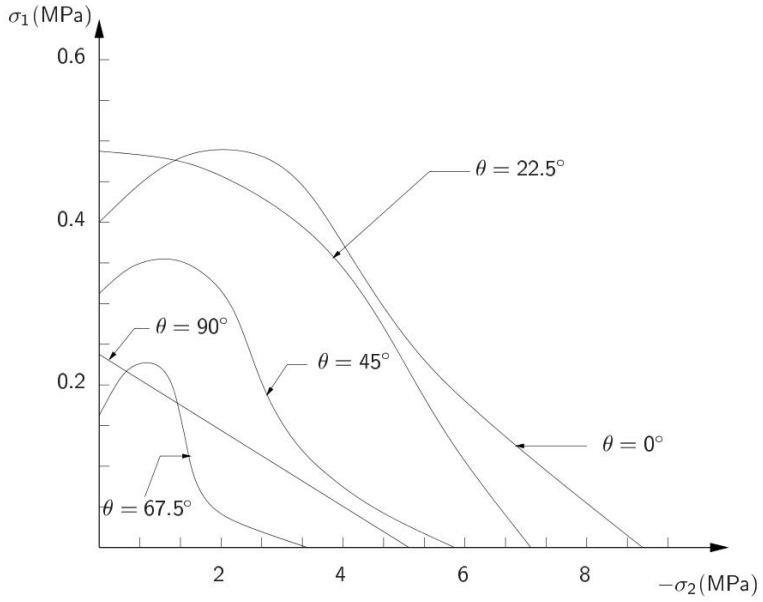


FIGURE 1.41 – Tests traction compression réalisés par Page

la pression de confinement. Les formes concaves des autres courbes traduisent selon Page le caractère fragile de la rupture de ces structures.

• Comportement sous cisaillement : Les maçonneries à travers maints types de sollicitations dont l'agression sismique sont soumises à des efforts horizontaux importants. Le comportement au cisaillement de ces édifices est donc essentiel pour évaluer leur tenue face à de tels chargements.
Le cas du cisaillement d'un mur dans son plan s'apparente à un essai biaxial particulier, la maçonnerie étant confinée par une charge verticale uniforme dans le plan du mur et étant chargée latéralement et localement. La FIGURE 1.43 met en évidence les différents types de rupture qui se produisent dans les maçonneries soumises à ce genre de sollicitation. La rupture peut se produire au niveau des joints horizontaux par frottement et cisaillement horizontal, par traction dans les joints inférieurs du mur, en compression (maçonnerie à la base du mur endommagée due à une force de traction transversale dans les unité dépassant les valeurs admissibles des blocs), ou enfin par cisaillement (fissures diagonales).

Les ruptures diagonales des murs sont caractéristiques des ruines par cisaillement. Ce mode de rupture très particulier est le résultat de la combinaison d'efforts en compression et en traction dans la maçonnerie. La rupture de la maçonnerie se traduit par une rupture des joints horizontaux et de certains blocs en traction selon l'intensité du chargement. Pour un effort vertical et une force de cisaillement faibles, la rupture diagonale se produit le long des joints verticaux et horizontaux et prend la forme caractéristique d'escalier. A noter que la rupture des joints est considérée comme étant une rupture ductile étant donné qu'en dépit de l'apparition de ces fissures, des forces horizontales peuvent encore être reprises par frottement [48]. Pour le cas d'un effort vertical de forte intensité et une faible force de traction dans les blocs, la rupture diagonale passe à travers certaines briques et le long des joints verticaux. Ce dernier mode est associé à une rupture fragile de la structure. On retrouve ces résultats dans les essais expérimentaux de Lourenço (FIGURE 1.44, [49]) pour lesquels des essais de cisaillement sont réalisés sur des panneaux de maçonneries chargés

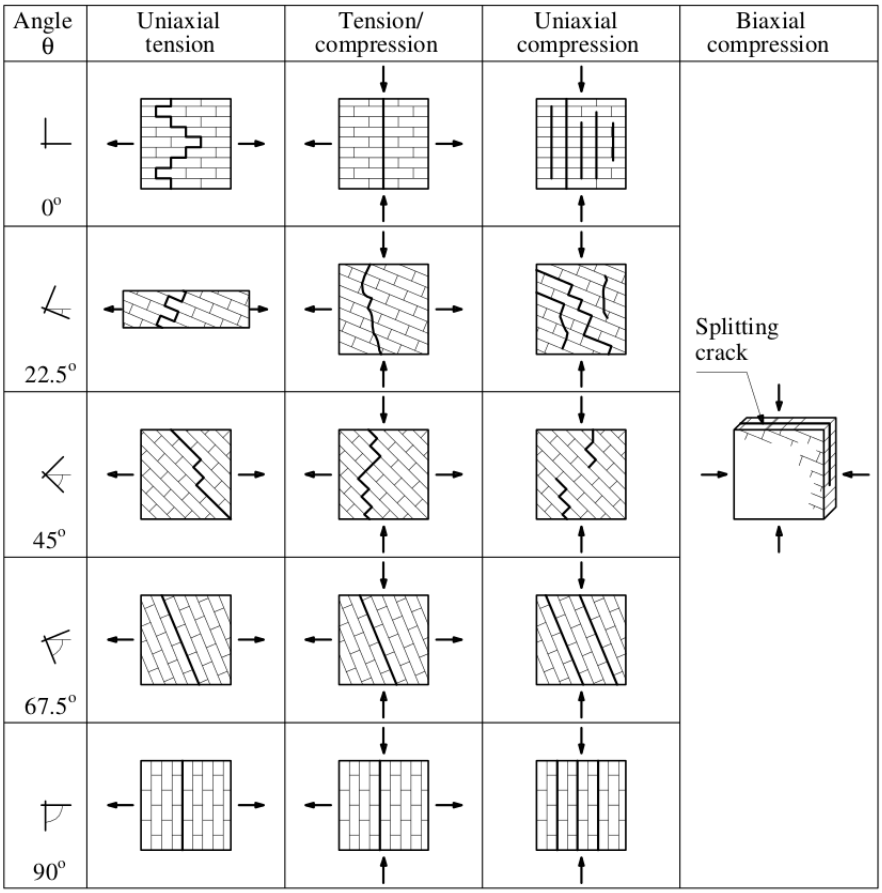


Figure 1.42 – Modes de ruptures sous chargements biaxiaux de panneaux de maçonnerie en fonction de l'inclinaison du chargement d'après Dhanasekar et *al.* [47]

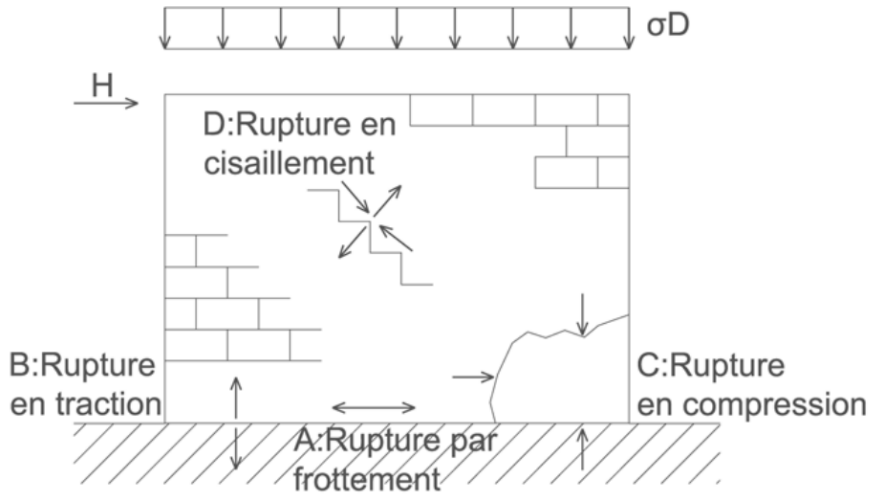


Figure 1.43 – Modes de ruptures par cisaillement d'un panneau de maçonnerie

en compression suivant différentes valeurs.

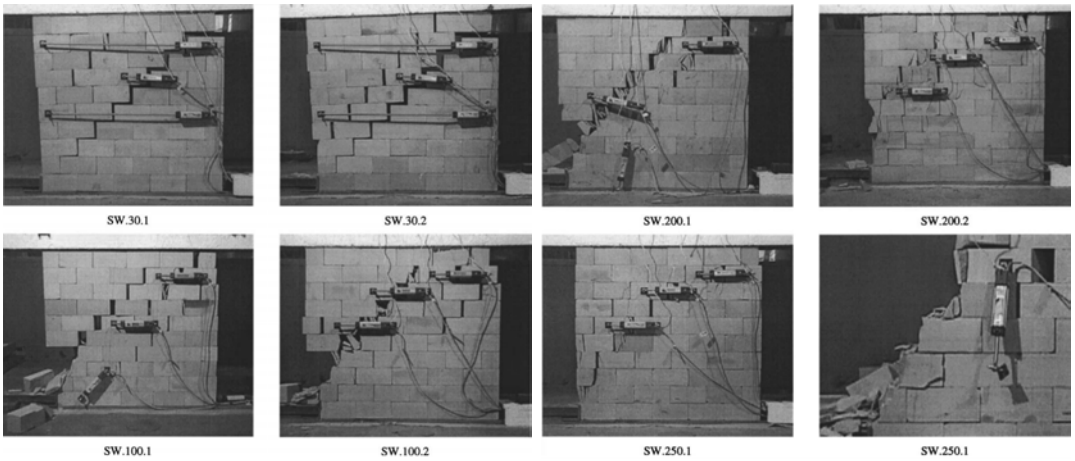


Figure 1.44 – Influence de la charge verticale sur les ruptures par cisaillement de panneaux de maçonnerie (d'après Lourenço [49]) : résultats des essais pour des chargements verticaux de 30, 100, 200 et 250 kN (2 essais par chargement)

Mann et Muller [50] dans leur approche supposent que les joints verticaux jouent un rôle négligeable dans le transfert de la contrainte en cisaillement. Ils justifient cette approche du fait de la faiblesse des efforts horizontaux de compression dans ces joints et également du fait de l'absence d'efforts de cisaillement due à l'activation du frottement dans ces joints. Par ailleurs, en plus de ces remarques d'ordre mécanique, ils abordent des considérations plus pratiques pour justifier cette hypothèse en pointant du doigt la mise en oeuvre de ce type de joint, qui le plus souvent, n'est pas suffisamment rempli et ne peut, de ce fait, correctement transférer les efforts de cisaillement.
Mann et Muller ont développé une enveloppe de rupture représentée Figure 1.45 qui permet de mettre en évidence la relation entre les efforts de cisaillement et la contrainte verticale. Ils montrent que la résistance au cisaillement de la maçonnerie est pilotée par l'intensité du chargement vertical, la résistance au cisaillement des joints horizontaux, la résistance à la traction des blocs et enfin par la résistance à la compression de la maçonnerie. Ces différents cas de rupture définissent une enveloppe, la rupture de la maçonnerie intervenant au-delà de cette courbe décrivant ces phénomènes de rupture préférentiels.

Hétérogénéité des maçonneries ou prise en compte de la microstructure du matériau maçonnerie Comme évoqué précédemment, la prise en compte de la microstructure des maçonneries nous semble primordiale pour bien appréhender le comportement de ces structures. C'est d'ailleurs tout l'enjeu des approches de modélisation par éléments discrets de ce genre de structures auxquelles nous nous intéressons plus particulièrement dans ces travaux et qui visent à établir le liens entre la microstructure de la maçonnerie (nature, taille et forme des blocs, spécificité des arrangements), ses caractéristiques macroscopiques (géométrie globale de la structure) et la réponse globale de ces structures.

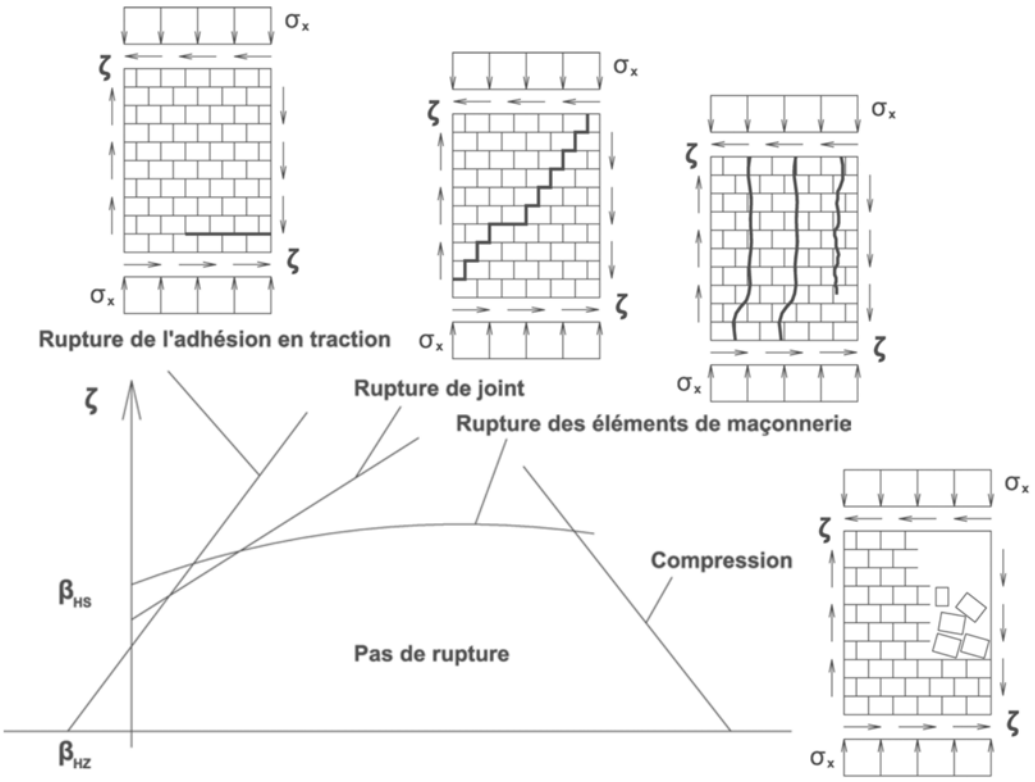


FIGURE 1.45 – Enveloppe des différents cas de rupture et modes de rupture associés (d'après Mann et Muller [50])

Les difficultés rencontrées dans cette entreprise sont avant tout liées à la grande dépendance entre ces aspects microscopiques et macroscopiques. Peu de travaux expérimentaux ont cherché à qualifier cette inter-dépendance. Les résultats théoriques autour de ces aspects sont quant à eux difficilement extensibles à tous les types de maçonneries, et ont au contraire été obtenus au cas par cas sur des types de maçonneries spécifiques. Citons en référence les travaux d'Heyman qui ont cherché à faire le lien entre les structures maçonnées, leur description "blocs à blocs" et les principaux cas de chargements de ce genre d'édifices ; Heyman cherchant à porter un éclairage sur les modes de fonctionnement très spécifiques des maçonneries.

1.2.5 Conclusion

En faisant abstraction de la nature discrète de ce milieu, les maçonneries peuvent être considérées comme un matériau homogène. Les méthodes d'homogénéisation tendent à perdre de vue la microstructure de la maçonnerie. Les comportements mis en évidence par ces approches sont réalistes mais restent des comportements moyens pour lesquels les effets structures apportés par les dispositions spécifiques des blocs ne peuvent être pris en compte. Les approches locales semblent les seules permettant de considérer la microstructure de la maçonnerie, point qui nous semble primordial.

Très localement, à l'échelle des constituants de base de la maçonnerie, les comportements mécaniques sont clairement identifiés. Les blocs (pierres, briques, blocs contemporains) ont des comportements similaires — bonne résistance en compression, faible reprise

en traction —, les caractéristiques mécaniques restant toutefois propres à la nature et à la qualité du matériau constituant le bloc. Il en est de même pour les joints dont le comportement mécanique est proche de celui observé pour les bétons, les différences entre types de joint (mortier/chaux) intervenant au niveau de réponses plus ou moins plastiques aux sollicitations.

La compréhension du fonctionnement d'une maçonnerie ne peut pour autant se baser uniquement sur les comportements mécaniques des éléments de corps et de joint. Le rôle de l'assemblage doit être pris en compte à commencer par les interactions blocs/blocs ou blocs/mortier, selon qu'il s'agit d'une maçonnerie sèche ou d'une maçonnerie avec présence d'un liant. S'ouvrent dès lors les portes de la physique du frottement sec avec prise en compte des aspects de rugosité des matériaux, de non uniformité du frottement pour les corps en contact, et également celles des zones cohésives ; notions sur lesquelles nous reviendrons dans le troisième chapitre. Cette approche locale des comportements mécaniques des constituants et de leurs interactions dans le milieu permet de décrire très finement ce *media* mais reste toutefois marginale tant la dépendance entre les échelles microscopique et macroscopique est difficile à appréhender.

Les différentes façons d'aborder les maçonneries traduisent des visions très marquées de ce milieu. Tous les éclairages qui ont été donnés pour mieux comprendre le fonctionnement et le comportement des maçonneries ont été tirés d'études faites sur des assemblages assez sommaires. La dimension d'édifice structuré en maçonnerie n'a pas été réellement considérée jusqu'à présent. L'enjeu de la sous-partie suivante est justement de revenir sur les dispositifs techniques constructifs propres au bâti maçonné et qu'il semble nécessaire de prendre en compte dans les modélisations de ces ouvrages, objectif qui est au coeur de ces travaux.

Chapitre 2

Les Maçonneries comme Type Structurel : Dispositions Structurales et Procédés Techniques utilisés dans le Bâti Maçonné

Sommaire

2.1 Dispositions Structurales sur les Eléments Verticaux 62
2.1.1 Chaînages horizontaux et verticaux 62
2.1.2 Ouvertures et chaînages d'ouverture 63
2.1.3 Liaisons entre murs 64
2.2 Dispositions Structurales sur les Diaphragmes 64
2.2.1 Planchers 64
2.2.2 Toitures 70
2.3 Dispositions Structurales sur les Fondations 81
2.3.1 Fondations Superficielles 81
2.3.2 Fondations Profondes et Semi-Profondes 82
2.4 Conclusion 84

Jusqu'à présent, les maçonneries ont été évoquées au travers des éléments de base les constituant. Ces éléments — corps et joints — ont été décrits tant d'un point de vue mécanique que physique. Nous avons cherché ensuite comment décrire et caractériser diverses typologies de maçonneries à partir d'assemblages simples réalisés à partir de ces éléments. Il s'agissait avant tout d'évoquer certaines règles de base de la construction en pierre ou en brique, et de décrire les principaux appareillages rencontrés dans les maçonneries courantes. De cette vision plus macroscopique du milieu, nous avons pu aborder le comportement mécanique des maçonneries : à ce stade, les maçonneries sont considérées au travers de simples panneaux pouvant être assimilés à des murs très simplistes.

Si blocs et joints sont des éléments de base d'une maçonnerie, il en est de même du mur maçonné à l'échelle d'un bâtiment ou d'une construction à part entière. Il nous faut maintenant entrevoir la structure maçonnée à travers ses constituants de base pour pouvoir la décrire pleinement et pouvoir en étudier le comportement mécanique. Ce paragraphe se propose de revenir sur les principaux composants que l'on retrouve dans les structures maçonnées, et de décrire les principaux dispositifs techniques et modes constructifs utilisés pour donner lieu à des constructions cohérentes structurellement.

2.1 Dispositions Structurales sur les Eléments Verticaux

2.1.1 Chaînages horizontaux et verticaux

On appelle chaînage une partie rigidifiant un mur maçonné en briques, en blocs de béton aggloméré voire en pierre de taille. Les chaînages sont dits horizontaux ou verticaux selon leur direction. Leur nature diffère selon les types de construction (briques, pierres ou blocs). Ils servent à renforcer les murs maçonnés.

• Chaînages verticaux

On distingue parmi les chaînages verticaux, les chaînes d'angle et les chaînages verticaux de pan de mur.

– chaînages d'angle ou d'encoignure (FIGURE 2.1 et FIGURE 2.2) :
Les chaînages d'angle sont les parties en appareil formant l'angle saillant à la jonction de deux murs dans les maçonneries traditionnelles. Ces parties sont constituées avec des moellons ou en pierre de taille de dimension plus importante en comparaison des matériaux de remplissage des pans plus modestes (silex, moellons de tout venant, *etc*). Parfois, la chaîne des blocs constituant le «chaînage» peut être renforcée par des agrafes. Pour ce qui est des blocs de béton agglomérés ou blocs de construction modernes, le chaînage correspond à l'insertion de poteaux en béton ferraillés dans les alvéoles des blocs.

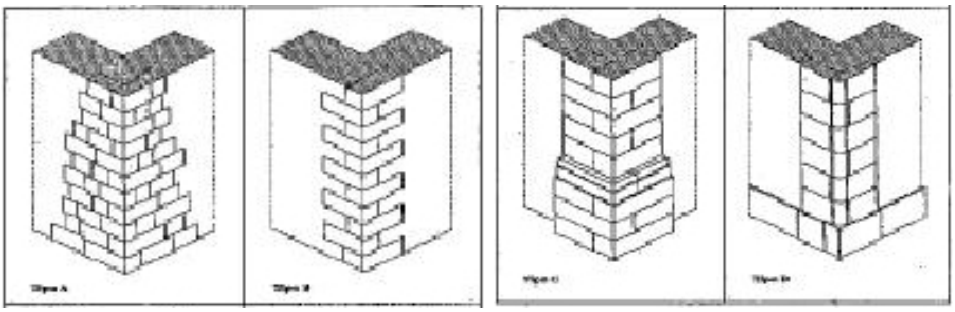


FIGURE 2.1 – Exemples de chaînes d'angle en maçonnerie et pierres taillées (Giuffré [51])

(a)

(b)

(c)

(d)

FIGURE 2.2 – Chaînages d'angles : en plaque de granite bosselé (a), en moellons (b), en briques (c) et en béton (d)

– Chaînage vertical de pan de mur ou chaînage de refend (FIGURE 2.3) :
Il s'agit d'un chaînage qui se situe en milieu d'un mur long pan. Il se trouve de manière générale au départ d'un mur de refend transversal (d'où la dénomination «chaîne de refend») ou sert tout simplement à renforcer et rigidifier un mur de longue dimension

sans qu'il n'y ait, à son droit, un quelconque mur de refend.

Figure 2.3 – Chaînage de refend sur un mur en blocs de béton aggloméré

• Chaînages horizontaux (Figure 2.4)

Il s'agit de la partie en milieu de pan de mur ou à son sommet qui est faite d'un appareil en brique ou en pierre taillée (moellon ou pierre de taille). Cette bande horizontale constitue aussi l'assise qui va répartir la charge au départ des planchers. Le chaînage horizontal peut être fait par des tirants métalliques et des ancres en façade ancienne. Pour ce qui est des blocs modernes, le chaînage horizontal est constitué par une poutre armée en long liée au chaînage vertical.

(a)

(b)

Figure 2.4 – Chaînages horizontaux : coulage d'une poutre (a) et chaînage horizontal en brique (remplissage silex) (b)

2.1.2 Ouvertures et chaînages d'ouverture

Les ouvertures dans les murs maçonnés nécessitent des aménagements spécifiques pour la bonne tenue de la maçonnerie sur leur contour et au-delà de l'ouverture. On parle ainsi de chaînages d'ouverture pour décrire ces dispositifs servant à maintenir en ordre la maçonnerie en présence d'une ouverture (Figure 2.5). Plus spécifiquement, on appelle les chaînages des montants verticaux jambages ; les linteaux désignent la partie supérieure au droit des ouvertures et le terme seuil en désigne la partie basse. Pour les constructions traditionnelles en pierres, les ouvertures peuvent être arrondies et non droites. On parle alors d'arcs en lieu et place de linteaux. Ces arcs peuvent être constitués de pierres de même nature ou avec différents types de blocs (pierre de taille et briques). On parle alors d'arc segmentaire.

(a)
(b)
(c)

FIGURE 2.5 – Arc segmentaire (a), jambages harpés en brique (b), arc et clef de voûte (c)

2.1.3 Liaisons entre murs

Les liaisons entre murs dépendent de la nature des murs à proprement parler. Pour des murs en moellons, deux murs perpendiculaires peuvent être liaisonnés par harpement ou déharpement lorsque des vides sont laissés dans la maçonnerie pour laisser place au raccordement d'un autre mur (FIGURE 2.6), – c'est-à-dire que des assises sont laissées en attente – ou par arrachements – .

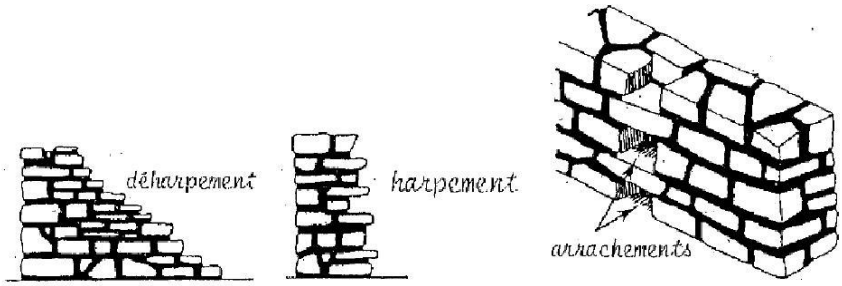


FIGURE 2.6 – Liaisons murs de moellons [52]

Pour ce qui est des murs de briques ou de pierres de tailles, les exemples de liaisons entre murs sont nombreux et s'apparentent ni plus ni moins à du chaînage vertical. On retrouve bien évidemment les notions de harpage qui sont attachées à ces dispositifs (FIGURE 2.7 et FIGURE 2.8). Le harpage, sous toutes ses formes, est sans conteste la technique la plus usitée pour ce qui est de donner de la cohésion entre deux murs. Néanmoins il se peut que deux murs soient montés sans harpage, et ne soient qu'aboutés. Enfin, pour ce qui est des constructions contemporaines, les jonctions de murs sont souvent bétonnées et ferraillées.

2.2 Dispositions Structurales sur les Diaphragmes

2.2.1 Les planchers

Typologies de planchers

Les planchers jouent un rôle majeur sous chargement sismique, et notamment le rôle de diaphragmes horizontaux qui permettent la transmission des efforts vers les éléments de contreventement verticaux (murs de refends, *etc*). Il existe deux manières de classer les

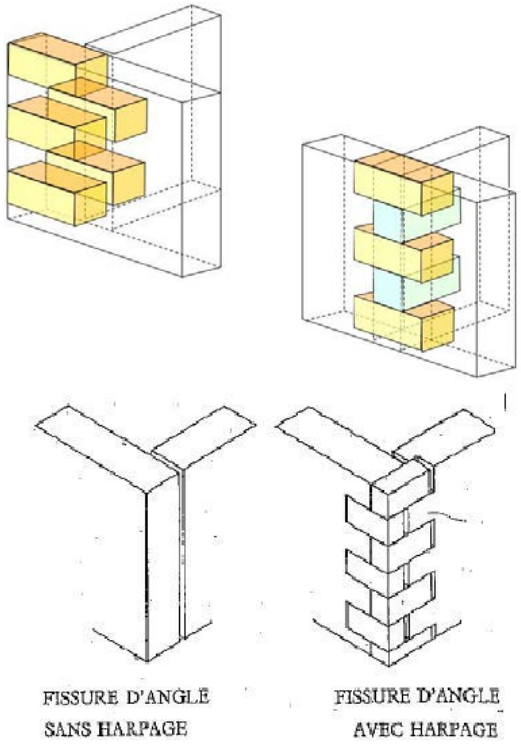


FIGURE 2.7 – Murs de refend non liés/harpés – Angles de murs harpés et non harpés (d'après Coignet [53])

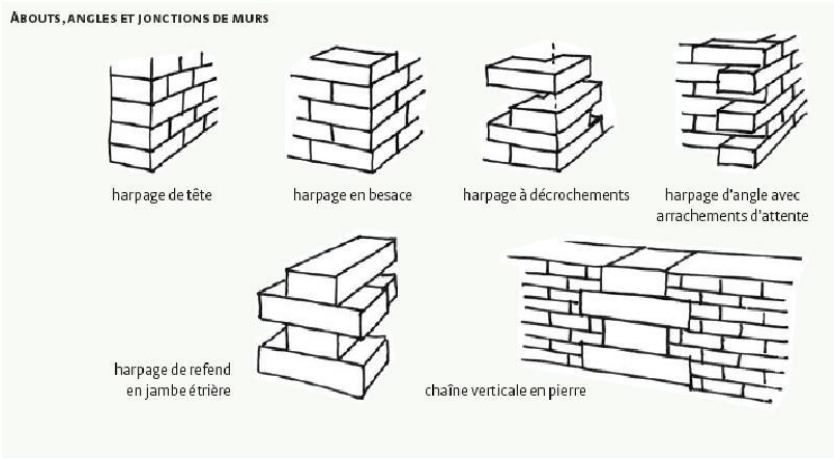


FIGURE 2.8 – Types de harpage

planchers. On peut les distinguer selon leur mécanisme portant ou bien selon les matériaux qui les composent.

On distingue parmi les planchers trois grandes familles : les planchers en bois qui ont des portées de 4 à 5 mètres, les planchers de poutrelles mécaniques et enfin les planchers en béton armé de portée plus important (compter 6 à 7 mètres).

- Types de planchers suivant leurs mécanismes portants :

Il est possible de distinguer les planchers entre eux selon leurs comportements mécaniques.

Plus précisément, il s'agit d'identifier les planchers en fonction de leur sens de portée et de leur continuité.

- sens de portée (FIGURE 2.9) : On différencie trois sens de portée différents. Un plancher peut avoir une portée unidirectionnelle. On parle alors de planchers sur deux appuis. Le report de charge se fait alors dans une seule direction. Ces planchers ont d'une manière générale une grande longueur par rapport à leur largeur. Lorsque largeur et longueur sont du même ordre de grandeur, on parle alors de planchers sur quatre appuis ou planchers à portée bidirectionnelle et le report de charge se fait dans deux directions. Enfin, suivant des configurations de murs porteurs particulières, il se peut que les planchers portent sur plus de quatre appuis. On parle alors de planchers à portée multidirectionnelle.

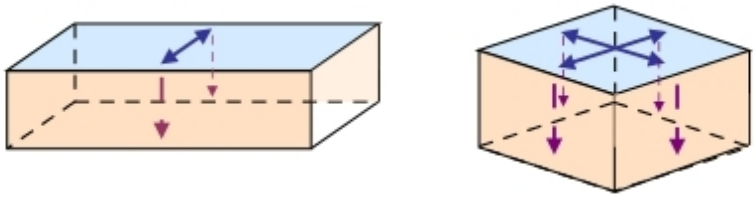


FIGURE 2.9 – Planchers sur 2 et 4 appuis

- principe de continuité : Une grande dalle continue qui repose sur plusieurs murs est plus résistante que deux dalles discontinues posant chacune sur deux murs.
- report de charges : Il se fait en une, deux ou trois étapes. Le plancher peut être une dalle qui repose directement sur ses appuis à savoir les murs (report de charges en une étape : complexe dalle/mur typique des planchers en béton pour des petites portées). Il peut s'agir d'une dalle sur des poutres. Le report de charge se fait alors en deux fois : dalle/poutres et poutres/murs. Enfin, des pannes intermédiaires peuvent être utilisées ; le report se faisant en trois fois selon le schéma dalle/pannes, pannes/poutres et poutres/murs. Ceci est typique des planchers en bois.

• Types de planchers suivant leurs matériaux de structure :

Les planchers peuvent être regroupés suivant les matériaux qui les composent. Des contraintes et des caractéristiques propres à chaque matériau se dégagent bien évidemment.

- Planchers en bois : Ils se distinguent par leur simplicité, la facilité de leur mise en œuvre. Par ailleurs, ils sont légers et isolants. Les portées atteintes par ce genre de planchers sont de 4 à 5 mètres (5.5 mètres maximum). Les principaux risques viennent des incendies.
- Planchers en acier : Ce type de planchers est dédié aux grandes portées et ou aux fortes charges, l'acier ayant une résistance élevée. Par ailleurs, d'autres caractéristiques du matériau sont avantageuses : il est facile à travailler et possède un bon rapport poids – performances. Il peut être utilisé pour renforcer des planchers en béton. Les principaux désavantages de ces produits concernent la tenue au feu (il faut les protéger contre les incendies) et les problèmes de corrosion.
- Planchers en béton armé (B.A.) : Ces planchers sont très utilisés, du fait qu'ils peuvent épouser toutes les formes et garantissent donc une grande liberté de composition. En outre, leur mise en œuvre est facile, ils possèdent une bonne résistance à la flexion et présentent un bon comportement à l'action du feu.

- Planchers en béton précontraint : Ils possèdent des caractéristiques comparables à celles des planchers en béton armé. Ils sont utilisés pour atteindre des grandes portées (supérieures à celles atteintes avec du BA). Les portées atteintes vont de 6 à 20 mètres.
- Planchers en terre cuite armée : Ces planchers sont assez comparables aux planchers en BA. Par ailleurs, la pose des éléments préfabriqués en terre cuite est facile. Ces planchers forment un complexe acier / éléments de terre cuite préfabriqués / béton : les éléments sont placés entre les armatures d'acier. Le béton solidarise l'assemblage.
- Planchers mixtes ou composites : Ces planchers sont constitués d'acier et de béton ou de bois et de béton. Ils associent des matériaux différents.

Liaisons des planchers aux éléments verticaux

Les appuis des planchers sur les murs et le niveau de connexion avec les murs jouent un rôle très important sous chargement sismique. Bien entendu, les connections planchers / murs ou poutres / murs dépendent de la nature des planchers.

• Planchers en Bois :
Les planchers en bois sont des planchers à report de charge en 3 étapes. L'appui du plancher sur le mur est donc assuré par les poutres. Dans ce cas, c'est la longueur de pénétration de la poutre dans le mur et la nature du coussinet de pose de l'about de poutre qui caractérise le niveau de connexion. Les poutres sont plus ou moins traversantes suivant l'épaisseur du mur :

- Appareils triples ou quadruples : Pour des appareils présentant des épaisseurs importantes, les poutres ne traversent pas le mur en totalité généralement. La poutre repose sur des coussinets appareillés dans le mur.
- Appareils doubles : Pour les maçonneries à épaisseur double, plusieurs cas de figures se présentent. Soit la poutre est traversante et alors les deux parements sont sollicités ; soit la poutre ne repose que sur un parement, la charge étant reprise par cet unique parement. Il est également possible de faire reposer une poutre non traversante sur une pierre parpaigne de sorte que les deux parements soient sollicités.
- Maçonneries présentant un retrait : Le retrait au niveau du plancher est utilisé pour y faire prendre appui les poutres.
- Poutres en porte-à-faux : Des corbeaux peuvent être appareillés dans la maçonnerie pour que les poutres viennent y prendre appui en porte-à-faux.

Le degré de connexion des poutres à la maçonnerie peut être renforcé par l'ajout de pièces métalliques ancrées dans la maçonnerie et fixées aux poutres. Ce procédé transforme les poutres en éléments de chaînage horizontal. On rencontre deux variations dans ce type de renforcement. La première correspond à des fers plats fixés à la poutre et se terminant par un assemblage avec un fer carré parallèle au parement. Ce type de renforcement est totalement invisible. La deuxième variante consiste à terminer les deux fers plats fixés à la poutre par une clé visible à l'extérieur du parement.

• Planchers métalliques :
Les planchers métalliques sont assez semblables aux planchers en bois dans leur fonctionnement. Ce sont les poutrelles métalliques qui transmettent les charges à la maçonnerie. Les mêmes facteurs sont donc à prendre en compte pour juger du degré de connexion du plancher aux murs. Les poutrelles sont plus ou moins traversantes suivant l'épaisseur des murs, et des renforcements en métal peuvent également être introduits contribuant glob-

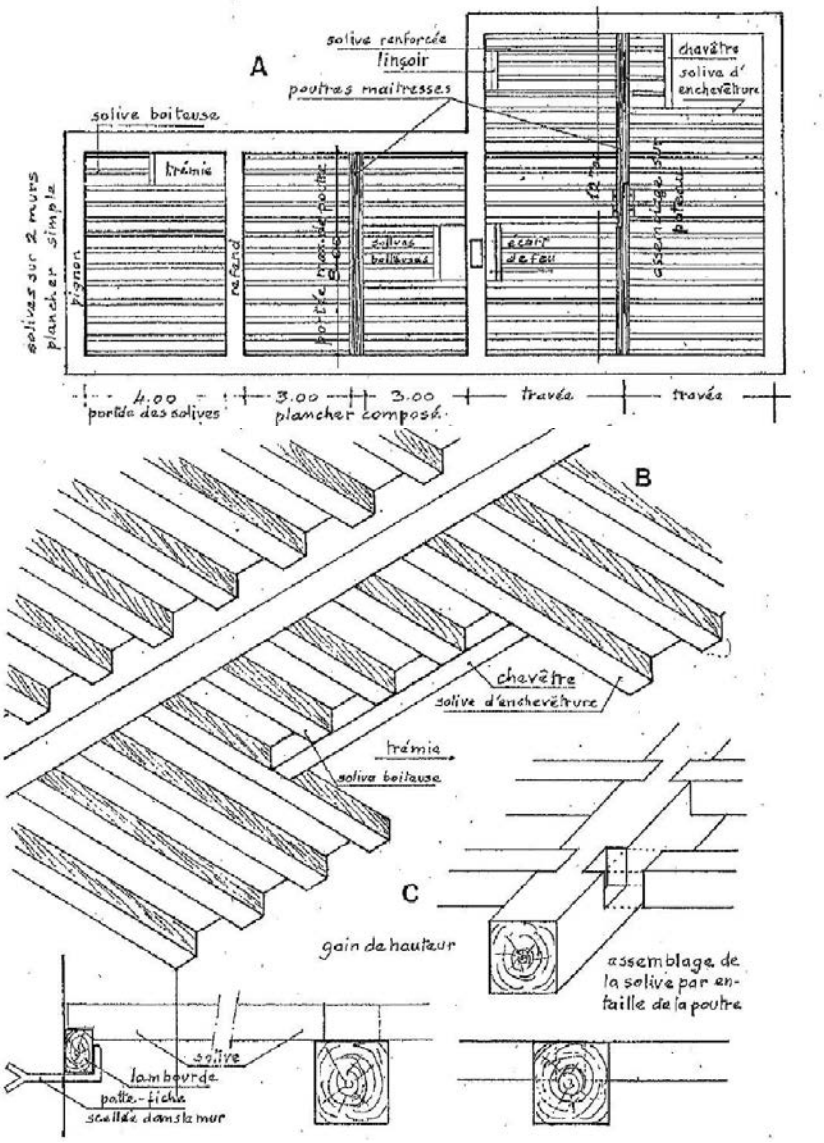


FIGURE 2.10 – Exemples de planchers en bois (planchers à la française) d'après Fontaine ([54]

alement à renforcer le chaînage horizontal (FIGURE 2.13).

- Planchers en béton :

– Planchers en béton coulés en place (FIGURE 2.14) : les planchers en béton coulés en place représentent la majeure partie des planchers en béton dans la construction individuelle ou collective. Un ferraillage parcourt toutes les zones d'appuis à l'aplomb des murs. La dalle repose sur la totalité de l'épaisseur du mur ou ne porte que sur une partie. Dans ce cas, des planelles sont maçonnées et servent de coffrage permanent à la dalle. Le ferraillage horizontal est lié aux poteaux de béton de la maçonnerie (chaînage vertical). On trouve ce type de planchers dans les constructions modernes exclusivement.
– Planchers semi préfabriqués renforcés de béton armé coulé sur place : Il s'agit d'élé-

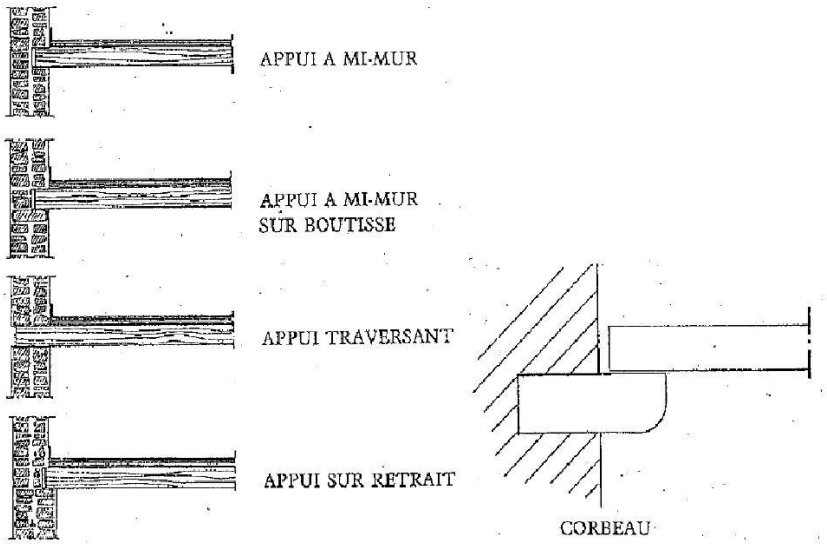


Figure 2.11 – Liaisons poutres / murs (d'après Coignet [53])

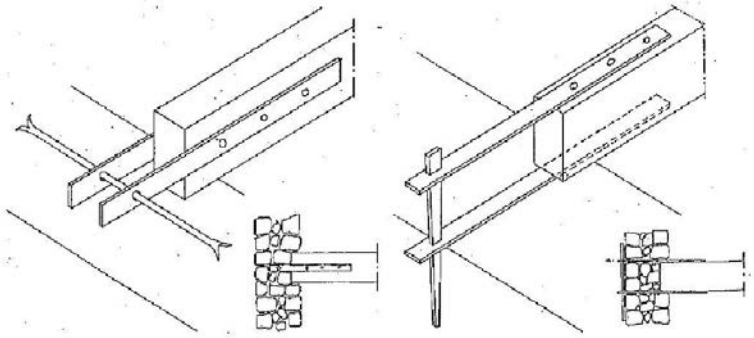


Figure 2.12 – Connexions poutres/murs renforcées par des pièces métalliques visibles ou non du parement (d'après Coignet [53])

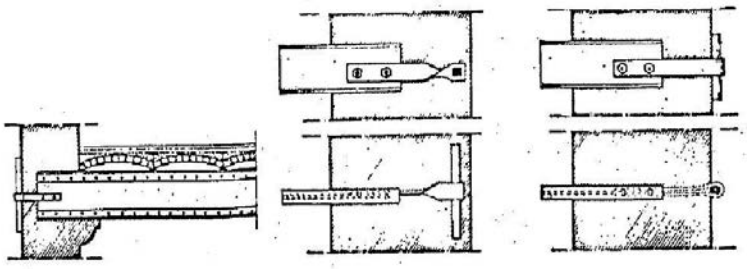


Fig 4.17: Exemples d'ancrages de poutrelles métalliques dans les murs porteurs

Figure 2.13 – Exemples d'ancrages de poutrelles métalliques dans la maçonnerie [55]

ments formant des complexes armatures / coffrages (perdus ou non) pour dalles planes ou nervurées. Parmi ces planchers, on trouve bien entendu les planchers à poutrelles et hourdis, les planchers réalisés avec des dalles préfabriquées, *etc.* Le principe reste le même, des éléments de structures faciles à mettre en place forment

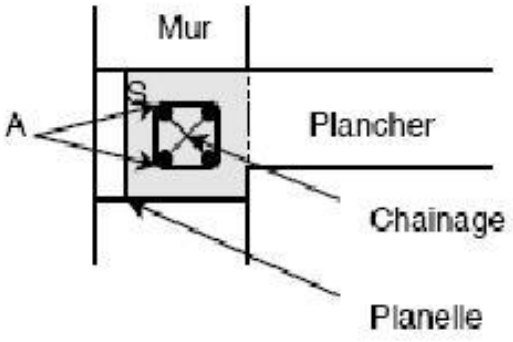


FIGURE 2.14 – Exemples de planchers coulés en place (schémas de principe)

un coffrage permanent «perdu». Le béton est coulé à même ces éléments. Il les solidarise. Le liaisonnement entre les éléments préfabriqués dépend de la nature des éléments structuraux d'appuis.

– Planchers préfabriqués : Il s'agit généralement d'éléments de très petites tailles dont la mise en place est assurée par des moyens de levage courants (grue tour).

2.2.2 Les toitures

La toiture joue un rôle clé dans toute construction. Au-delà de son rôle protecteur des biens et personnes face aux intempéries, elle assure en partie la protection de la structure et permet donc la conservation des édifices. On entend par toiture l'ensemble formé par les éléments de charpente et de couverture. L'enjeu de ce paragraphe est de recenser les différentes typologies de toitures. Ceci passe bien évidemment par le recensement des différents types de charpentes et de couvertures. Toujours dans un même souci d'identifier les éléments de base des structures maçonnées, nous nous intéresserons à la connexion de cette structure à part entière avec le reste de la maçonnerie.

Typologies de Charpentes

La charpente est un assemblage fragile dans lequel chaque pièce joue un rôle clé. On distingue deux grands types de charpentes de manière générale : les charpentes traditionnelles et les charpentes à fermette. Suivent ensuite des typologies de charpentes en fonction de la forme des toitures et de l'aménageabilité des combles recherchées. Les charpentes sont le plus souvent en bois (habitat). Pour des ouvrages plus spécifiques (bâtiments industriels, *etc*), elles peuvent être réalisées en métal ou plus rarement en béton. Nous nous intéresserons plus spécialement aux charpentes de bois dans ce paragraphe.

• La charpente traditionnelle (FIGURE 2.15) :
La charpente traditionnelle est celle des maisons anciennes. Elle est supportée par les murs porteurs du bâtiment et dimensionnée en fonction de la couverture à recevoir. La couverture est posée sur un système complexe de liteaux disposés sur des chevrons parallèles à la pente du toit, eux-mêmes fixés perpendiculairement aux pannes. Ces pannes quant à elles reposent sur les murs pignons et/ou des fermes. Ces fermes, toujours dans le cas de charpentes traditionnelles, sont composées de trois éléments principaux :

- les arbalétriers qui épousent la pente du toit et supportent les pannes,
- l'entrait, une pièce horizontale qui réunit les arbalétriers à leur base et rend la ferme indéformable,
- le poinçon, une pièce verticale qui transmet une partie du poids de la toiture à l'entrait.

La charpente traditionnelle présente l'avantage d'offrir un volume utilisable tel quel au milieu, prêt à être aménagé en combles. En revanche, si son prix proprement dit est équivalent à celui d'une charpente à fermettes, elle impose de prévoir un plancher hourdis pour le plafond, un soubassement et des fondations adaptés. De plus, pour pouvoir aménager les combles, il faut prévoir une hauteur de mur supplémentaire (pour les toits à faible pente), ou bien des ouvertures de type "chien assis" par exemple.

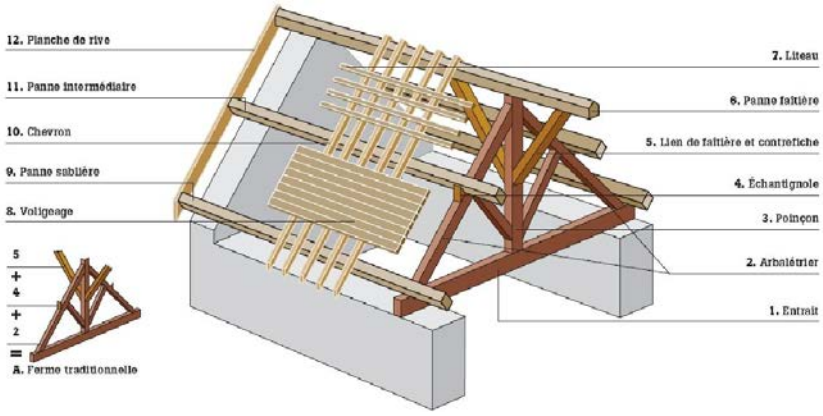


FIGURE 2.15 – Exemple de charpente traditionnelle (pièces et assemblage)

Quelques principes de base sont à respecter dans la pose des éléments de charpente. Ils concernent principalement la réduction graduelle de la section des éléments de charpente et l'orientation de la section des poutres :

- La réduction graduelle de la portée a pour conséquences d'adapter la charge à reprendre à la section des membrures :
  * la charge appliquée sur les membrures diminue d'une étape de charpente à la suivante. Cela permet de réduire la section des membrures niveau après niveau.
  * les membrures de faible section reposent sur des membrures de plus forte section.
  * les membrures de la charpente primaire, les plus chargées, ont la plus forte section.

- Orientation de la section des poutres : Une poutre de section rectangulaire posée sur son petit côté est plus résistante que si elle est posée sur son grand côté. Enfin, pour ce qui est de l'orientation de la section des membrures, il convient de rechercher la plus grande résistance à la flexion des poutres. Les poutres de section rectangulaire doivent donc être posées sur leur petit côté.

• La charpente à fermettes (FIGURE 2.16) :
Les fermettes sont issues d'un procédé américain des années 50, consistant à préfabriquer des charpentes bon marché avec des bois de petites sections, un procédé de triangulation permettant d'obtenir une grande solidité de l'ensemble. Ce type de charpente est générale-

ment étudié pour supporter un chargement de 150 kg par m^2 correspondant à la charge surfacique de la couverture et d'un plafond en plaques de plâtre. Ce système de charpente présente l'avantage d'être assez bon marché pour un résultat solide et durable dans le temps. Son inconvénient majeur est d'utiliser la totalité de l'espace situé sous la toiture, rendant impossible, en théorie, l'aménagement des combles. On parle alors de combles perdus. La seule solution envisageable pour palier à cela est d'adapter la charpente en la restructurant par l'intérieur. Il est alors nécessaire de renforcer la charpente, puis de retirer les fermettes pour libérer l'espace.

FIGURE 2.16 – Charpente à fermettes avec combles perdus

Cette première distinction entre charpentes traditionnelles et charpentes à fermettes montre avant toute chose l'importance primordiale du motif de base d'une charpente - fermette pour les charpentes du même nom et ferme pour les charpentes traditionnelles - répété tout du long de la structure. C'est ce motif qui conditionne la forme de la toiture et qui permet ou non l'aménageabilité des combles. On recense nombre de typologies de charpentes renvoyant à des formes particulières et souvent caractéristiques d'une architecture donnée (Annexe B). Deux exemples sont donnés ci-après :

- fermes à combles «perdus» : exemple de la ferme latine ou ferme en E : La ferme latine (FIGURE 2.17), inventée par les romains, est la plus courante des fermes. Elle est composée d'un entrait ou de deux moises, d'un poinçon, de deux arbalétriers eux-mêmes soutenus par deux contrefiches. Les portées atteintes ne dépassent pas en général les 9 mètres.
- fermes qui permettant l'aménagement des combles : exemple de la ferme en A (FIGURE 2.18) : Elle est appelée ainsi en raison de sa forme. Ses arbalétriers et son entrait forment un A. Cette ferme est utilisée en fermette. Les arbalétriers de ce type de ferme sont très sollicités : ils sont fléchis et comprimés. L'emploi de ces fermes se fait avec une pente de toit importante.

Assemblages triangulés ou à poutraison En pratique, il est également possible de distinguer les charpentes au travers des systèmes d'assemblage des éléments des fermes et fermettes (FIGURE 2.19). Ainsi, deux types de systèmes peuvent être identifiés :

• le système à poutraison, dans lequel les éléments (pannes, chevrons, liteaux) travaillent en flexion. Dans la section transversale d'un élément fléchi, la matière passe progressivement d'un état de traction (zone étirée) à un état de compression (zone comprimée).

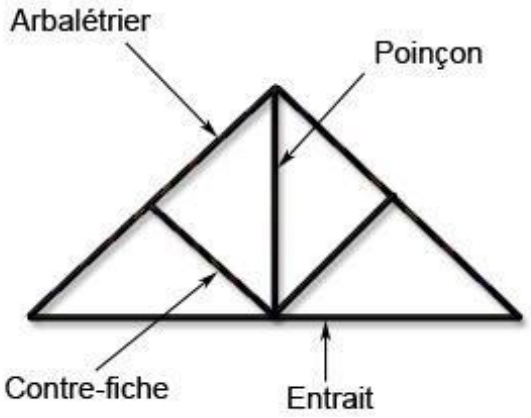


Figure 2.17 – Ferme «Latine»

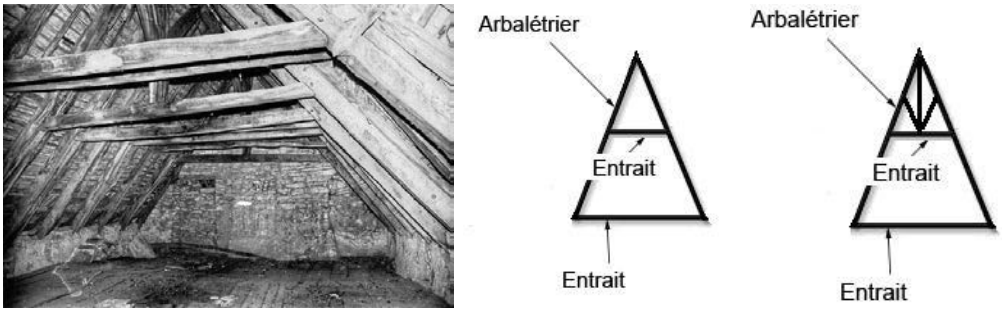


Figure 2.18 – Fermes en "A"

• le système à fermes triangulées, dans lequel les membrures sont soumises soit à un effort de traction, soit à un effort de compression.

Une ferme est un assemblage plan de membrures. Les membrures sont assemblées de manière à former des triangles. Contrairement à des assemblages comptant plus de trois côtés, le triangle est indéformable, même si les 3 angles sont articulés. Ceci apparaît clairement lorsqu'on compare un cadre triangulaire avec un cadre rectangulaire. Alors que le cadre triangulaire est indéformable, le cadre rectangulaire peut se déformer.

Une ferme triangulée, c'est-à-dire constituée uniquement de triangles, est une ossature dite «parfaite». Elle est «imparfaite» si elle n'est pas exclusivement construite sur la base de triangles.

Remarque : Il est important de noter que les pentes des toits sont conditionnées par types de fermes qui conditionnent aussi l'aménageabilité des combles. Néanmoins, les pentes des toits ne sont pas définies en fonction de besoins éventuels liés à l'aménagement des combles. Les pentes sont des caractéristiques architecturales des régions qui trouvent leur origine dans les conditions climatiques de ces régions. Ainsi, on trouve des toits à forte pente dans les régions montagneuses et dans le nord de la France. Ceci s'explique par le fort niveau de précipitations (pluie ou neige) et par des vents modérés. En revanche, pour des régions avec des vents assez soutenus et de faibles précipitations typiques du midi de la

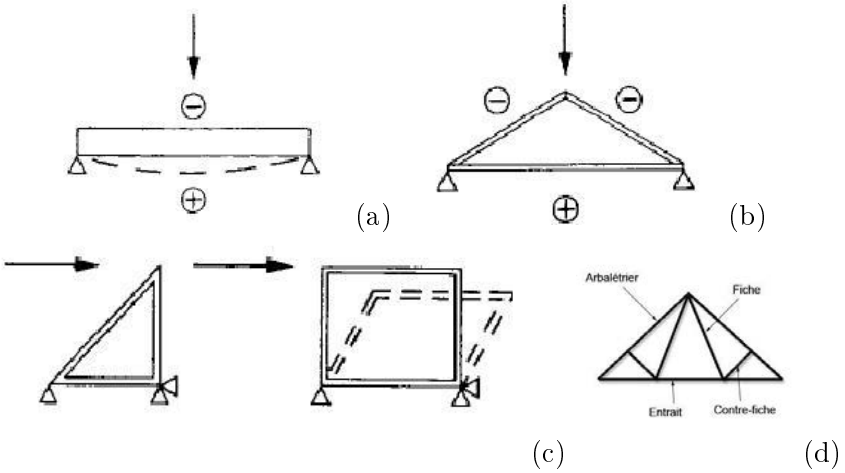


FIGURE 2.19 – Assemblages triangulés ou à poutraison : Travail en flexion d'un système à poutraison (a) et en traction/compression d'un système triangulé (b) – Déformabilité des systèmes triangulés et non triangulés (c) – Exemple de ferme triangulée (ferme en W) (d) (illustrations [56])

France, les toitures sont à faible pente. L'ensemble de ce paragraphe présente finalement la toiture au travers de la charpente qui n'est autre que son ossature. La forme et les espaces libérés sous toit sont déterminés par cette charpente et plus précisément par les fermes et fermettes qui en sont les éléments de base. C'est cette structure à part entière sur laquelle viennent s'appuyer les pannes, et les autres éléments de toiture qui porte à proprement parler les éléments de couverture. Néanmoins, dans certains cas, fermes et fermettes ne sont pas utilisées en charpente. Cela concerne les maisons modestes de villes et villages dont la largeur entre murs pignons et murs de refend est faible (compter des portées de 4 à 5 mètres). La charpente de ce type de toiture est constituée uniquement de pannes en appui sur les murs. On peut les apparenter à des planchers inclinés (FIGURE 2.20).

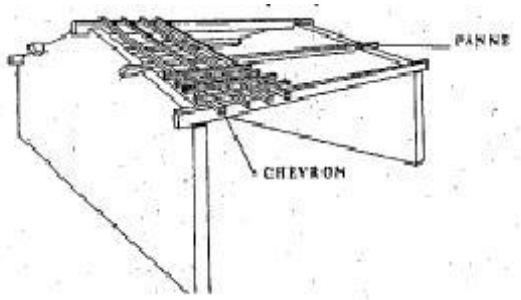


FIGURE 2.20 – Charpente sans fermes ni fermettes

Typologies de Couvertures – Formes et Matériaux

La couverture est la partie visible de la toiture. Si l'on considère la charpente comme son ossature, il convient de l'apparenter à sa peau. C'est elle qui fournit l'étanchéité des diaphragmes horizontaux du bâtiment. Sa forme est bien entendu liée aux caractéristiques de la charpente qui la supporte, et est également caractéristique d'une région climatique donnée et des matériaux locaux que l'on y trouve. Ce paragraphe cherche à recenser les

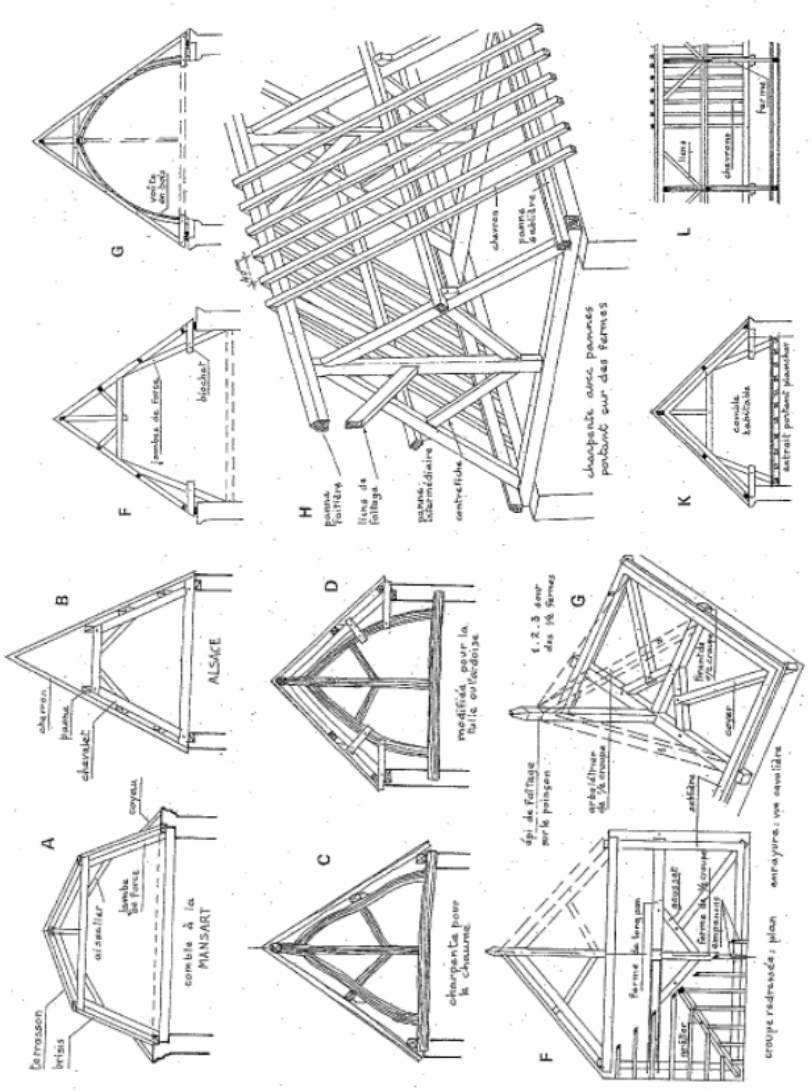


Figure 2.21 – Exemples de structures de charpente (illustrations Coignet [53] et Fontaine [54])

types de couvertures au travers de ces deux aspects : la forme, et les matériaux constitutifs de ces couvertures.

• Formes : La première distinction faite entre les différents types de toitures est très basique. Elle permet de faire émerger deux grandes familles, les toitures terrasses (plates) et les toitures en pente.

- les toitures en pente : Il existe une variété presque infinie de toits à pans inclinés : à 2 ou 4 pans, en L, en T, en tourelle, avec débordement.
- les toitures terrasses : Elles se distinguent les unes des autres essentiellement en fonction de la manière dont elles sont exploitées et de leur accessibilité. Ainsi, on différencie les toitures terrasses non accessibles, les toitures terrasses accessibles aux piétons et enfin les toitures terrasses accessibles aux piétons et véhicules légers.

• Matériaux : L'utilisation des matériaux est liée à différents facteurs. Historiquement,

les matériaux de couvertures correspondaient aux matériaux disponibles dans une région donnée. Et la forme des toitures répondait aux contraintes climatiques de ces régions et aux contraintes de pose dues à ces matériaux. Finalement, on peut donc confondre les toitures de différents styles et formes, suivant la région d'implantation, l'usage, et les matériaux disponibles. Les plus répandus sont listés ci-après :

– Les matériaux naturels : Les populations rurales d'autrefois utilisaient pour couvrir leur maison, les matériaux qui se trouvaient à proximité : des végétaux, de la pierre. Ces matériaux sont aujourd'hui devenus marginaux du fait du manque de main d'œuvre qualifiée et du coût élevé de leur mise en œuvre (chaume, bois, pierres naturelles (FIGURE 2.22)).

FIGURE 2.22 – Toitures en chaume, bois et pierre

– Les bardeaux d'asphalte (FIGURE 2.23) : Des matériaux comme les bardeaux d'asphalte et les ardoises d'amiante-ciment (aujourd'hui fibre ciment, l'amiante ayant été remplacée par d'autres fibres), sont également utilisés. Le bardeau est un matériau imperméable, non gélif et résistant au feu. Il se compose d'une armature en fibre de verre, d'un enrobage bitumineux et d'une protection de surface. Capable de se fondre dans tous les univers architecturaux, le bardeau est compatible avec tous les types de toits, y compris ceux à faible pente (20 %).

FIGURE 2.23 – Toitures en bardeaux d'asphalte

– L'ardoise naturelle (FIGURE 2.24) : L'histoire de l'ardoise naturelle remonte au VIII^{ème} siècle en Anjou, région particulièrement riche en schiste ardoisier. Ce matériau, très résistant et d'une incomparable longévité, est adapté à la couverture de toutes sortes de bâtiments, de la maison individuelle aux châteaux de la Loire. Ses points forts sont bien évidemment une résistance reconnue, une esthétique valorisante et un matériau 100% naturel. Elle reste aujourd'hui le matériau de couverture privilégié en Anjou et Bretagne.

Figure 2.24 – Toiture en ardoise

– Le zinc : Apparu sous Napoléon comme matériau de construction, le zinc s'est vite rendu indispensable pour la couverture des bâtiments mais également pour les évacuations des eaux pluviales et les finitions. Esthétique, étanche, léger et malléable, le zinc s'adapte à toutes les pentes (dès 5%), à toutes les charpentes et à toutes les formes. C'est un matériau naturel, 100% recyclable, qui résiste sans entretien au temps qui passe grâce à sa patine auto protectrice. Véritable matériau d'expression architecturale, il connaît un fort développement depuis plusieurs années dans son utilisation en couverture pour la maison individuelle (Figure 2.25).

Figure 2.25 – Toitures en zinc

– La tuile terre cuite (Figure 2.26) : Elle est de loin le produit le plus utilisé pour la couverture des maisons individuelles car elle possède de nombreux atouts : solide et durable, écologique et naturelle, résistante au gel, disponible dans des gammes de formes et de coloris qui permettent de l'adapter à tous les terroirs et les environnements.

Figure 2.26 – Tuiles «canal», tuiles plates, tuiles à emboitement

– La tuile béton (Figure 2.27) : Apparue en 1844 en Allemagne, la tuile en béton est constituée d'un mortier (sable, ciment, pigments minéraux). Les tuiles reçoivent un traitement de surface afin de bloquer les éventuelles remontées de sels de chaux. Ce

produit est obtenu sans cuisson, mais par simple séchage (à 50 degrés Celsius). En fort développement dans les années 70, les tuiles béton ont ensuite décliné en raison de la faible tenue dans le temps de la coloration surfacique soumise aux UV et aux intempéries. Des efforts sont faits par les fabricants pour apporter des solutions à ce problème de décoloration.

FIGURE 2.27 – Tuile béton

- Caractéristiques physiques des matériaux utilisés en couverture (TABLE 2.1) :

Dénomination	Pente du toit	Poids au m^2
Ardoises clouées	45 à 90	25 à 40 kg
Ardoises à crochets	42 à 90	25 à 40 kg
Tuiles plates	40 à 60	90 kg
Tuiles creuses	27 à 60	90 kg
Tuiles flamandes	27 à 60	100 kg
Bardeaux de bois	45 à 90	30 kg
Chaume roseau	60 à 80	20 kg
Lauzes (pierre)	30	variable
Laves (pierre)	45	variable
Zinc	(5%) à 90	6 kg
Bardeaux d'asphalte	11 à 90	10 kg

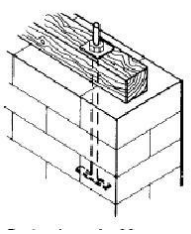
TABLE 2.1 – Caractéristiques physiques des matériaux de couverture les plus utilisés

Connexion de la toiture à la maçonnerie

La toiture est une structure à part entière qui vient s'ajouter à la structure maçonnée pour finaliser un bâtiment. Il est nécessaire d'assurer la connexion de ces deux structures pour éviter des problèmes de soulèvement de la toiture en cas de tempête notamment. La charpente est donc ancrée dans les murs de maçonnerie à l'aide de boulons ou de fers de ligature (FIGURE 2.28). Ces ancrages sont fixés dans le chaînage si tant est qu'il existe. Dans le cas contraire, la charpente est directement fixée dans la maçonnerie en respectant une profondeur minimale de trois briques ou 60cm tous les deux mètres. Dans le cas de murs légers, la charpente doit être reliée aux fondations par des éléments pouvant travailler en traction.

Dispositifs techniques spécifiques de lutte contre des sollicitations violentes type tempêtes et séismes pour les toitures

Des évènements violents tels que des tempêtes ou des séismes sollicitent les toitures, au même titre que les maçonneries, de manière beaucoup plus intense qu'en dehors de ces


(a)

(b)

(c)

FIGURE 2.28 – Schéma de principe d'ancrage de la charpente dans la maçonnerie (a), crosses d'ancrage (b), exemple d'ancrage dans une maçonnerie de blocs en béton aggloméré (c)

épisodes et dans des mécanismes qui peuvent, au demeurant, n'être rencontrés que lors de ces périodes de sollicitation extrême.

• Tempêtes : Au strict sens météorologique du terme, en mer, on appelle tempête une dépression atmosphérique qui génère un vent moyen supérieur à 90 km/h (vent de force 10 ou supérieure sur l'échelle de Beaufort). Toutefois, l'usage populaire du mot n'est pas si restrictif et sur terre, on parle de tempête quand la dépression génère des rafales violentes et des précipitations abondantes.

On considère qu'on est en situation de tempête lorsque la vitesse du vent dépasse 75 km/h. Les efforts induits sur la toiture (pression ou dépression) sont alors particulièrement violents.
Les tempêtes peuvent toucher n'importe quelle région. Il existe cependant des régions à risques où elles sont plus fréquentes et plus violentes qu'ailleurs. Habituellement, les toitures sont construites pour résister à des vents de 150 km/h. Dans les régions les plus exposées (Asie du sud-est et Amérique centrale), la conception et l'exécution de la toiture doivent faire l'objet d'une attention toute particulière. Ce paragraphe se propose de présenter les dispositifs qui contribuent à la bonne tenue des toitures en cas de tempête.

Si la forme des toits, leur pente ou encore l'ancrage de la charpente à la maçonnerie ont déjà pu être évoqués dans leur rôle joué en cas de ce genre de sollicitation, il est important de revenir sur deux autres dispositifs techniques qui sont garants de l'intégrité de ces structures et, au-delà, de la construction intégrale.

– Contreventements (FIGURE 2.29) : Les vents, lors d'une tempête, sont à l'origine d'efforts horizontaux très importants sur les toitures, et se répercutent par suite sur l'ensemble de la structure. Il est nécessaire de garantir la stabilité de la toiture face à ces contraintes. Ceci passe donc par la stabilité de la charpente qui est l'ossature de la toiture. Fermes et fermettes sont «contreventées» pour résister à l'action du vent. Il s'agit de garantir la stabilité des pièces maîtresses de la charpente en empêchant le renversement des fermes ou des fermettes, et en empêchant les mouvements horizontaux de la charpente. Les éléments de contreventement sont des pièces de bois qui sont fixées aux éléments de charpente pour transmettre les efforts dus au vent s'exerçant sur la toiture aux murs.

  Remarque : Le contreventement permet de garder l'intégralité de la structure «toiture» et de transférer les efforts horizontaux à la maçonnerie. Ceci implique donc que

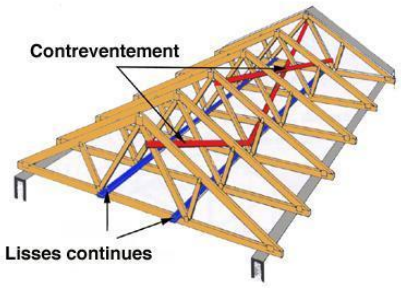


FIGURE 2.29 – Schéma de principe du contreventement d'une charpente

les éléments de liaison qui assurent la connexion entre la charpente et la maçonnerie soient dimensionnés à cet effet. Autrement dit, il ne suffit pas que les ancrages soient dimensionnés uniquement à l'arrachement (sollicitation verticale), il faut également qu'ils puissent résister à un effort tranchant (efforts horizontaux) lors de la transmission des efforts dus au vent à la maçonnerie.

A noter que le principe de contreventement existe également pour les maçonneries. On parle alors de murs de refend pour désigner les murs de contreventement. Pour les structures de type poteaux / poutres ou portiques, le contreventement peut s'effectuer grâce à des dispositifs qui rigidifient la structure (croix de St André, tirants, *etc*).

– Poutre de chaînage : Une poutre de chaînage est une ceinture continue (généralement en béton armé) qui constitue une base solide pour sceller la charpente. Dans des régions exposées à des vents violents, la poutre de chaînage peut être reliée par des colonnes à la fondation, pour former une ossature très rigide.

• Séismes : Le fait que la charpente exerce ou non une poussée horizontale sur la structure maçonnée influence le comportement sismique du bâtiment. Ceci se produit lorsque la charpente n'est pas suffisamment dimensionnée. Cette poussée horizontale s'accompagne le plus souvent d'une flèche de la couverture. Une charpente et des tuiles bien ancrées pour résister aux tempêtes le sont aussi face aux tremblements de terre.

La masse de la toiture joue également un rôle majeur dans le comportement sismique du bâtiment. Dans les zones sismiques, le centre de gravité d'une construction doit être le plus bas possible. Cela réduit l'effet des secousses horizontales. Ainsi, les toitures légères sont recommandées. En outre, le rôle joué par le type d'ossature est également primordial. Une ossature aux connexions flexibles, mais solides, s'adapte aux déformations temporaires causées par les secousses. Des éléments de couverture de petites dimensions, tels que des tuiles, peuvent être dérangés, mais restent habituellement indemnes, alors que des éléments de grandes dimensions, tels que des plaques en amiante/ciment, risquent de se rompre. A l'inverse, une autre approche consiste à construire une ossature rigide capable de maintenir sa forme pendant les séismes. Les secousses induisent alors des sollicitations dynamiques considérables. Les ossatures en béton armé et les charpentes contreventées illustrent cette approche.

Enfin, il est également possible de rendre la toiture indépendante du reste de la structure (FIGURE 2.30). Alors les considérations liées au type d'ossature sont hors cadre. Il faut donc fixer la charpente à des supports indépendants des murs. Dès lors, en cas d'écroulement

des murs, le toit reste en place.

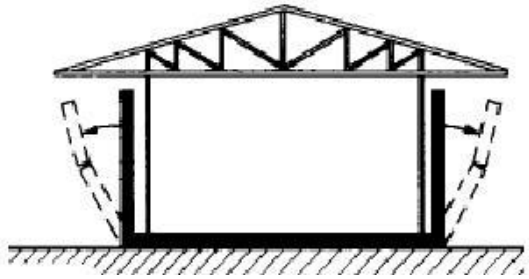


Figure 2.30 – Toiture indépendante de la maçonnerie

2.3 Dispositions Structurales sur les Fondations

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges dues au poids propre de la structure, aux surcharges climatiques et aux charges d'utilisation sur le sol. Il existe différents types de fondations – fondations superficielles, profondes ou semi-profondes – qui s'adaptent aux caractéristiques de l'ouvrage (la structure constitue un caractère dimensionnant de la fondation concernant la reprise de charge) et des sols sur lesquels il repose (ces efforts doivent pouvoir être transmis au sol sans l'endommager). Le mode de fondation est donc établi suivant la capacité portante du sol, sa qualité, et, la taille et la nature des bâtiments.

2.3.1 Fondations Superficielles

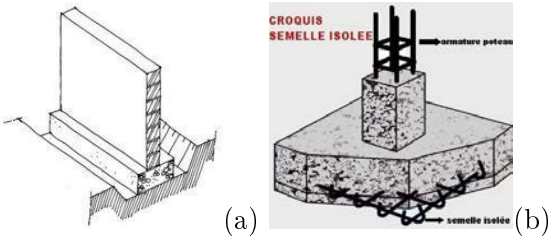
La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastrée. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes du sol. Les fondations superficielles sont mises en place lorsque les sols sont de bonne qualité, autrement dit lorsqu'ils sont de bonne portance. On distingue parmi les semelles superficielles, trois types différents : les semelles filantes (ou linéaires), les semelles ponctuelles (ou isolées) et enfin les radiers. Ces différents types de fondations reposent sur un sol choisi pour ses caractéristiques géomécaniques, appelé niveau d'assise, fond de coffre ou encore fond de fouille.

Lors de leur mise en œuvre, une couche superficielle dite de «bonne terre» ou de «terre végétale» est retirée pour atteindre le fond de fouille à une profondeur d'enfouissement visée. C'est une fois cette première couche de terre déblayée qu'intervient le creusement des fouilles. La profondeur à atteindre répond à un cadre normatif et renvoie plus explicitement à des conditions de non gélivité. Sur le territoire, cette profondeur varie en fonction de la région à laquelle appartient la construction ainsi que de son altitude. La carte donnée Figure 2.31 indique en mètres la profondeur à respecter pour atteindre un niveau hors-gel pour une altitude entre 0 et 150 m. Pour chaque 200 m supplémentaires, on ajoute 5 cm à la valeur lue. Une fois les travaux de terrassement effectués, une couche de béton de 5 à 10 cm est coulée en fond de fouille. Ce béton faiblement dosé appelé béton de propreté a pour vocation de recevoir les armatures et de les isoler. Après la mise en place des armatures, les semelles sont coulées.

• semelles filantes et semelles isolées :
Les fondations superficielles, filantes ou isolées, permettent la répartition des charges. Ces

FIGURE 2.31 – Profondeur des fondations

fondations sont de simples semelles de répartition qui consistent en des dalles de béton armé coulées sous chaque pilier ou chaque mur et qui répartissent le poids sur une surface de sol plus grande. C'est la solution la plus simple et la plus économique. On parle de semelles ou de fondations isolées ou ponctuelles pour désigner les semelles de répartition sous un poteau, et de semelles ou de fondations filantes (ou linéaires) pour décrire les fondations qui soutiennent un mur (FIGURE 2.32).



(a) (b)

FIGURE 2.32 – Semelle filante (a) et semelle isolée (b)

• Radiers :
Lorsque la capacité portante du fond de coffre n'est pas homogène, la mise en œuvre d'un radier général sera une alternative économique aux fondations semi profondes et profondes. A la place de plusieurs semelles séparées il est possible de couler une seule dalle flottante en béton armé (FIGURE 2.33). On l'appelle le radier et c'est lui qui portera tout l'édifice. Il est employé quand la charge à répartir n'est pas trop grande par rapport à la surface de l'ouvrage.

2.3.2 Fondations Profondes et Semi-Profondes

Si les fondations superficielles ne sollicitent que les couches superficielles du *substratum*, les fondations profondes (pieux et barrettes) reportent, elles, les charges tant dans les couches profondes que dans les couches superficielles qu'elles traversent. De ce fait, on utilise ce genre de fondation pour des sols de pauvre voire mauvaise qualité. Les fondations

Figure 2.33 – Coffrage d'un radier

profondes (par exemple les pieux, les micropieux, les parois moulées, les barrettes) sollicitent en effet le sol par deux types d'actions (Figure 2.34). Le premier est le frottement de la fondation sur le sol qui l'entoure, et qui offre ainsi une résistance à l'enfoncement. Le second est le terme de pointe qui correspond à l'appui vertical de la fondation sur un sol de qualité acceptable. Ce terme est pris en compte lorsque le pieu atteint le *substratum* résistant. Sinon on parle de pieux flottants. Le recours à des fondations profondes a lieu lorsque le sol stable se situe à une profondeur supérieure à 8 m.

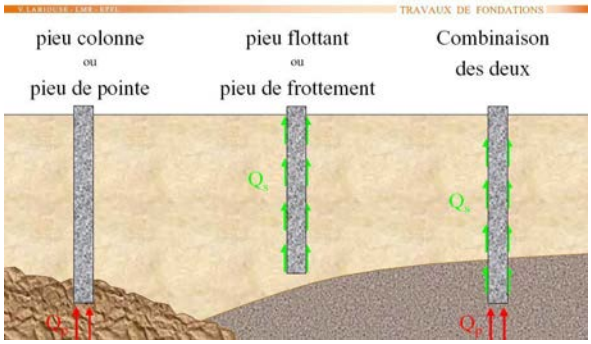


Figure 2.34 – Mode de travail des pieux [57]

Les pieux servent à reporter ponctuellement des charges sur le terrain. Parmi les différents types de pieux, la distinction d'un type à l'autre est faite sur le matériau utilisé, sur le processus et les outils d'exécution, de contrôle ou de garantie. Les pieux sont classiquement classés selon deux catégories qui correspondent à des techniques de mise en œuvre. On distingue ainsi les pieux battus des pieux forés entre autres. Ces types renvoient plus explicitement aux effets des pieux sur le terrain encaissant mais également à leur fabrication (préfabrication ou construction in situ). Au sein de ces deux catégories se distinguent également des sous-catégories, qui permettent de différencier ces pieux suivant d'autres critères. En outre, dans la terminologie attachée aux pieux, d'ultimes distinctions sémantiques permettent traditionnellement d'affiner cette classification. Ainsi, les pieux peuvent être typés suivant leur diamètre. Les pieux de très petits diamètres sont appelés micropieux (diamètres inférieurs à 300 mm). Certains pieux particuliers sont également nommés barrettes.

Il va de soi que les fondations qui nous intéressent plus particulièrement renvoient aux fondations superficielles rencontrées dans le bâti courant (et pour une bonne qualité de sol). Cette section portant sur les fondations profondes ou semi-profondes cherche uniquement à apporter de la cohérence au manuscrit. Ces types de fondations ne seront pas décrits en détail dans le manuscrit. Certaines précisions sont apportées en Annexe B.

2.4 Conclusion

Les structures de façon générale peuvent être décrites au travers de leurs porteurs verticaux, de leurs diaphragmes horizontaux et par la nature des liaisons entre ces éléments. La nature des porteurs verticaux a été traitée dans le paragraphe précédent. Il a été question ici de mettre en évidence les connexions entre ces éléments en essayant de mettre en exergue différents degrés de liaisons en fonction des techniques utilisées et des renforcements mis en place. Il en est de même pour les diaphragmes horizontaux. Ce paragraphe a cherché à montrer leur diversité en s'appuyant sur leur nature, leur fonctionnement et leur liaisonnement à la maçonnerie. La distinction a été faite entre le cas des planchers et celui des toitures (charpentes + couvertures). Enfin, par souci de cohérence, les différents types de fondations (superficielles, profondes, semi-profondes) ont été présentées, de sorte que l'ensemble des dispositifs structurels ont été abordés. Il va de soi que les fondations qui nous intéressent plus particulièrement renvoient aux fondations superficielles rencontrées dans le bâti courant (et pour une bonne qualité de sol).

Le but de ce paragraphe était de passer d'une vision "matériau" de la maçonnerie à une approche beaucoup plus macroscopique et résolument tournée vers des pratiques de génie civil. S'ajoutent aux règles de mise en place du matériau définissant les caractéristiques de la microstructure du *media* maçonnerie, des règles de conception beaucoup plus macroscopiques — à l'échelle du bâtiment — qui vont conditionner le fonctionnement de la structure maçonnée. C'est ce fonctionnement aux deux échelles qui nous intéresse plus particulièrement dans ces travaux : il s'agit de rendre compte du comportement macroscopique de telles structures en prenant en compte les effets de microstructures du matériau. Cette approche fine des maçonneries à la fois comme milieu microstructuré et comme structure à part entière, doit nous permettre de décrire avec réalisme les comportements de ces structures complexes ; comportements sur lesquels se baseront nos estimations de vulnérabilité aux sollicitations sismiques et qui sont la finalité de ces travaux. Le paragraphe suivant présente plus en avant le contexte sismique dans lequel nous cherchons à étudier les maçonneries. Nous reviendrons plus particulièrement sur des aspects de sismicité simples et nécessaires à la bonne compréhension du contexte d'étude et sur la notion de vulnérabilité sismique, point ultime traité dans ces travaux.

Chapitre 3

Les Maçonneries en Contexte Sismique : Comportements, Pathologies et Aspects de Vulnérabilité

Sommaire

3.1 Quelques Rappels de Sismologie 86
3.1.1 Origine du phénomène sismique 86
3.1.2 Caractéristiques des séismes 90
3.1.3 Définition du risque sismique 95
3.2 Maçonneries et Vulnérabilité Sismique 97
3.2.1 Généralités 97
3.2.2 Vulnérabilité des structures maçonnées 98
3.3 Pathologies et Fonctionnement des Maçonneries 108
3.3.1 Fissuration et endommagement 108
3.3.2 Comportement en plan 112
3.3.3 Comportement hors plan 113
3.3.4 Effondrements et interactions avec la bâti mitoyen 113
3.3.5 Comportement mécanique des structures en milieu sismique : Bilan 114
3.4 Conclusion 115

Si le bâti maçonné correspond au type de construction le plus répandu, il va de soi qu'il figure également parmi le plus exposé aux aléas de toute nature confondue et en particulier à l'aléa sismique. L'enjeu de cette partie est justement de replacer les maçonneries dans ce contexte et d'identifier leur comportement face à la sollicitation sismique. Pour parvenir à rendre compte des maçonneries en milieu sismique, divers points sont abordés. Tout d'abord, de brefs rappels de sismologie sont faits pour donner les éclairages nécessaires à la compréhension du cadre d'étude. Les maçonneries sont ensuite ressituées dans le contexte du génie parasismique qui s'intéresse plus particulièrement à la notion de risque sismique et à celle sous-jacente de vulnérabilité sismique.

Les principales méthodologies d'analyse de la vulnérabilité sont rappelées, ainsi que les diverses typologies de maçonneries qu'elles permettent d'identifier. Ces approches associent en général ces typologies à des degrés de vulnérabilité qui eux-mêmes renvoient à des degrés d'endommagement à craindre en cas de sollicitation sismique. Ce dernier point pose le problème des pathologies observées sur les maçonneries soumises aux sollicitations

sismiques : le comportement mécanique des maçonneries est abordé pour mettre en regard les modes de fonctionnement de ces structures et les types d'endommagement qu'elles subissent.

3.1 Quelques Rappels de Sismologie

Ce premier paragraphe reprend les notions de base de sismologie pour comprendre les phénomènes sismiques. Les principales caractéristiques de ces évènements, leurs origines et les mécanismes associés à ces phénomènes sont rappelés, pour finalement revenir sur la question du risque sismique, qui par la suite nous permettra d'aborder celle de la vulnérabilité sismique.

Notons que les éclairages de sismologie apportés ici sont toutefois à prendre avec précaution par le lecteur. Les rappels des principes de bases de sismicité faits dans ce paragraphe pourraient sembler trop légers ou trop succincts à un lecteur qui aurait un regard averti sur cette thématique à part entière.

3.1.1 Origine du phénomène sismique

Par définition, un séisme ou "tremblement de terre" est, comme son nom l'indique, une secousse plus ou moins violente du sol. Ces phénomènes peuvent avoir plusieurs origines. Ils peuvent être occasionnés lors d'évènements tectoniques tels que des ruptures (partielles ou non) de failles ou être dus à l'activité volcanique (hors et pendant les phase éruptives). Ces deux origines sont certainement celles qui sont le plus généralement connues par le grand public. Mais ces évènements peuvent également être occasionnés lors d'effondrements ou d'explosions de cavités, ces derniers évènements pouvant être d'origine naturelle — on notera dans ce cas les séismes d'origine polaire — ou *a contrario* provoqués par l'activité humaine (on parle alors de séismes "induits").

Tectonique des plaques et séismes tectoniques La Terre est constituée d'une succession de couches de propriétés physiques différentes suivant leur composition chimique, leur densité, ou encore leur température (FIGURE 3.1). Les séismes tectoniques sont dus à des dégagements soudains d'énergie dans la lithosphère terrestre. La lithosphère, couche la plus externe, désigne l'enveloppe solide de la Terre constituée par la croûte terrestre et une partie du manteau supérieur. La couche lithosphérique, rigide et fragile, est divisée en douze plaques principales qui se déplacent les unes par rapport aux autres à des vitesses variables, allant du centimètre à une quinzaine de centimètres par an. Ces déplacements sont générés par des processus de convection présents dans l'asthénosphère, couche ductile du manteau supérieur située sous la couche lithosphérique. Les plaques lithosphériques sont considérées comme étant indéformables en dehors de leur frontière : leurs déplacements les unes par rapport aux autres conduisent à l'accumulation d'énergie dans les zones de "rencontre" des plaques (FIGURE 3.2).

- les zones de divergence : ces zones sont caractérisées par l'éloignement de deux plaques l'une par rapport à l'autre à l'origine des phénomènes de création/d'expansion des océans. Dans un contexte océanique, l'éloignement des deux plaques permet des remontées du manteau entre elles et donne lieu à un volcanisme intensif. Ces zones sont caractéristiques des dorsales océaniques (dorsale atlantique), qui sont des zones d'expansion des océans. En contexte continental, la divergence se traduit par un amincissement de la croûte terrestre jusqu'à former une vaste zone d'effondrement

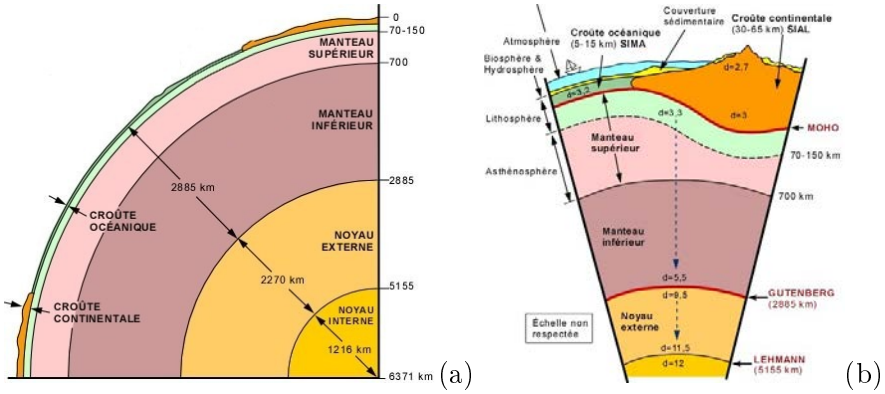


FIGURE 3.1 – Structure interne de la Terre (a) et détail (b) (d'après [58])

appelée Rift, le plus connu étant certainement le rift africain. Lorsque la rupture lithosphérique est complète, le rift devient dorsale : un océan est né.

- les zones de convergence : la conséquence immédiate de l'expansion océanique est le rapprochement de certaines plaques entre elle. La création de matière au niveau des dorsales doit être compensée au niveau de ces zones de convergence où peuvent s'opérer deux mécanismes différents : si l'une des plaques est plus dense, celle-ci plonge sous l'autre plaque. On parle alors de zone de subduction. Ces zones sont le lieu d'un volcanisme important et sont typiques du contexte sismique antillais où la plaque caraïbéenne passe sous la plaque nord-américaine. *A contrario*, les plaques peuvent rentrer en collision. Cette confrontation est à l'origine de la création de chaînes de montagnes — on parle de zones de surection — telles que la cordillère des Andes qui résulte de la confrontation de la plaque de Nazca et de la plaque Sud-américaine.

- les zones de coulissage : elles correspondent aux zones dans lesquelles deux plaques glissent horizontalement l'une par rapport à l'autre.

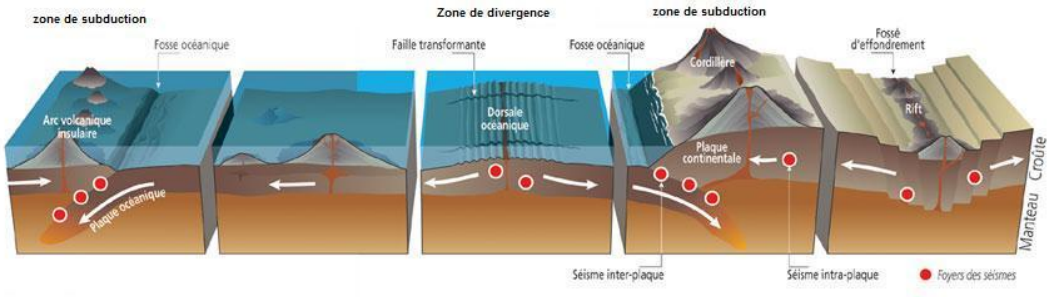
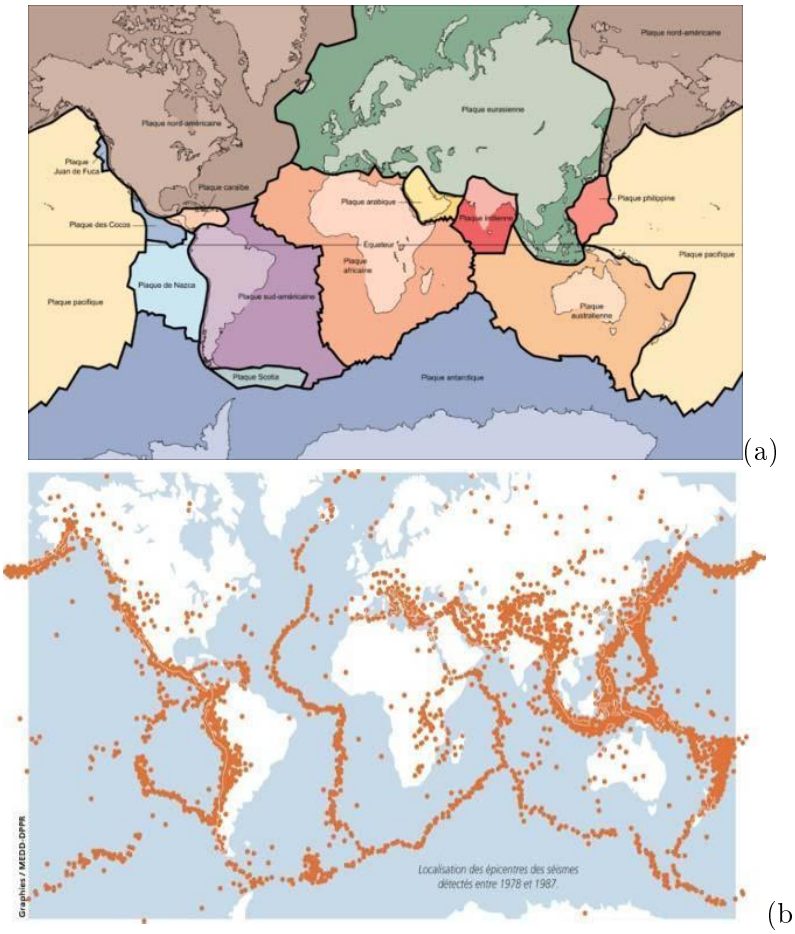


FIGURE 3.2 – Croûte terrestre et mécanismes inter plaques (Arnal et *al.* [59])

La corrélation entre les limites des plaques et la localisation des séismes est traditionnellement utilisée pour mettre en évidence la sismicité d'origine tectonique (FIGURE 3.3). Les plaques au cours de leur dérive accumulent de l'énergie : le matériau, soumis à des contraintes de cisaillement, se déforme progressivement jusqu'à atteindre sa limite d'élasticité. La rupture de ce matériau fragile permet de libérer l'énergie de déformation accumulée

lors des périodes inter sismiques. La rupture dans les zones sous contrainte est brutale et se produit de façon discontinue et non uniforme au niveau des failles. La rupture du matériau conduit à une chute du niveau de contrainte et à des redistributions locales des contraintes dans la zone de rupture, accompagnées par l'apparition de phénomènes de friction au niveau de la zone de rupture ; l'ensemble de ces phénomènes couplés explique la durée du phénomène de décharge du matériau pour retrouver un état stable au cours d'un séisme ou de plusieurs séismes successifs ; ces répliques, pouvant durer jusqu'à plus d'un an après le séisme principal et étant d'amplitude décroissante au cours du temps.



(a)

(b)

FIGURE 3.3 – Mise en évidence de la corrélation entre la limite des plaques lithosphériques (illustration USGS *United States Geological Survey* [60]) (a) et la localisation des séismes [61] (b)

Les failles sont des zones privilégiées de rupture du matériau. Elles sont de différents types, ces types renvoyant aux mécanismes de rupture identifiés précédemment (FIGURE 3.4). Ainsi, on parle de faille normale lorsque la rupture intervient au niveau de zones de divergence ou encore zones dites d'extension, de faille inverse ou chevauchante dans les zones de convergence (zones de compression) et enfin de faille en décrochement ou "décrochante" (dextre ou senestre) dans les zones de coulissage.

Chaque faille à un cycle sismique qui lui est propre et qui dépend de son mécanisme et de sa géométrie, de la vitesse de progression des contraintes, de la nature des roches. Le cycle sismique d'une faille est une succession de phases d'augmentation de contraintes et

de ruptures brutales dont la périodicité permet de définir l'activité de la faille ([62]).

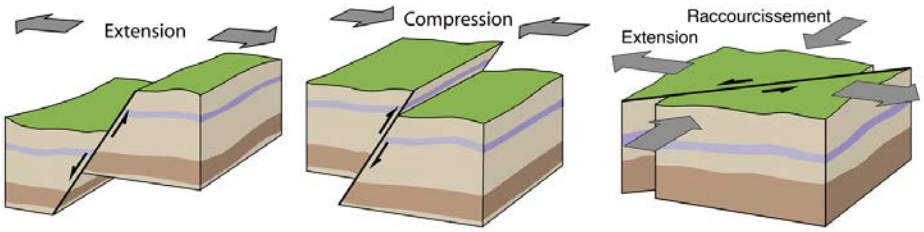


FIGURE 3.4 – Types de failles et mécanismes de rupture associés (illustration R. Lacassin [63]) : (a) faille normale, (b) faille inverse et (c) faille décrochante

Volcanisme et sismicité L'activité volcanique peut être à l'origine de phénomènes sismiques, que le volcan soit dans une activté "normale" ou en crise (éruption). La remontée du magma dans la chambre magmatique se traduit par des microséismes dus à des ruptures de roches comprimées et à des phénomènes de dégazage. L'activité sismique d'un volcan est un signe d'activité volcanique qui est suivi par les vulcanologues pour juger du réveil d'un volcan et de l'imminence d'une éruption. La succession des évènements sismiques qui précède l'éruption forme des essaims de séismes (FIGURE 3.5). Ces essaims de séismes sont à distinguer des répliques qui suivent un tremblement de terre. Les répliques se produisent après l'évènement principal autrement dit après le séisme majeur alors que les essaims conduisent à la phase critique d'éruption. Les phases critiques d'éruptions sont bien évidemment accompagnées de phénomènes sismiques : les séismes peuvent être provoqués à la suite de la vidange de la chambre magmatique et lorsque le volcan s'effondre sur lui-même pour former une caldeira. Les multiples glissements des parois du volcan qui accompagnent ce phénomène sont à l'origine de nombreux séismes.

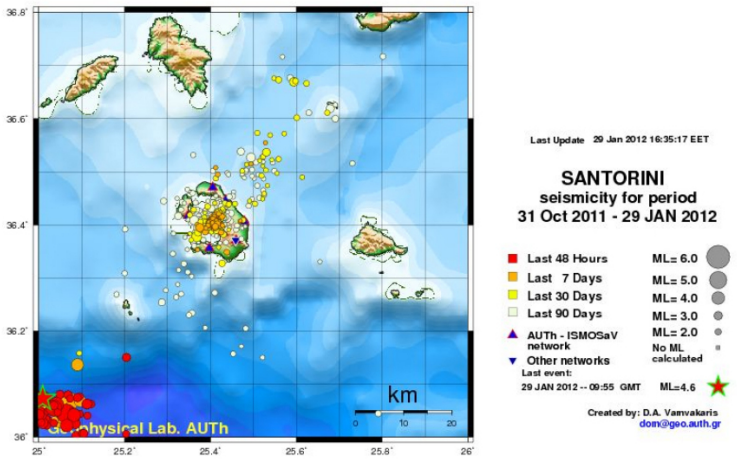


FIGURE 3.5 – Essaim de séismes enregistré à proximité du volcan Santorini (Grèce)

Sismicité induite par l'activité anthropique L'Homme au travers de ses activités peut également être à l'origine de phénomènes que l'on peut rapprocher, en se basant sur la définition des séismes donnée précédemment, à des évènements sismiques. Ces séismes

sont provoqués par des modifications des forces et des contraintes géologiques liées plus ou moins directement à l'activité humaine. Ainsi, les activités minières, les pompages profonds, la construction de barrages ou plus simplement des chantiers de grandes ampleur ou encore des essais nucléaires peuvent conduire à des rééquilibrages micro géologiques qui s'accompagnent comme évoqué précédemment de séismes. Les séismes induits sont des séismes de faible à moyenne intensité, qui peuvent toutefois dans de rares cas atteindre des magnitudes élevées — les notions caractéristiques d'intensité et de magnitude permettant de décrire un séisme sont rappelées dans le paragraphe suivant — de l'ordre de 6. Il est important d'avoir à l'esprit que l'activité humaine intervient comme facteur déclencheur de ces évènements plus que comme source à proprement parler : il est communément admis que sans l'activité humaine l'épisode sismique serait néanmoins apparu, le rôle de l'Homme ayant toutefois un impact sur la localisation, la date d'expression ou encore la magnitude de l'évènement.

Le premier cas documenté est celui de la mise en eau du lac Mead aux États-Unis en 1935, qui fut suivi d'une série de petits séismes (de magnitude inférieure à 5) enregistrés dans le Nevada et l'Arizona. Plus récemment, à Bâle en Suisse, s'est produit le 8 décembre 2006, un tremblement de terre d'une magnitude de 3.4 degrés sur l'échelle de Richter, dû à des forages de grande profondeur avec injection d'eau sous pression. Les manifestations de ce type de sismicité recensées en France métropolitaine sont nombreuses, comme en attestent ces évènements qui se sont produits pendant la période 1970-1980 :

- le remplissage du lac de Vouglans (Jura) a été à l'origine d'un séisme de magnitude 4.3, le 21 juin 1971 qui a produit des dégâts dans les villages voisins du barrage,
- en Corse, autour du lac-réservoir de l'Alesani, un séisme a été ressenti le 29 sept 1971 sur une faible surface centrée sur le lac (dans une zone jusqu'alors complètement asismique). En avril 1978, lors d'un nouveau remplissage (après vidange du barrage durant plusieurs mois), un nouveau séisme de magnitude 4.4 est ressenti,
- le lac-réservoir de Sainte-croix-du-Verdon (Alpes-de-Haute-Provence) n'a pas bougé lors de son remplissage, mais de septembre 1973 à août 1975, plus de 90 petites secousses ont été enregistrées dans le voisinage du lac, leur fréquence maximale (36 secousses en 3 mois) correspondant au moment du pic de remplissage du réservoir (mars-mai 1975),
- le gisement pétrolifère et gazier de Lacq a produit plusieurs séismes dont un de magnitude 4 le 31 déc 1972,
- le gisement gazier de Valempoulières (Jura) a généré un petit séisme le 8 janvier 1975, ressenti dans les communes l'entourant,
- des "coups de toit" touchent régulièrement le bassin minier de Fuveau-Gardanne dans les Bouches-du-Rhône et celui de Creutzwald-Merlebach en Moselle, parfois confondus avec de véritables séismes naturels.

3.1.2 Caractéristiques des séismes

Comme le rappelle le paragraphe précédent, la libération brutale d'énergie accumulée dans le sous-sol lors de la rupture des roches est à l'origine du phénomène sismique. Plus précisément, l'énergie accumulée est libérée, lors du relâchement des contraintes, sous forme de chaleur et d'ondes sismiques diffusées à partir du point de rupture : le foyer. Ce paragraphe vise à revenir sur les mécanismes physiques qui décrivent le phénomène sismique — nature des ondes sismiques, type et propagation à partir du foyer —, ainsi que sur la mesure de l'importance du phénomène à travers les notions caractéristiques d'intensité et de magnitude.

Localisation des séismes : foyer et épicentre La région de la faille où se produit la rupture correspond au foyer encore appelé hypocentre du séisme. Les foyers se situent le plus souvent dans les deux tiers supérieurs de la lithosphère à une profondeur qui ne dépasse pas les 100 km le plus souvent. Le point à la surface du globe qui se situe à sa verticale est appelé épicentre. Plusieurs distances caractéristiques permettent de resituer le séisme par rapport aux stations d'enregistrement organisées en réseaux (RAP, *etc.*) autour de la surface du globe. La distance du foyer à une station de mesure est appelée distance focale. La différence d'altitude entre le foyer et la station est définie comme la profondeur focale. Enfin la distance entre l'épicentre et la station définit la distance épicentrale. Les enregistrements des secousses effectués par ces stations en plusieurs points du globe dont la position est précisément connue permettent la localisation des foyers. En effet, la différence des temps d'arrivée des ondes sismiques dont on connait la vitesse, permet de donner une indication sur l'éloignement du séisme par rapport à la station d'acquisition du signal. Ainsi, à partir de trois enregistrements effectués à des endroits différents, on peut localiser l'épicentre du séisme. Ces distances caractéristiques sont rappelées FIGURE 3.5.

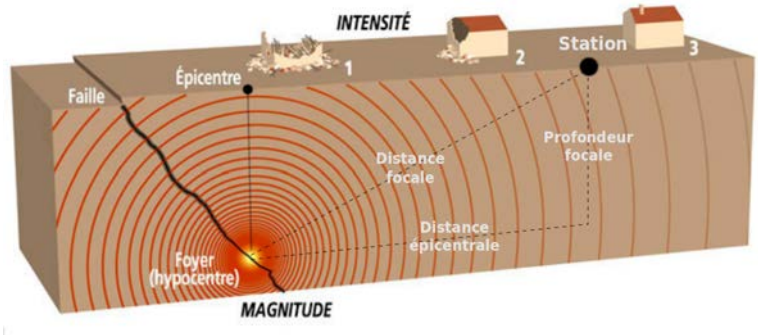
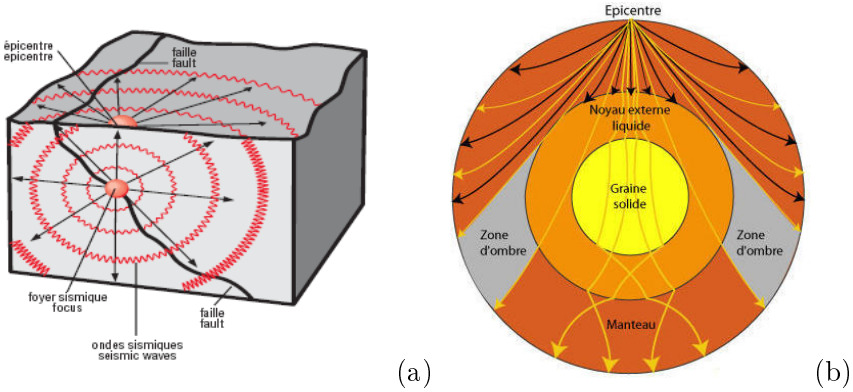


FIGURE 3.6 – Caractéristiques physiques du phénomène sismique

Ondes sismiques et propagation Les ondes sismiques sont des ondes élastiques qui, à partir d'une impulsion de départ, se propagent dans le globe terrestre. Ce sont elles qui font ressentir les séismes à proprement parler. Les ondes sismiques sont dues à la libération d'énergie. Elles se propagent à partir du foyer dans toutes les directions de l'espace. Leur vitesse et leur amplitude dépendent des caractéristiques physiques des milieux dans lesquels elles se propagent ainsi que des structures qu'elles sont amenées à franchir. Comme les ondes lumineuses, les ondes sismiques subissent les phénomènes de réflexion et réfraction. Autrement dit, ces ondes sont déviées à chaque changement de milieu, au passage manteau-noyau par exemple. Elles peuvent ainsi suivre des trajets très complexes à l'intérieur de la Terre. Le temps de parcours dépendant du trajet effectué, ces phénomènes expliquent pourquoi elles n'arrivent pas toutes en même temps au même endroit. Il existe deux types d'ondes — les ondes de surface et les ondes de volume —, les premières étant générées par l'arrivée des ondes de volume à la surface de la terre (FIGURE 3.7).

Les ondes de volume

Comme le laisse entendre leur dénomination, elles se propagent dans la masse de la terre depuis la source sismique et peuvent être soumises aux phénomènes de réflexion ou réfraction lors de leur passage dans les différentes couches de sol. Elles ont une période de l'ordre de la seconde. Ces ondes sont peu destructrices. Elles sont par ailleurs très intéressantes pour les sismologues pour localiser le foyer et étudier la structure interne de la terre. On



(a) (b)

FIGURE 3.7 – Ondes sismiques : types (a) et propagation (b)

distingue parmi ce type d'ondes deux sous-types décrits FIGURE 3.8 (a) :

- les ondes P (Primaires) : ce sont des ondes dites de compression qui se propagent en animant les sols traversés en compression/dilatation à la manière d'une onde sonore qui se propage dans l'air en comprimant et dilatant les tranches d'air qui se trouvent sur son passage. Ces ondes encore appelées ondes longitudinales, sont responsables du déplacement du sol parallèlement à la direction de propagation de l'onde. Ce sont les premières enregistrées par les appareils, d'où leur dénomination (P pour primaire). Leur vitesse varie selon la nature des roches et des sols qu'elles traversent, la vitesse de propagation des ondes sismiques étant proportionnelle à la densité du matériau dans lequel elles se propagent. La vitesse moyenne de ces ondes est de 6 km/s dans la croûte, avec un maximum de 14 km/s dans le manteau inférieur. Elles sont responsables du grondement sourd que l'on peut entendre au début d'un tremblement de terre.

- Les ondes S (Secondaires) appelées également ondes de cisaillement ou ondes transversales, progressent quant à elles en cisaillant le sol perpendiculairement à leur sens de propagation. Elles sont plus lentes que les ondes P, le rapport des deux vitesses avoisinant 1,7. A noter que ces ondes ne peuvent se propager dans un fluide : un fluide (tel que l'air ou l'eau) ne présente en effet aucune résistance au cisaillement. C'est en observant que ces ondes ne se propageaient pas dans le noyau externe, à 2900 km de profondeur, qu'on a pu déduire que celui-ci se comportait comme un fluide.

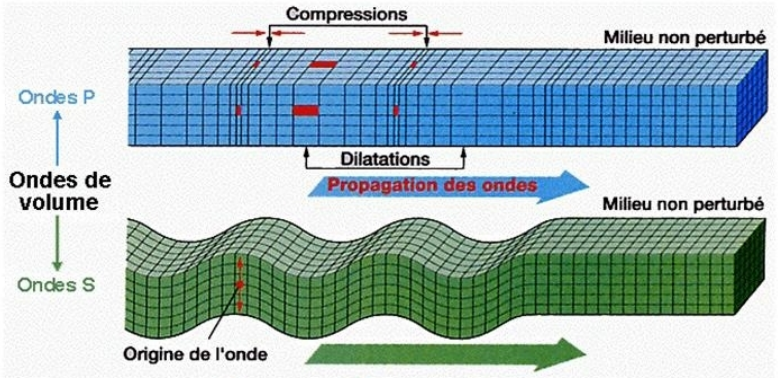
Les ondes de surface

Elles concernent les couches superficielles des sols et apparaissent à l'arrivée des ondes de volume à la surface. Leur effet est comparable aux rides formées à la surface d'un lac. Elles sont moins rapides que les ondes de volume — leur vitesse est de l'ordre de 1 à 2 km/s et leur période de l'ordre de 20 s — mais leur amplitude est généralement plus forte, ce qui les rend plus destructrices. Ce sont principalement ces ondes qui sont la cause de la destruction des bâtiments. On distingue deux principaux types d'ondes de surface FIGURE 3.8 (b) :

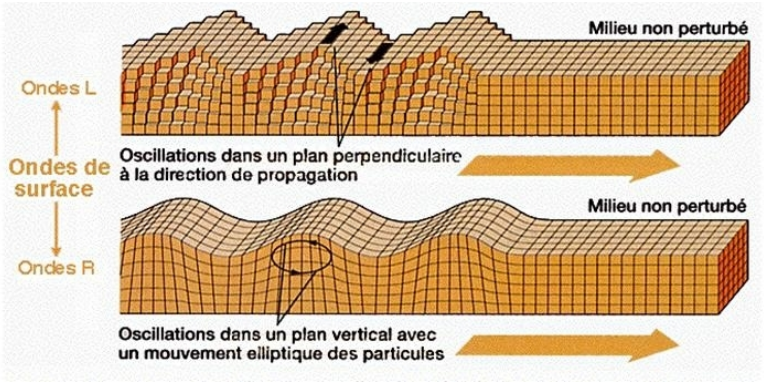
- Les ondes de Love ou ondes L, découvertes par l'anglais Augustus Edward Hough Love, sont des ondes de cisaillement, assez comparables à des ondes S, mais qui se propageraient en surface (pas de composante verticale). Elles transmettent au sol un

mouvement de vibration latéral : elles déplacent le sol d'un côté à l'autre dans un plan horizontal, perpendiculaire à leur direction de propagation. Elles sont la cause de nombreux dégâts sur les fondations des édifices non parasismiques.

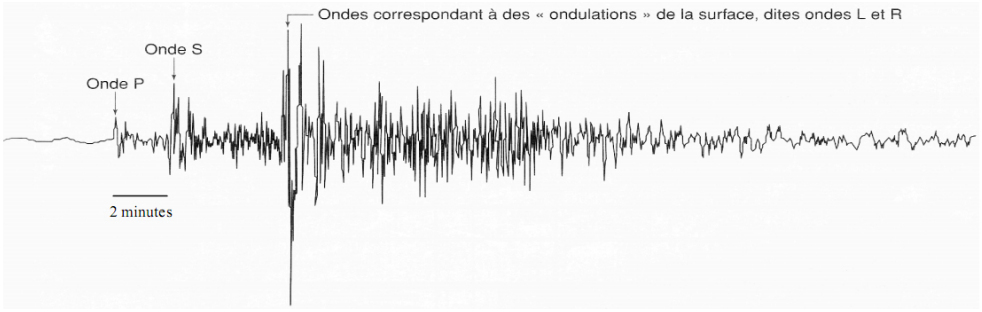
– Les ondes de Rayleigh ou ondes R, ont été découvertes par John William Strutt Rayleigh en 1885. Elles ont une propagation très complexe à la fois avec des mouvements verticaux et horizontaux. Leur déplacement se fait suivant l'allure de vagues, avec en plus des mouvements elliptiques internes. Traditionnellement, les déplacements induits par ce type d'onde est assimilable au déplacement d'une poussière portée par une vague. Les vibrations engendrées par ces ondes peuvent durer plusieurs minutes.



(a)



(b)



(c)

FIGURE 3.8 – Types d'ondes volumiques (a) et surfaciques (b) - Identification des différents types d'ondes sismiques sur un sismogramme (c)

Intensité et magnitude Si ces deux paramètres cherchent tous deux à décrire l'amplitude du phénomène autrement dit à traduire son importance, les approches suivies sont quant à elles très différentes.

L'intensité d'un séisme cherche à quantifier les effets de surface du séisme (vibration des fenêtres, nombre de personnes qui ressentent les secousses, ampleur des dégâts sur les constructions et sur l'environnement) et dépend donc du lieu d'observation de ces effets. L'intensité décroît généralement lorsque l'on s'éloigne de l'épicentre en raison de l'atténuation introduite par le milieu géologique traversé par les ondes sismiques. D'éventuels "effets de site" dépendant du contexte local (structure géologique, topographie) peuvent toutefois perturber cette loi moyenne de décroissance, et conduire à des amplifications locales du phénomène. Plusieurs échelles d'intensité existent. Parmi les plus connues figurent l'échelle de Mercalli (1902) et Mercalli modifiée (1931), l'échelle Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK) ou encore l'échelle macrosismique européenne (EMS98). Quelle que soit l'échelle utilisée, l'intensité est caractérisée par 12 niveaux. Ces niveaux d'intensité renvoient aux effets observés et à leur importance. Les séismes d'intensités II à VI sont des évènements ressentis par la population mais qui sont sans dommages sur les structures, les séismes d'intensités VI à X sont à l'origine de désordres sur les constructions et enfin les séismes d'intensités X à XII sont à l'origine de bouleversements environnementaux.

La magnitude, quant à elle, cherche à évaluer l'énergie libérée au foyer du séisme. Cette donnée, qui est intrinsèque au séisme, est de ce fait beaucoup plus objective. Elle dépend d'un certain nombre de paramètres tels que le type d'ondes sismiques dans le signal et tient compte de paramètres comme la distance épicentrale, la profondeur focale ou encore la fréquence du signal. Il existe différentes méthodes pour évaluer la magnitude d'un séisme. Le choix de la méthode est fonction généralement du type de séisme (séismes proches, profonds), et s'appuie sur l'amplitude et la durée du signal :

- la magnitude ML dite locale utilisée pour caractériser les séismes proches : elle utilise l'amplitude maximale des ondes P (il s'agit de l'échelle définie par Richter en 1935) ;
- la magnitude MS est calculée à partir de l'amplitude des ondes S de surface et est utilisée pour caractériser les séismes dont la profondeur est inférieure à 80km ;
- la magnitude Mb de volume sert à caractériser les séismes profonds, et est calculée à partir des ondes P ;
- la magnitude MD de durée est utilisée pour les séismes faibles et proches ;
- la magnitude Mw de moment, est utilisée pour les séismes de magnitude élevée (> 7.5), les autres méthodes étant moins fiables pour ces niveaux de magnitude.

De nombreux travaux ont été entrepris pour corréler intensité et magnitude, qu'il s'agisse de mettre en regard distinctement les différentes échelles de magnitude entre elles (FIGURE 3.9) et de la même façon les différentes échelles d'intensité entre elles, ou bien qu'il s'agisse plus largement d'établir une corrélation entre magnitude et intensité.

Caractéristiques du signal Bien d'autres paramètres permettent de qualifier un séisme. Ces paramètres sont scalaires ou spectraux et sont liés à l'étude du signal à proprement parler. Ces paramètres peuvent être liés à :

- la notion de niveau : le *pga*, le *pgv* et le *pgd* (respectivement *peak ground acceleration velocity* et *displacement*) qui mesurent respectivement les pics d'amplitude en accélération, vitesse et déplacement du signal ; la pseudo accélération ou vitesse (PSA et PSV) qui relie une accélération ou une vitesse pour une fréquence donnée lorsque l'on est dans approche spectrale (spectre de réponse) ;

MCS	EMS-98	MMI 56	EMS-98	MSK	EMS-98
I	I	I	I	I	I
II	II	II	II	II	II
III	III	III	III	III	III
IV	IV	IV	IV	IV	IV
V	V	V	V	V	V
VI	VI	VI	VI	VI	VI
VII	VII	VII	VII	VII	VII
VIII	VIII	VIII	VIII	VIII	VIII
IX	IX	IX	IX	IX	IX
X	X	X	X	X	X
XI	XI	XI	_[a]	XI	XI
XII	_[a]	XII	_[a]	XII	_[a]

FIGURE 3.9 – Critères non-prédictifs pour conversion en EMS-98 des trois principales échelles macrosismiques de Mercalli utilisées pour les corrélations entre intensité et indicateur de mouvement du sol (d'après Musson et *al.* [64] – « _a » indique les intensités qui ne représentent pas directement la puissance des mouvements du sol (ex. rupture en surface) ou qui atteignent un niveau de saturation de l'échelle.

- la notion de durée : durée de la phase forte, durée totale du séisme ;
- ou aux deux notions (durée et niveau) : l'intensité d'Arias I_A ; le CAV (*Cumulate Absolute Velocity*).

3.1.3 Définition du risque sismique

Un risque est la conséquence souvent néfaste d'un événement donné ou aléa qui survient avec une certaine probabilité d'occurrence sur des enjeux. L'aléa peut être d'origine naturelle (inondation, avalanche, *etc.*) ou humaine (incident industriel). Nous nous intéresserons ici uniquement à l'aléa sismique.

Aléa, enjeux et vulnérabilité Le risque sismique est basé sur la convolution de trois concepts : l'aléa sismique, la présence d'enjeux et la vulnérabilité de ces enjeux (FIGURE 3.10). En d'autres termes, la notion de risque sismique synthétise les aspects liés à la probabilité d'occurrence d'un évènement sismique, et à sa gravité dans le cas où il surviendrait c'est-à-dire à une estimation de ses effets sur les enjeux (dégâts matériels, pertes économiques ou encore pertes de vies humaines). La notion de risque est bien évidemment indissociable de celle d'enjeux : s'il ne peut y avoir de risque sans enjeux, à l'inverse, l'existence d'enjeux ne présuppose pas toujours celle du risque. Cette distinction transparaît à travers la notion de vulnérabilité des enjeux.

Plus précisément, l'aléa sismique indique la probabilité d'occurrence d'une action sismique due à la contribution de possibles séismes (de magnitude ou intensité différentes)

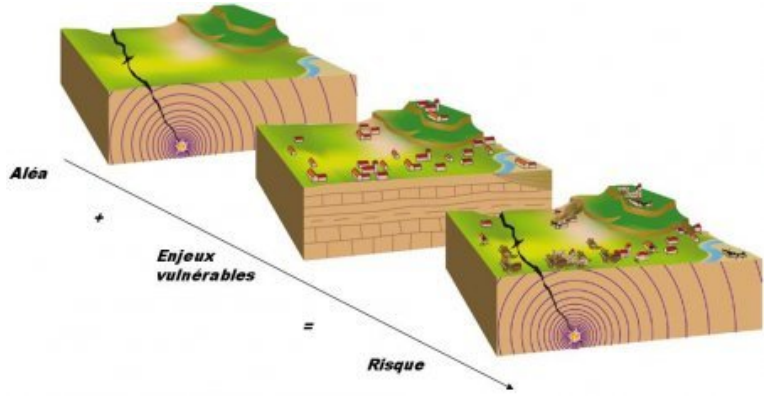


FIGURE 3.10 – Risque sismique : l'expression de la réponses des enjeux aux agressions sismiques

au cours d'une période de temps donnée. Cette donnée est essentielle pour l'estimation du risque sismique pour une région ([65], [61], [59]). Concernant les enjeux, ils regroupent l'ensemble des personnes et des biens susceptibles d'être exposés à un risque sismique, et renvoient de ce fait à la fois au nombre de victimes, aux impacts sociaux, psychologiques et politiques que produirait une possible catastrophe sismique, ainsi qu'aux enjeux économiques, locaux et nationaux, directs ou indirects d'une telle crise. Quant à la vulnérabilité des enjeux exposés aux séismes, il s'agit d'une estimation des conséquences prévisibles du phénomène sur ces enjeux (dommages directs ou indirects). Dans le cas des constructions, la vulnérabilité aux séismes représente l'importance des dommages attendus lors d'un séisme pour une intensité donnée.

L'importance des dommages subis dépend très fortement de la vulnérabilité des enjeux à cet aléa ; en atteste l'écart entre le nombre de victimes recensées lors des séismes de Bam (Iran, 2003) et de Kobé (Japon, 1995) pour lesquels on a dénombré respectivement 30000 et 6300 pertes alors que ces séismes étaint de magnitude quasiment similaire (respectivement 6,6 et 6,9) voire légèrement supérieur pour le séisme le moins meurtrier, et se sont produits tous deux dans un contexte urbain dense. La différence significative du nombre de victimes entre les deux séismes s'explique par la différence de vulnérabilité des constructions de ces deux villes.

Sachant qu'on ne peut modifier ni l'ampleur ni l'occurrence des séismes, les seules actions qui peuvent être menées pour diminuer le risque sismique concernent les enjeux exposés : l'idée sous-jacente est d'essayer de prémunir ces enjeux de tout risque en réduisant leur vulnérabilité. C'est l'objectif des règles de construction parasismique (EUROCODES ([66], [67], [68]), PS92 ([69], SIA2008 (en Suisse), *etc.*) qui visent à améliorer la résistance des réseaux et des infrastructures à l'agression sismique, et plus largement aux Plans de Prévention des Risques (Naturels (PPRN) ou Technologiques (PPRT)) qui cherchent à organiser l'aménagement du territoire en fonction de la présence de ces risques.

Cas de la France En France métropolitaine, les séismes sont faibles à modérés. Quatre régions sont principalement concernées par le risque sismique : les Pyrénées, les Alpes de Haute Provence, l'Alsace-Lorraine, et la région sud armoricaine. L'activité sismique recensée (FIGURE 3.11) résulte de la collision entre les plaques tectoniques eurasiennes et africaines. Les Antilles situées à l'aplomb d'une zone de subduction au niveau des plaques nord américaine et caraïbéenne, sont exposées à un risque sismique beaucoup plus important. Il s'agit des territoires français qui connaissent les plus forts séismes. Un séisme de

magnitude 7.4 s'est produit en novembre 2007. Par chance, il n'a occasionné que peu de dégâts du fait de la localisation de son hypocentre (à 150 km au large et en profondeur).

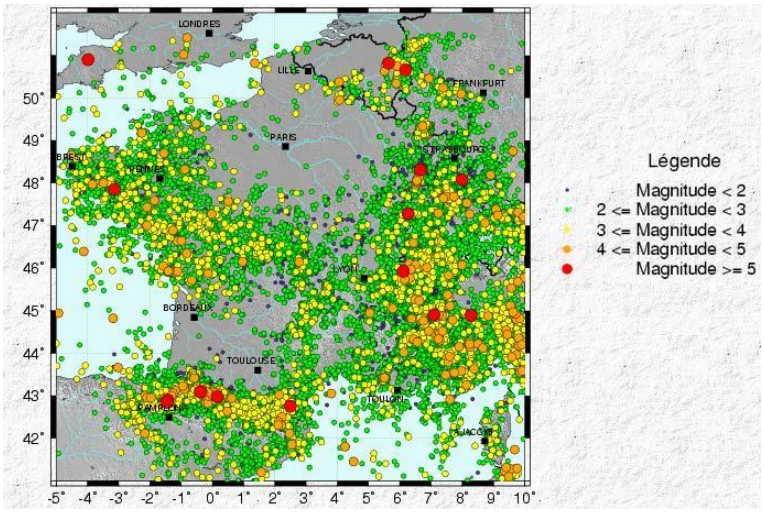


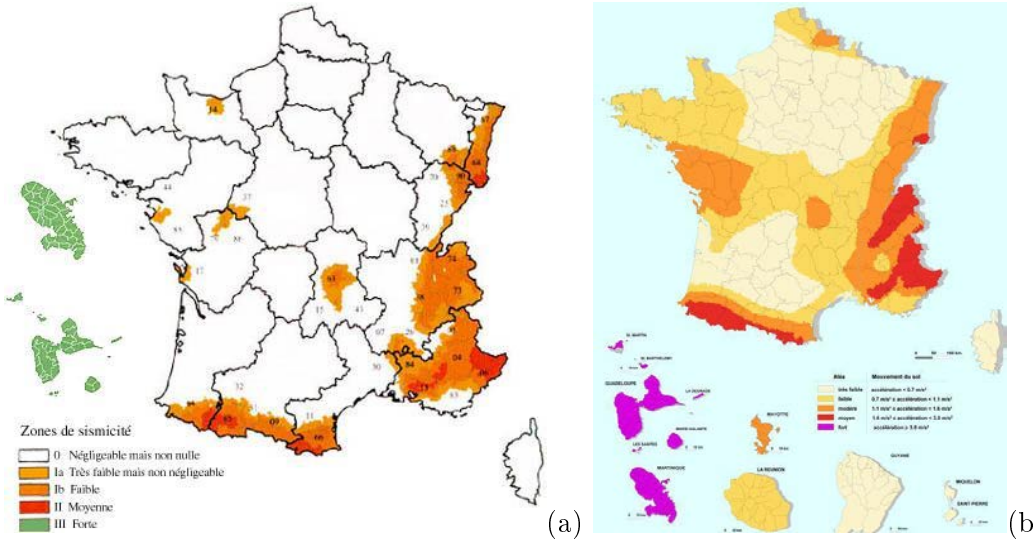
FIGURE 3.11 – Carte de sismicité localisant les épicentres de l'ensemble des séismes recensés en France entre 1980 et 2009 [70]

La France dispose d'un zonage sismique qui définit un niveau d'aléa réglementaire à prendre en compte pour la construction de tout type de bâtiment ou installation. Le zonage actuellement en vigueur est celui des PS 92. Il est défini sur une échelle de 5 zones de sismicité croissante établissant ainsi une hiérarchie entre les diverses zones géographiques et quantifiant le niveau sismique à prendre en compte dans chacune de ces zones : la zone 0 correspond aux zones où la «sismicité est négligeable mais non nulle» mais où il n'y a pas de prescription parasismique particulière (aucune secousse d'intensité supérieure à VIII n'y a été observée historiquement) ; les zones Ia (sismicité faible), Ib (sismicité modérée), II (sismicité moyenne) et III (sismicité forte) correspondent quant à elles à des régions où l'application de règles de construction parasismique est obligatoire. Ce zonage, entré en application en France en 1991, est fondé essentiellement sur une approche pseudo statistique : il se base sur des travaux de 1984 utilisant la localisation de la sismicité historique et instrumentale. L'évolution des connaissances scientifiques et de la réglementation parasismique à l'échelle européenne (Eurocode 8) a nécessité une réévaluation du zonage (FIGURE 3.12) avec cette fois une approche plus complète, dite probabiliste : cette approche intégre des données géologiques en définissant notamment des zones sismotectoniques, et prend également en compte des aspects sismologiques tels que la fréquence des séismes par degré de magnitude. Le nouveau zonage (non applicable actuellement) a également pour objectif de faciliter l'application des nouvelles normes de construction parasismique EC8 (Eurocode 8).

3.2 Maçonneries et Vulnérabilité Sismique

3.2.1 Généralités

Si les constructions neuves sont censées respecter les réglementations sismiques mises en place à partir des années 60 et ainsi être prémunies contre les agressions sismiques, qu'en est-il du parc bâti existant ? La majorité du parc bâti français n'a pas été construit suivant les règles parasismiques, ce qui ne veut pas pour autant dire que ces constructions



(a) (b)

FIGURE 3.12 – Le zonage PS92 de l'aléa sismique en vigueur depuis 1991 [61] (a) et nouvelle carte d'aléa sismique non applicable actuellement EC8 [65] (b)

ne sont pas en mesure de résister aux séismes. L'analyse de leur vulnérabilité doit permettre d'estimer *in fine* leur niveau de résistance aux séismes en évaluant les dégâts que ces bâtiments pourraient subir. Plus généralement, il s'agit d'estimer l'ensemble des dégâts qui pourraient être occasionnés tant au niveau économique qu'humain par une crise sismique. Les études de vulnérabilité se trouvent *de facto* au cœur d'enjeux socio-économiques forts. De ces études dépendent en effet le plus souvent la mise en œuvre de politiques de réhabilitation/confortement visant à atteindre des niveaux de sécurité supérieurs pour une meilleure prise en compte du risque sismique.

Ce paragraphe cherche à rappeler succinctement les concepts qui entourent ce type d'étude, en se focalisant bien évidemment sur le bâti maçonné sur lequel se concentrent ces travaux. Il est également question de faire le point sur le cadre normatif censé réglementer la construction en milieu sismique et de revenir sur l'une des notions clés rencontrée dès que l'on s'intéresse au comportement sismique des ouvrages : l'endommagement des structures. Nous essaierons de replacer les endommagements observés lors des missions post-sismiques aux phénomènes mécaniques sous-jacents qui se manifestent au cours des crises sismiques.

3.2.2 Vulnérabilité des structures maçonnées

La vulnérabilité des structures peut avoir plusieurs origines. Elle peut découler de la conception même des ouvrages ou de leur réalisation, être induite par l'utilisation des bâtiments ou des équipements qu'ils contiennent ; ou encore provenir de l'interaction de la structure avec son environnement immédiat qui possède sa propre vulnérabilité aux séismes. Diverses méthodologies ont vu le jour pour établir des diagnostics de vulnérabilité. Les principes de ces méthodes sont brièvement rappelés ci-après. Le cas des structures en maçonnerie est principalement abordé. Les rappels ci-après sont tirés du cahier technique AFPS n°25 [71].

Retour sur les approches existantes traitant de la vulnérabilité sismique des structures : échelle et niveau d'analyse

Il semble tout d'abord essentiel de garder à l'esprit que le choix de la méthodologie dépend avant toute chose de l'ampleur du parc à considérer dans l'étude et par conséquent n'est pas sans effets sur les niveaux d'analyses atteints par chacune des méthodologies. Il ne fait aucun doute que l'évaluation la plus pertinente de la vulnérabilité d'un bâtiment donné conduirait à caractériser ce bâtiment le plus fidèlement possible, en s'attachant à recenser scrupuleusement les dispositifs structurels en présence, les matériaux utilisés, à prendre en compte leur niveau d'usure et de fatigue et finalement à chercher à reproduire le plus fidèlement les effets d'agressions sismiques sur la structure. Il est évident que ce genre d'entreprise ne semble possible que dans le cadre d'études spécifiques, et semble inadapté pour des études à grande échelle, sur des parcs comptant plusieurs centaines d'ouvrages. Le choix d'une méthodologie par rapport à une autre doit être fait en prenant en compte à la fois les moyens à disposition pour l'étude, l'échelle d'analyse, ou encore le niveau d'information recherché par l'étude (TABLE 3.1).

	augmentation des moyens mis en oeuvre →				
Échelle d'analyse	Plusieurs centaines de bâtiments		Quelques bâtiments		Bâtiments individuels
Méthodes	Vulnérabilité EMS98	Indice de Vulnérabilité	Avis d'experts	Calculs analytiques simples	Analyse numérique – modélisation –
Applicabilité	Ville – Commune – Quartier – Parcs immobiliers – Bâtiments Stratégiques				
Moyens humains	Sans formations - Etudiants - Techniciens - Ingénieurs - Ingénieurs confirmés				

TABLE 3.1 – Les différentes échelles d'analyse et leur applicabilité [71]

Echelles d'analyse La majorité des études de vulnérabilité qui sont faites sont des études à grande échelle, pour lesquelles plusieurs centaines de bâtiments sont généralement à considérer. On distingue ceci dit parmi ces méthodes plusieurs échelles d'investigation :

- des analyses très globales, qui se basent directement sur les répartitions statistiques de dommages des échelles d'intensité (Mercalli, Mercalli modifée, MSK, *etc.*) en fonction de typologies de structures,
- des analyses globales, qui elles, sont fondées sur des approches statistiques. Appelées également analyses de niveau 1, les bâtiments ne sont pas analysés individuellement : le parc est classé en typologies prédéfinies pour lesquelles une estimation de la vulnérabilité est à disposition,
- des analyses précises ou analyses de niveau 2, qui sont basées sur une analyse individuelle de chaque bâtiment, ces analyses consistant uniquement en des diagnostics visuels des structures le plus souvent mais pouvant faire appel quelquefois à des calculs simplifiés de structure.

Approches d'analyse Plusieurs approches permettent d'évaluer les niveaux de dommages sur les parcs en cas de séisme. On distingue principalement deux types : le recours aux matrices de probabilité de dommage (ou DPM *Damage Probabilistic Matrix*) et l'utilisation de courbes de vulnérabilité.

La première approche est une approche probabiliste comme peut le laisser entendre l'utilisation des matrices de probabilité dans l'estimation des niveaux de dommages. Cette méthodologie se base sur le retour d'expérience : les DPM sont issues des observations post-sismiques faites après plusieurs séismes. A chaque typologie correspond une DPM qui relie l'agression sismique — au travers de son intensité le plus souvent (EMS98, MSK) — à des dommages éventuels sur la structure : la DPM exprime la probabilité pour qu'une structure atteingne un taux de dommages si un séisme d'un certain niveau se produit (TABLE 3.2). A noter que c'est l'une des plus anciennes méthodes développées pour donner une estimation de niveaux de dommages sur un parc.

		Niveau de dommage							
MSK	effectif*	1	2	3	4	5	6	7	8
6	1870	81.55	12.03	4.33	1.07	0.7	0.32	0	0
7	1170	63.33	22.05	7.01	3.33	2.39	1.2	0.34	0.34
8	243	31.78	19.83	9.62	9.04	11.66	7.87	2.04	8.16

TABLE 3.2 – Exemple de matrice de probabilité de dommages pour une typologie donnée avec pour niveau de dommages : 1-aucun, 2-insignifiant, 3-léger, 4-considérable, 5-sérieux, 6-très sérieux, 7-destruction partielle et 8-destruction totale (*nombre de structures recensées)

L'utilisation de courbes de vulnérabilité intervient à travers deux approches différentes — l'une statistique, l'autre déterministe — et renvoie en réalité à l'usage de deux familles de courbes de vulnérabilité assez différentes. Les premières cherchent à quantifier la probabilité que le niveau de dommage soit supérieur à une valeur pour une agression sismique donnée caractérisée par son intensité, son *pga*, *etc.* Elles sont très semblables de ce fait aux DPM présentées ci-avant tout en ayant l'avantage d'être continues et surtout d'avoir des expressions analytiques. L'utilisation de ces courbes concerne les approches statistiques. Les secondes, utilisées avec les approches déterministes, donnent simplement un niveau de dommage moyen en fonction du niveau de la sollicitation sismique. A partir de ce niveau moyen, il est possible de revenir au pourcentage de bâtiments dans un niveau de dommage donné. Un exemple de courbes de vulnérabilité est donné FIGURE 3.13 pour différentes typologies de maçonneries, la notion de typologie étant définie dans le paragraphe suivant.

De nouvelles approches tendent à apparaître dans la définition de la vulnérabilité du bâti. Ces méthodes dites "mécaniques" par opposition aux méthodes empiriques présentées ci-avant cherchent, au travers de calculs simplifiés ou complexes, à effectuer des analyses de vulnérabilité pour des bâtiments donnés voire à déterminer des courbes de vulnérabilité susceptibles d'être utilisées par la suite dans des analyses à grande échelle. L'intérêt de ces démarches réside dans le fait qu'elles cherchent à rétablir un certain équilibre entre les aspects qualitatifs et quantitatifs des études de vulnérabilité. Elles sont amenées à jouer un rôle complémentaire dans les études de vulnérabilité.

Structures maçonnées et diagnostics de vulnérabilité

Typologie L'étude de la vulnérabilité vise le bâti existant. Ce bâti regroupe un grand nombre de bâtiments construits à des époques différentes et selon des modes constructifs

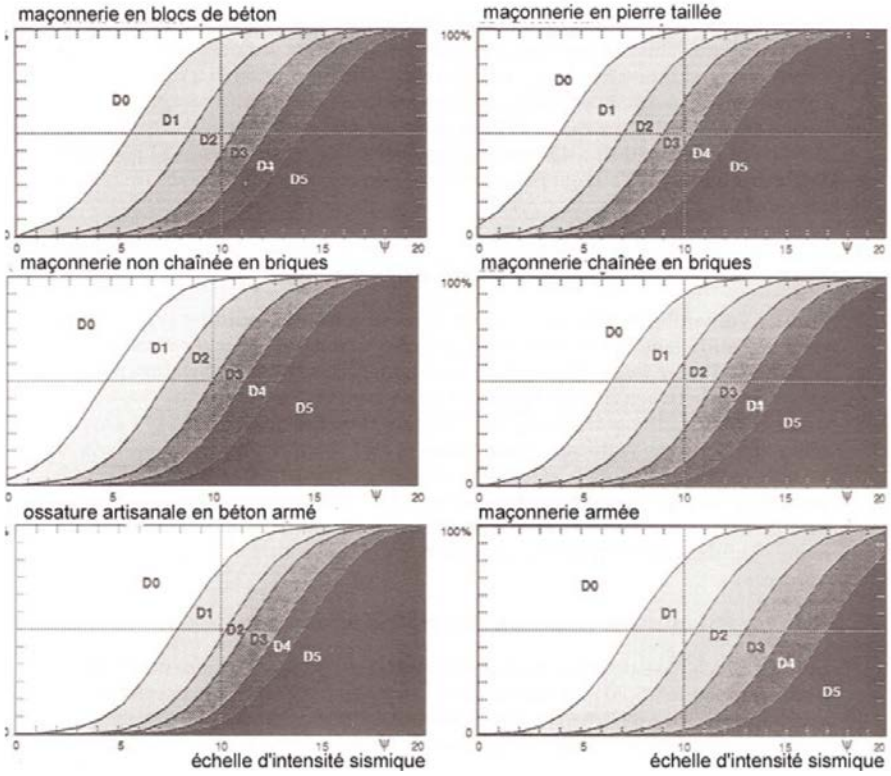


Figure 3.13 – Fonctions de vulnérabilité pour divers types de constructions (d'après Coburn [72]) : dommages nuls (D0), dommages faibles (D1), dommages modérés (D2), dommages importants (D3), effondrement partiel (D4), effondrement total (D5)

variés. Une attention toute particulière doit être apportée à la prise en compte de cette diversité du bâti, la résistance intrinsèque des structures et plus généralement leur comportement dicté par la nature des bâtiments. En effet, le comportement sismique d'un bâtiment dépend notablement des techniques et des matériaux employés pour sa construction. La vulnérabilité des bâtiments est donc directement liée à ces aspects. Ainsi on conçoit naturellement qu'un bâtiment en maçonnerie est plus vulnérable qu'une structure en béton armé, qu'un portique en béton armé est plus vulnérable qu'une structure présentant des voiles porteurs en BA, *etc.*. L'évaluation de la vulnérabilité du bâti repose donc sur l'identification de typologies de construction basées sur des types constructifs spécifiques ; ces typologies ayant des comportements similaires face aux séismes. Ces typologies distinguent notamment les constructions en béton armé, des constructions à structure métallique ou encore les structures maçonnées.

L'identification des typologies et leur caractérisation peut aller beaucoup plus loin que la simple distinction entre types de structures qui a pu être faite ici. Des sous types peuvent être considérés dans les études de vulnérabilité. Plus ces sous types ont des caractéristiques précises et plus la vulnérabilité de ces typologies peut être finement analysée. Comme nous avons pu le constater avec les éléments de bibliographie sur les maçonneries au début de ce chapitre, il existe une grande variabilité parmi les bâtiments en maçonneries, affectant bien évidemment directement le comportement de ces ouvrages. Pour ces raisons, le bâti maçonné est couramment classifié selon divers sous types rappelés ici :

– maçonnerie en terre crue,

- maçonnerie ancienne en pierre,
- maçonnerie non ancienne en pierre,
- maçonnerie en béton ou blocs de béton non chaînée,
- maçonnerie en briques ou blocs de béton chaînée (maçonnerie armée),
- ossature en béton armé coulé en place avec remplissage en maçonnerie.

Facteurs de vulnérabilité des structures maçonnées Si la vulnérabilité des structures est directement liée aux différentes typologies, divers facteurs contribuent à la vulnérabilité des ouvrages. Ces facteurs de vulnérabilité sont tant d'ordres structuraux qu'architecturaux. Ils tiennent compte des dispositions constructives apparentes, de l'état de conservation des bâtiments, ou encore de l'interaction avec l'environnement construit ([73], [74], [75]) et sont rappelés FIGURE 3.14.

- irrégularité en plan et en élévation (a) : La présence de saillies ou de retrait d'étages risque d'affecter la raideur en plan avec l'apparition de concentration de contraintes dans les angles due aux oscillations différentielles, mais également de provoquer une augmentation de l'excentrement du centre des masses du bâtiment. La répartition des masses au niveau des étages doit être contrôlée : la masse de chaque niveau doit demeurer constante ou se réduire progressivement sans changement brutal de la base vers le sommet.
- élancement de la structure (b) : Un élancement très important du bâtiment peut être à l'origine de son effondrement du fait d'une concentration des sollicitations à la base des porteurs verticaux, ou encore engendrer la chute d'éléments non structuraux due à de trop grandes déformations.
- contreventements (c) : Une mauvaise localisation voire une absence des murs de contreventements assurant la stabilité horizontale menace à la stabilité de la structure. Ils doivent être présents dans les deux directions pour assurer la stabilité, et leur positionnement symétrique doit permettre de limiter la torsion d'ensemble en évitant les noyaux rigides excentrés (cage d'escalier par exemple). A noter que le changement brutal de section des éléments qui participent au contreventement, peut provoquer une rupture par concentration d'effort dans la partie la moins rigide.
- niveau souple (d) : Les niveaux souples sont préjudiciables au comportement dynamique des structures. La grande différence de rigidité entre le niveau transparent et les autres niveaux fragilise la structure et plus particulièrement ces niveaux qui ont tendance à s'éffondrer. Ces configurations sont relativement courantes et correspondent aux immeubles comportant des parkings ou des commerces en rez-de-chaussée et aux constructions sur versants.
- l'effet poteaux courts (e) : Ce phénomène peut apparaître lorsqu'il y a des poteaux de faible hauteur ou des poteaux bridés par d'autres éléments (remplissages partiels) dans une structure. Ces éléments sont amenés à rompre. On identifie en général deux origines à la rupture de ces éléments : une reprise de charges plus importante (proportionnelle à la rigidité des éléments latéraux), et une faible déformabilité des poteaux entraînant un comportement fragile qui va provoquer leur rupture par cisaillement. Ces contraintes ne sont généralement pas prises en compte dans le dimensionnement des poteaux.
- les joints (f) : Ils sont censés assurer un comportement indépendant des deux bâtiments accolés lors d'un séisme. Dans le cas de joints absents ou de dimensions trop faibles, les bâtiments sont amenés à s'entrechoquer, phénomène qui s'accompagne le plus souvent de dommages sévères. Ces dommages peuvent être encore accentués par

des décalages de planchers entre bâtiments accolés.

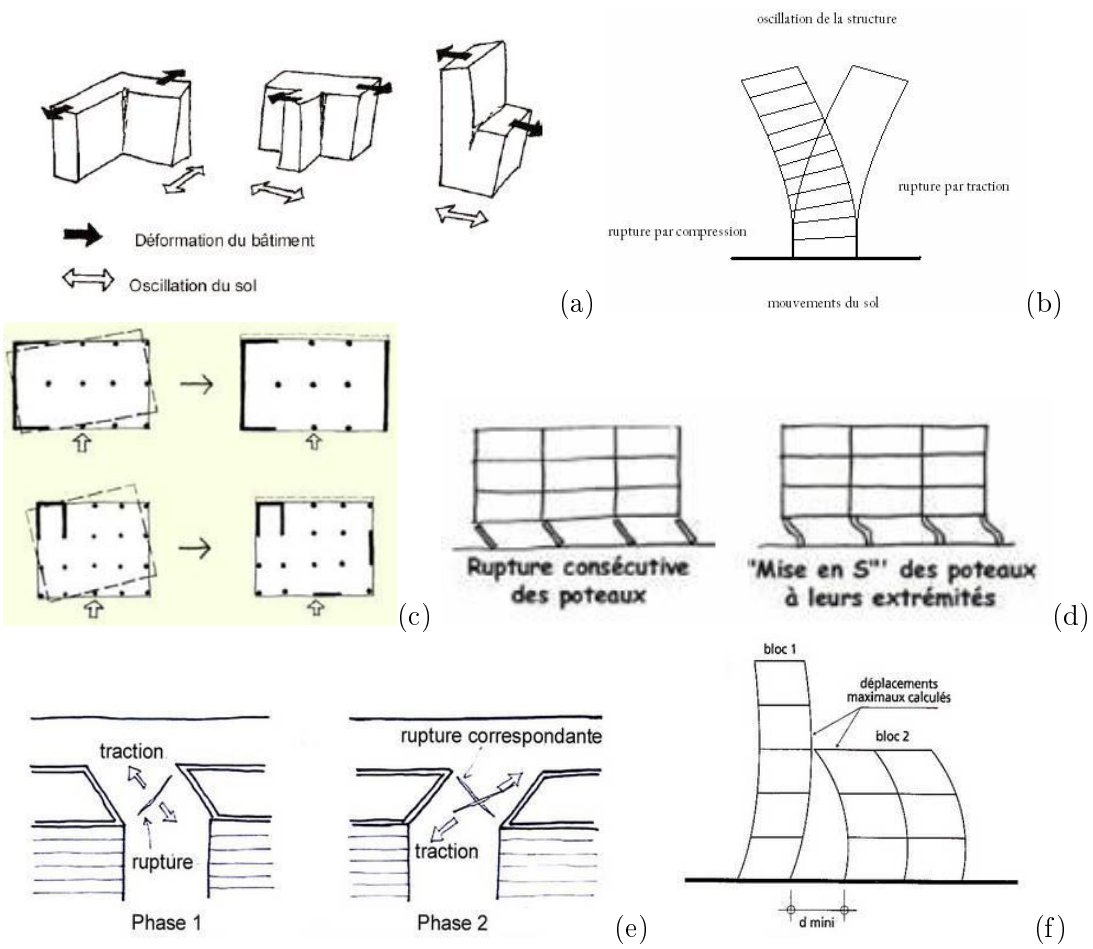


Figure 3.14 – Principaux facteurs de vulnérabilité des structures : irrégularités (a), élancement des structures (b), manque ou mauvaise disposition des éléments de contreventement (c), présence de niveaux souples (d), effets poteaux courts (détail) (e) et dysfonctionnement des joints de fractionnement (f)

Méthodes usuelles Plusieurs méthodes de diagnostics de la vulnérabilité sismique du bâti ont vu le jour dans les pays à forte sismicité. Ces méthodes cherchent à évaluer le potentiel destructeur de futurs séismes sur le bâti existant et se basent essentiellement sur le retour d'expérience qui a permis, pour les différentes typologies, d'identifier tout un ensemble de critères structuraux à partir desquels peut découler une estimation de vulnérabilité ; les facteurs de vulnérabilité cités ci-avant et transverses à l'ensemble des typologies en faisant partie bien évidemment.

Nous nous proposons ici de rappeler en substance quelques unes de ces méthodes, chacune d'elle étant conçue pour être appliquée à une échelle de diagnostic donnée. Nous verrons notamment que ces méthodes sont amenées à définir leur cadre propre à travers, en l'occurrence, la définition de typologies leur étant propres et également *via* la définition de niveaux de dommages sur les structures liés ou non à ces choix de typologies.

Échelle EMS98 [76] : approche de niveau 0 Comme toutes les échelles en intensité, l'échelle EMS98 (ou échelle Macro Sismique Européenne) se base sur une estimation des effets du séisme sur les biens et sur les personnes pour évaluer le niveau d'intensité d'un séisme donné en un endroit donné. Comme nous avons pu le voir, ces effets relèvent aussi bien de la simple perception des secousses sismiques, que de la constatation de dégâts (plus ou moins sévères) sur les structures. La mise en regard de l'observation des dommages et de l'intensité du phénomène sismique relève directement de l'étude de la vulnérabilité. Les enjeux définis auparavant et qui concernent notamment la prise en compte d'échelles de dommages propres aux différentes typologies est essentielle pour caractériser les séismes en intensité de façon cohérente. A noter qu'employée avant un séisme lors d'une analyse de vulnérabilité, l'échelle EMS98 permet de décrire les dommages qui seraient observés en cas d'occurrence d'un séisme suivant son intensité. Ce type de méthode pour évaluer la vulnérabilité correspond à une échelle d'analyse très globale et s'apparente à des méthodes de niveau 0.

L'échelle EMS98 distingue différentes typologies de structures (maçonneries, structures en BA, en acier ou en bois) et différents sous-types liés à une caractérisation plus fine de ces structures (nature des maçonneries, présence ou absence de chaînages, conception parasismique, *etc.*) auxquels sont associées une classe de vulnérabilité la plus probable et une estimation de l'incertitude sur cette classe. Ces classes de vulnérabilité établissent 5 niveaux de vulnérabilité, indicés de A à F, A étant la plus forte à F la plus faible. Les différentes typologies et sous-types sont présentés Table 3.3. Un groupe de travail AFPS (Association Française du génie ParaSismique) a donné une relecture précise de ces typologies [71] : des fiches détaillées pour les différents types sont présentées en Annexe C.

Une échelle de dommage de 5 niveaux est définie pour les différents types de structures (maçonnerie, BA, acier, bois) allant de l'observation de dégâts non structuraux (dégâts négligeables) à des dommages sévères sur les structures (effondrement partiel ou total). Les niveaux de dommages établis pour les bâtiments en maçonnerie sont basés sur des considérations de fissuration et d'effondrement des porteurs en maçonnerie et sur l'étendue des dégâts non structuraux. Ils sont rappelés Table 3.4.

L'estimation de ces dommages au travers de leur description et leur quantification permet de donner une évaluation de l'intensité de la sollicitation. A l'inverse, pour une intensité donnée, il est possible de déduire les types de dommages attendus, et la proportion des bâtiments affectés. La caractérisation des dommages — donnée Table 3.5 pour les maçonneries — est assez subjective et se fait au travers d'une terminologie spécifique à travers les notions de «quelque», «nombreux» et «la plupart», qui servent à quantifier l'étendue des dégâts comme des intervalles de pourcentage de bâtiments touchés (Figure 3.15), «quelques» renvoyant par exemple à l'intervalle s'étendant de 0 à environ 20%, «nombreux» de 20% à 60% et «la plupart» pour un pourcentage supérieur à 60%.

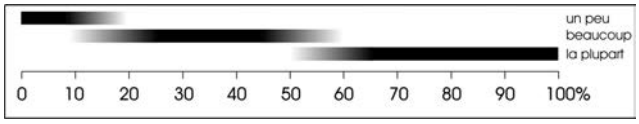


Figure 3.15 – Aspects quantitatifs liés à l'utilisation de la terminologie EMS98 dans la description des dommages (d'après [76])

Cette première approche est très globale et ne prend pas forcément en compte toutes les spécificités des bâtiments observés. La vulnérabilité est uniquement reliée à une typologie sans qu'il n'y ait réellement prise en compte des dispositifs constructifs propres aux

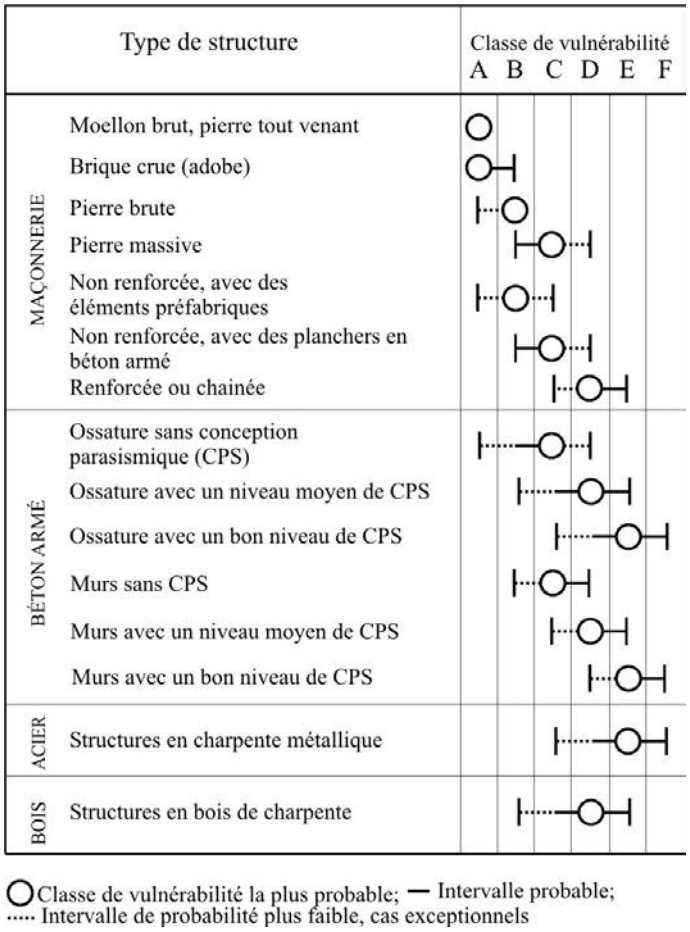


Table 3.3 – Définition des typologies EMS98 et des classes de vulnérabilité associées (d'après [76])

différentes structures et qui pourraient diminuer ou au contraire augmenter la vulnérabilité des ouvrages. Par ailleurs, cette méthode ne permet pas l'analyse de tous les types de bâti : certaines structures du paysage bâti français notamment ne correspondent pas réellement à des typologies identifiées par l'EMS98.

Si la méthode européenne ne permet pas de prendre en compte certaines spécificités structurelles au sein d'une typologie donnée, d'autres approches cherchent à affiner les diagnostics en s'attardant sur des critères de vulnérabilité renseignés lors de l'analyse visuelle des structures. Ces approches sont donc beaucoup moins globales et nécessitent l'analyse des bâtiments du parc d'étude un à un. On citera ici les méthodes américaines (FEMA/ATC) ou italiennes (GNDT) pour lesquelles quelques éclairages sont donnés ci-après.

FEMA/ATC La FEMA (*Federal Emergency Management Agency*), agence fédérale américaine, propose, à la manière de la méthode EMS98, d'analyser la vulnérabilité d'un bâtiment en le confondant avec une typologie ([77], [78]). Les typologies américaines sont détaillées dans le Table 3.6. Elles ont été reprises des premiers travaux publiés par l'ATC (*Applied Technology Council*) [79], [80], [81].

En plus de ces considérations liées à la typologie des ouvrages qui donnent une note

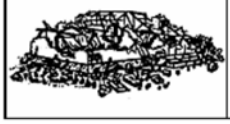
CLASSIFICATION DES DEGATS AUX BATIMENTS EN MAÇONNERIE	
	Degré 1: Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux) Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rares cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments.
	Degré 2: Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés) Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grands morceaux de plâtre. Effondrement partiel des cheminées.
	Degré 3: Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants) Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles des toits se détachent. Fractures des cheminées à la jonction avec le toit; défaillance d'éléments non structuraux séparés (doisons, murs pignons).
	Degré 4: Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants) Défaillance sérieuse des murs; défaillance structurale partielle des toits et des planchers.
	**Degré 5: Destruction (dégâts structuraux très importants)** Effondrement total ou presque total.

TABLE 3.4 – Définition des typologies EMS98 et des classes de vulnérabilité associées (d'après [76])

de vulnérabilité de base à la structure, sont pris en compte des facteurs de vulnérabilité propres au bâtiment considéré, permettant ainsi d'affiner le diagnostic de vulnérabilité. Ces facteurs servent à caractériser plus finement les bâtiments et sont renseignés lors de la visite des bâtiments (fiche de diagnostic).Parmi ces critères figurent notamment des facteurs techniques dont bon nombre ont été identifiés ci-avant — nombre d'étages, régularité en plan ou en élévation, présence de poteaux courts ou d'éléments lourds — ou encore de facteurs liés à des aspects plus généraux liés aux conditions d'entretien du bâtiment, à l'année de construction, *etc.* Le résultat de ce processus amène à une note globale de vulnérabilité ; élevée si la vulnérabilité du bâtiment est faible — il est "bien" noté — ou *a contrario* d'autant plus faible que le bâtiment est vulnérable. L'indice de vulnérabilité ainsi obtenu est directement traduit en termes de probabilité de dépassement de dommage. L'utilisation d'un indice fait de cette approche une approche indicielle. Nous n'irons pas plus loin dans la description de l'évaluation de la vulnérabilité avec cette approche. Les approches américaines ne se cantonnent pas à ces analyses. La méthodologie a été étendue pour notamment aller jusqu'à l'établissement de courbes d'endommagement grâce à des méthodes de calculs non-linéaires.

Au travers de la présentation de cette méthode, le but recherché était de montrer que les typologies étaient très fortement liées à leur localisation et notamment à des archétypes architecturaux propres à chaque pays. Ceci pose donc le problème de l'utilisation de méthodes existantes à des parcs bâtis spécifiques ; la transposition directe de méthodolo-

Degrés d'intensité	Descriptions
Intensité V: Fort	Dégâts de degré 1 de quelques bâtiments de classes de vulnérabilité A et B
Intensité VI: Dégâts légers	Dégâts de degré 1 de nombreux bâtiments de classes de vulnérabilité A et B Dégâts de degré 2 de quelques bâtiments de classes de vulnérabilité A et B Dégâts de degré 1 de quelques bâtiments de classes de vulnérabilité C
Intensité VII: Dégâts	De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité A subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 2 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 1
Intensité VIII: Dégâts importants	De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité A subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 2
Intensité IX: Destructions	De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité A subissent des dégâts de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité E subissent des dégâts de degré 2
Intensité X: Destructions importantes	La plupart des bâtiments de la classe de vulnérabilité A subit des dégâts de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité B subissent des dégâts de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité E subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3 Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité F subissent des dégâts de degré 2
Intensité XI: Catastrophe	La plupart des bâtiments de la classe de vulnérabilité A et B subit des dégâts de degré 5 La plupart des bâtiments de la classe de vulnérabilité C subit des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dégâts de degré 4, quelques uns de degré 5 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité E subissent des dégâts de degré 3, quelques uns de degré 4 De nombreux bâtiments de la classe de vulnérabilité F subissent des dégâts de degré 2, quelques uns de degré 3

TABLE 3.5 – Définition de la caractérisation des dommages en fonction des intensités (d'après [76])

gies adoptées dans un pays à un autre devant se faire avec une extrême précaution si cela est possible, ou étant à proscrire dans le cas où les différences technologiques définissant l'acte de construire seraient trop importantes. Par ailleurs, cette méthodologie présente une approche moins globale, prenant en compte les spécificités des structures via des analyses individuelles des bâtiments. Pour autant, l'analyse du dommage qui en découle est basée sur une approche probabiliste ; aucune description des niveaux d'endommagement des structures n'étant utilisée. Ces aspects, qui seront essentiels dans notre approche, sont considérés dans des approches déterministes comme la méthode italienne du *GNDT* dont les approches de quantification des désordres sont présentées ci-après.

Risk-UE La méthodologie proposée par le projet européen Risk-UE [82] fait figure de travail de synthèse des différentes méthodologies existantes pour le cas du bâti européen.

Typologie	Description
W	*Wood frame* : bâtiments en bois
S1	*Steel MRF (Moment Resisting Frame)* : portiques en charpente métalique
S2	*Braced Steel Frame* : charpentes métalliques contreventées
S3	*Light Metal* : structures métalliques légères
S4	*Steel Frame w/ concrete SW (Shear Walls)* : portiques métalliques avec murs en béton armé
C1	*RC-MRF (Reinforced Concrete)* : portiques en béton armé
C2	*RCSW no MRF (Reinforced Concrete)* : murs porteurs en béton armé
C3/S5	portiques avec remplissages en maçonnerie non armée
PC1 TU	*Precast Concrete Tilt Up* : bâtiments à murs porteurs préfabriqués
PC2 MF	*PC Moment Frame* : portiques en béton préfabriqués
RM	*Reinforced Masonry* : maçonnerie armée
URM	*Unreinforced Masonry* : maçonnerie non armée

Table 3.6 – Principales typologies américaines (*FEMA-ATC*)

Cette approche comporte deux niveaux d'analyse. Le premier niveau utilise une méthode macroscopique basée sur la définition d'un indice de vulnérabilité des structures, des courbes de vulnérabilité et de fragilité. Le second niveau consiste à analyser la capacité des structures à dissiper de l'énergie en utilisant des modélisations dynamiques (approche mécanique).

Le niveau 1 de la méthode est très proche de la méthode italienne du GNDT basée sur l'observation des dommages de grands séismes italiens. Ce premier niveau d'analyse consiste en la définition, pour des typologies de bâtiments données, d'un indice de vulnérabilité probable IV compris entre 0 et 1 (l'indice 1 renvoyant au niveau de vulnérabilité le plus important). Ces typologies sont nées d'une harmonisation des différentes typologies européennes, de sorte que le niveau de détail proposé par ces typologies soit plus important que celui offert par les typologies de l'échelle EMS98 (Table 3.7). Pour chaque typologie est également proposé un intervalle plausible dans lequel l'indice de vulnérabilité peut se situer : cet intervalle est défini par les valeurs de IV+ et IV- et des valeurs maximales et minimales pour l'indice de vulnérabilité.

3.3 De l'Observation des Pathologies des Maçonneries en Milieu Sismique à l'Identification des Mécanismes à l'Origine de la Ruine des Maçonneries

3.3.1 Fissuration et endommagement

Toutes les structures sont fissurées mais à des degrés différents. C'est dans l'évaluation de ces niveaux de fissuration que l'on peut considérer une structure comme étant ou non endommagée, ou présentant un risque de dommage. Les fissures sont le signe classique et fréquent d'un défaut dans la structure. La gravité de la fissure dépend du type de désordre qui en est à son origine, les fissures les plus graves étant dues à des instabilités de la structure (désordres et déformations dans les éléments porteurs de la structure (murs, poutres et planchers)) ou à des instabilités de terrain. Les fissures peuvent être classées en types qui renvoient à des pathologies bien différentes de la construction. Les fissures qui affectent

Typologie RISK-UE			Valeurs représentatives de IV				
			IV^{min}	IV^{-}	IV	IV^{+}	IV^{max}
Maçonnerie	**M1**	**Murs porteurs en maçonnerie de pierres**					
	M1.1	Moellons	0.620	0.810	0.873	0.980	1.020
	M1.2	Pierres appareillées	0.460	0.650	0.740	0.830	1.020
	M1.3	Pierre de taille	0.300	0.490	0.616	0.793	0.860
	M2	**Adobe**	0.620	0.687	0.840	0.980	1.020
	M3	**Murs porteurs en maçonnerie non armée**					
	M3.1	Plancher bois	0.460	0.650	0.740	0.830	1.020
	M3.2	Voûtes en maçonnerie	0.460	0.650	0.776	0.953	1.020
	M3.3	Planchers avec poutrelles métalliques et maçonnerie	0.460	0.527	0.704	0.830	1.020
	M3.4	Plancher béton armé	0.300	0.490	0.616	0.793	0.860
	M4	**Murs porteurs en maçonnerie armée ou confinée**	0.140	0.330	0.451	0.633	0.700
	M5	**Construction s en maçonnerie renforcées dans leur ensemble**	0.300	0.490	0.694	0.953	1.020
Béton armé	**RC1**	**Système poteaux/poutres**	-0.020	0.047	0.442	0.800	1.020
	RC2	**Murs de refend en béton**	-0.020	0.047	0.386	0.670	0.860
	RC3	**Système poteaux/poutres avec mur de remplissage en maçonnerie non armée**					
	RC3.1	Structures régulières avec remplissage	-0.020	0.007	0.402	0.760	0.980
	RC3.2	Structures irrégulières (système porteur ou remplissages irréguliers ou niveau souple)	0.060	0.127	0.522	0.880	1.020
	RC4	**Structure mixte en béton armé (portiques et murs en béton)**	-0.020	0.047	0.386	0.670	0.860
	RC5	**Murs en béton préfabriqué**	0.140	0.207	0.384	0.510	0.700
	RC6	**Structure en béton préfabriqué ave murs de refend en béton**	0.300	0.367	0.544	0.670	0.860
Acier	**S1**	**Système poteaux/poutres en acier**	-0.020	0.047	0.363	0.640	0.860
	S2	**Structure en acier contreventée**	-0.020	0.047	0.287	0.480	0.700
	S3	**Système poteaux/poutres en acier avec mur de remplissage en maçonnerie non armée**	0.140	0.330	0.484	0.640	0.860
	S4	**Système poteaux/poutres en acier avec mur de refend en béton coulés en place**	-0.020	0.047	0.224	0.350	0.540
	S5	**Système de composants acier et béton armé**	-0.020	0.257	0.402	0.720	1.020
Bois	**W**	**Structure en bois**	0.140	0.207	0.447	0.640	0.860

TABLE 3.7 – Typologies définies dans le cadre du projet Risk-UE et valeurs représentatives de l'indice de vulnérabilité

principalement les structures maçonnées sont rappelées TABLE 3.8.

Type	Localisation	Origine
fissures horizontales	droit des planchers	rotation du plancher sur le chaînage périphérique
microfissures	joints de maçonnerie	utilisation de blocs non stabilisés (montage défectueux de la maçonnerie (joints trop larges ou mal dosés) ou épaisseur insuffisante de l'enduit)
fissures obliques	angles des ouvertures	dilatation des appuis de baies ou résistance plus faible de la maçonnerie aux angles d'ouverture
fissures verticales	angles de la construction	défauts de chaînage vertical
fissures en escalier	trumeaux	larges déplacements de la maçonneries dus à des efforts de cisaillement

TABLE 3.8 – Principales typologies de fissures et origines pathologiques

GNDT La méthode de diagnostic du GNDT *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Ter-*

remoti [83] cherche à quantifier entre autres les désordres dus à la sollicitation sismique. Le GNDT a identifié certains dégâts caractéristiques et a cherché à définir des niveaux de dommages en fonction de la présence et de la taille de fissures de types donnés dans la structure, et localisées dans des zones spécifiques de la maçonnerie, à savoir les dispositifs structuraux élémentaires constituants les maçonneries et pour la plupart abordés dans le deuxième chapitre de cette introduction générale (murs porteurs en maçonnerie, arcs et voûtes, diaphragmes horizontaux et escaliers). Les types de fissures sur lesquels se basent la méthode pour l'évaluation du niveau de dommage des murs porteurs en maçonnerie sont rappelés FIGURE 3.16 ainsi que les aspects quantitatifs liant la présence de ces types dans la structure à un niveau donné de dommage des porteurs (TABLE 12.1).

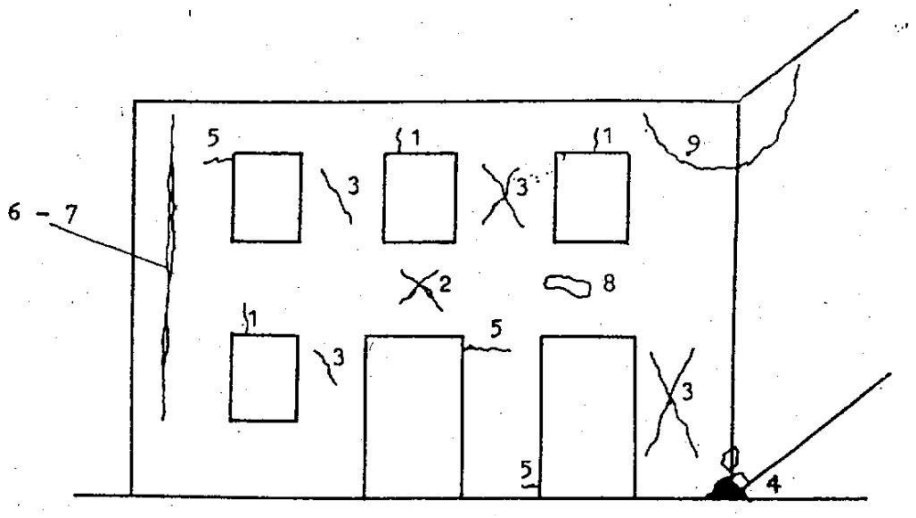


FIGURE 3.16 – Définition des types de fissures pour les murs porteurs en maçonnerie : 1- fissuration verticale des linteaux, 2- fissuration diagonale des linteaux, 3- fissuration diagonale des trumeaux, 4- écrasement localisé de la maçonnerie, 5- fissuration horizontale en tête et/ou pieds de trumeau, 6-7- fissuration verticale au niveau de la jonction de 2 murs, 8- chute de matériau provenant des appuis des poutres de plancher, 9- fissuration importante, détachement ou expulsion de matériau à la jonction de 2 murs extérieurs

Lorsqu'un tremblement de terre se produit, trois actions différentes et combinées (FIGURE 3.17) agissent sur les bâtiments et sont responsables de la fissuration observée après séisme :

- L'oscillation verticale peut provoquer des chutes de corniches, des fissures au niveau des balcons et des encorbellements et au niveau des planchers sur lesquels se trouvent des poids importants isolés, ou encore provoquer une poussée horizontale sur les diaphragmes horizontaux.
- L'oscillation horizontale peut provoquer des déplacements relatifs des étages à l'origine de l'éclatement des baies, des ruptures de cloisons ou des chutes de plafonds. Le cisaillement peut entraîner des glissements de la structure par rapport aux fondations (surtout pour les structures en bois), des fissures obliques dans les murs en

Classe de dommage	Etat de la fissuration
B (dommage léger)	Ouverture des fissures $\leq 1mm$
C (dommage moyen)	Ouverture des fissures de type 1, 5 et 6 $\leq 4mm$ Ouverture des fissures de type 2, 3 et 7 $\leq 2mm$
D (dommage important)	Ouverture des fissures de type 1, 5 et 6 $\leq 10mm$ Ouverture des fissures de type 2, 3 et 7 $\leq 5mm$ Présence de dommages de types 4, 8 et 9
E (effondrement partiel)	—
F (effondrement total)	—

Table 3.9 – Définition des niveaux de dommage pour les murs porteurs en maçonnerie

maçonnerie ou en béton, des ruptures d'éléments porteurs (par traction d'un côté et compression de l'autre).

- L'action de rotation ou de torsion provoque des fissures verticales au niveau de la jonction des murs entre eux. L'irrégularité des bâtiments amplifie ces effets tout comme une mauvaise répartition du poids de la structure et des rigidités.

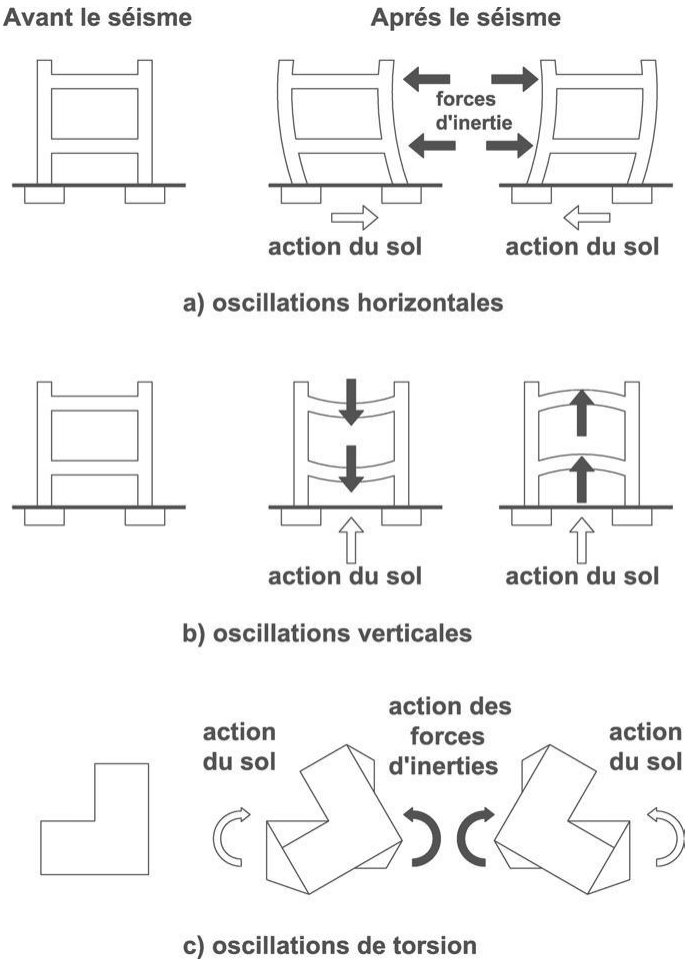


Figure 3.17 – Principales actions des séismes sur les structures (d'après [84])

Le comportement sismique des maçonneries est caractérisé par des déformations dans le domaine linéaire qui sont suivies par une phase non linéaire marquée par la progression de fissures dans la structure allant jusqu'à la séparation des unités et éventuellement à la rupture de la maçonnerie. En théorie, la rupture d'une maçonnerie peut survenir dans le plan ou hors du plan en faisant intervenir cinq mécanismes différents :

1- la séparation des joints,
2- le glissement des unités le long des joints de mortier,
3- la fissuration des unités par traction directe,
4- la fissuration diagonale des unités sous l'effet d'efforts tranchants et de compression importants,
5- le fendage des unités de brique.

Lors d'un séisme, les trois premiers modes sont les plus susceptibles de se produire en plus de la fissuration diagonale des unités sous l'effet d'efforts tranchants importants.

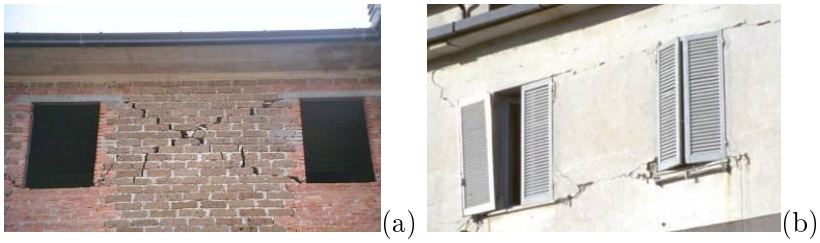
3.3.2 Comportement en plan

Les structures soumises aux séismes subissent des actions latérales, qui, lorsqu'elles sont dirigées parallèlement aux murs porteurs, génèrent d'importants efforts de cisaillement. L'observation des dommages liés à ce type de sollicitation lors des missions post-sismiques a permis d'identifier deux mécanismes de rupture à l'origine de faciès caractéristiques sur les structures (FIGURE 3.18) :

– rupture en cisaillement : ce mode de rupture a déjà été décrit dans le premier paragraphe de ce chapitre. Il est facilement identifiable, notamment grâce aux motifs caractéristiques des faciès de rupture en croix, — en escalier — dont il est à l'origine. Ces ruptures interviennent généralement dans les panneaux de maçonneries assurant la descente de charge (trumeaux).
– rupture en flexion-compression : ce type de rupture est responsable de la fissuration horizontale des joints et est causée le plus souvent par des efforts de traction dus à la flexion des murs

Ces dommages mettent en évidence des défauts caractéristiques dans la conception des structures. Les ruptures en cisaillement sont ainsi symptomatiques d'un dimensionnement insuffisant des trumeaux ou *a contrario* un surdimensionnement des ouvertures qui empêche la reprise des efforts de cisaillement. Ces pathologies sont également le signe de l'absence ou de l'insuffisance de renforcements (absence de chaînage et d'encadrement des ouvertures).

A noter que les sollicitations en plan peuvent également être à l'origine de la désolidarisation des parements de la maçonnerie ; ce type de ruine traduisant un manque de liens — présence de boutisses dans la maçonnerie — censés assurer la cohésion du mur de maçonnerie.



(a) (b)

FIGURE 3.18 – Sollicitation en plan [85] : rupture en cisaillement (a) — rupture en flexion (b)

3.3.3 Comportement hors plan

Les actions latérales en présence lors des séismes peuvent également solliciter les porteurs perpendiculairement à leur plan. Ces sollicitations entraînent des fissurations plus ou moins complètes des angles entre les murs de façade (perpendiculaires à la sollicitation) et les murs de refend (dans le plan de sollicitation), les fissures étant plus importantes en tête des constructions. En fonction de la qualité de la liaison entre les murs de contreventement et les murs contreventés, la ruine peut intervenir par simple renversement des murs (faible liaisonnement) ou par rupture des murs de contreventement dans leur plan conduisant par suite au renversement du mur contreventé (FIGURE 3.19).

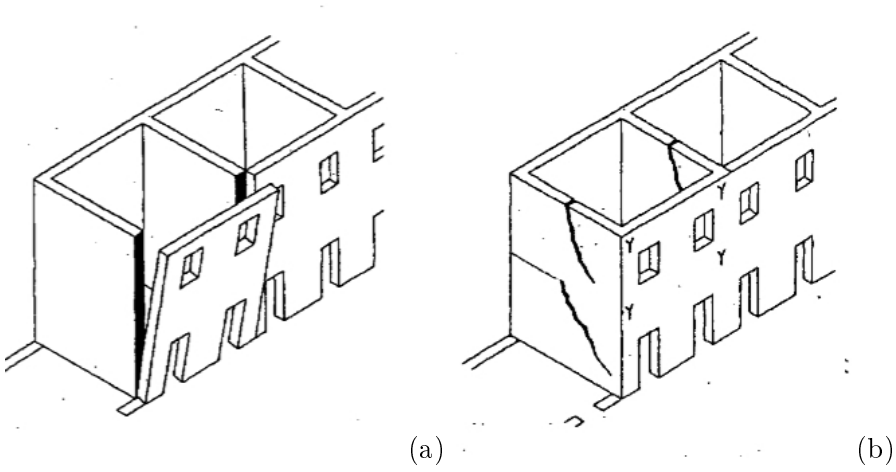


FIGURE 3.19 – Sollicitation hors plan d'après Giuffré [51] : renversement des murs (a) — rupture des murs de contreventement dans leur plan (b)

Ces dommages sont dus principalement à la flexion hors plan des murs et sont symptomatiques de l'absence de diaphragmes horizontaux et du manque de murs de contreventement, ou encore d'une mauvaise liaison entre les murs et ces éléments. Ce type de ruine peut intervenir également lorsque les portées des murs sont trop importantes entre les éléments transversaux, qu'il s'agisse des éléments horizontaux (diaphragmes) ou des éléments verticaux (murs de refend).

Les comportements hors plan des structures ont été largement étudiés par D'Ayala et Speranza [86]. Ces travaux ont permis d'identifier différents mécanismes de ruptures des ouvrages en maçonneries rappelés FIGURE 3.20.

3.3.4 Effondrements des toitures, interactions avec la bâti mitoyen

Les deux modes de rupture présentés ci-avant correspondent à des modes de rupture de la maçonnerie à proprement parler. Les effondrements de toiture peuvent également conduire à des dommages important sur les structures. Ces effondrements peuvent être dus à différentes raisons, et peuvent s'expliquer notamment du fait des forces d'inertie engendrées dans la toiture lors du séisme ou encore du fait des déformations importantes des murs hors plan. Ce type de dommage est généralement observé lorsque les toitures sont trop lourdes (forte inertie de la toiture), insuffisamment contreventées ou encore mal ancrées à la maçonnerie. La ruine des ouvrages maçonnés fait le plus souvent intervenir l'ensemble de ces modes de rupture qui peuvent même apparaître simultanément entraînant l'effondrement complet de la structure.

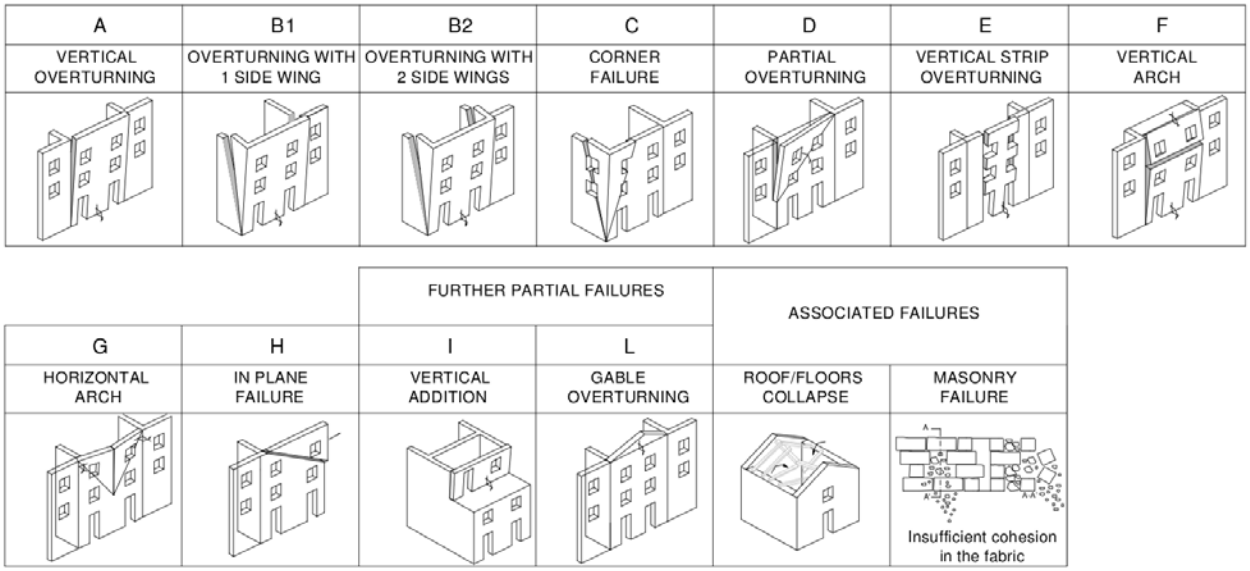


FIGURE 3.20 – Description des mécanismes de ruptures intervenant lors de sollicitations hors plan (d'après D'Ayala et Speranza [86])

Enfin, la présence d'autres bâtiments dans le voisinage immédiat d'une structure peut également être une source de dommages. Les dommages apparaissent dans ces conditions lorsque les réponses sismiques des différents bâtiments ne peuvent s'accommoder les unes les autres, et que les déplacements des différents bâtiments induits par le séisme deviennent incompatibles. Les joints de fractionnement sont censés prémunir les bâtiments contre ces phénomènes en isolant les réponses des constructions les unes des autres. Des bâtiments juxtaposés peuvent être amenés à s'entrechoquer lors du mouvement sismique en raison d'un dysfonctionnement de ces joints (largeur insuffisante du joint, joint rempli ne pouvant plus jouer son rôle de fractionnement mais transmettant les efforts d'une structure à l'autre, *etc*). Plus généralement, l'ensemble des caractéristiques des bâtiments qui influent sur le comportement d'ensemble des structures et notamment leur période propre peuvent être à l'origine de ces entrechoquements : la dimension des structures, la nature des diaphragmes horizontaux et leur niveau, ou encore la nature des matériaux et de la conception des bâtiments qui ont une influence immédiate sur les comportements structurels des bâtiments doivent être pris en compte dans les analyses de vulnérabilité dès lors que les bâtiments font partie d'un centre urbain présentant des mitoyennetés.

3.3.5 Comportement mécanique des structures en milieu sismique : Bilan

Les effets d'un séisme sur une structure maçonnée sont complexes. Ces sollicitations extrêmes sont à l'origine de mécanismes très différents localisés de part et d'autre de la structure. L'ensemble des éléments de la structure — murs, planchers, toitures — qui sont soumis au séisme, assurent ensemble la résistance à la charge sismique. La réponse d'ensemble de la structure est bien évidemment liée au degré de connexion de ces éléments entre eux mais également à la nature des diaphragmes horizontaux. Si les divers éléments de la structure sont suffisamment solidaires et que planchers et toiture jouent convenablement leur rôle de diaphragmes horizontaux, les efforts dus à la sollicitation sismique sur la structure sont transmis de proche en proche des diaphragmes, aux porteurs verticaux

sous-jacents en répartissant la charge sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure jusqu'à être transmis aux fondations.

La tenue des ouvrages maçonnés à l'agression sismique dépend fortement du degré de connexion entre les porteurs verticaux mais aussi avec les diaphragmes horizontaux. Ces liaisons permettent d'éviter les mécanismes de ruine conduisant à des effondrements partiels de la structure par basculements de murs, ou effondrements de toitures, et permettent de transmettre les forces d'inertie des diaphragmes horizontaux vers les éléments de contreventement. La nature des diaphragmes horizontaux est essentielle à la bonne transmission des efforts sismiques à l'ensemble de la structure. Ils doivent être suffisamment rigides et résistants. Enfin pour ce qui est des contreventements verticaux, les éléments de refend doivent être suffisamment présents dans les deux directions pour reprendre les efforts latéraux dus au séisme et transmis par les diaphragmes horizontaux pour être transmis aux fondations.

A noter que nous avons considéré pour l'essentiel les charges horizontales induites par la sollicitation sismique. Une attention particulière doit être portée à la composante verticale de la sollicitation. Les structures sous séisme sont soumises à des accélérations positives de la pesanteur, ce qui renvoie à un mode de fonctionnement très atypique des structures qui le plus souvent sont considérées sous poids propre. Ce mode de fonctionnement conduit par exemple à des dispositifs spécifiques du ferraillage des poutres en béton armé en zone sismique, pour que les armatures puissent reprendre la flexion dans les phases d'accélération verticale positive.

3.4 Conclusion

Ce paragraphe cherche réellement à poser les bases sur lesquelles s'est construit ce travail de thèse. Il resitue les maçonneries, définies au début de ce chapitre d'introduction générale, dans le contexte sismique. Les rappels de sismologie entrepris au début de ce paragraphe permettent d'appréhender la thématique du risque sismique et par suite celle de la vulnérabilité sismique qui nous intéresse plus particulièrement ; nos travaux cherchant à traiter de la vulnérabilité du bâti maçonné grâce à des approches numériques.

Les diverses méthodologies utilisées pour traiter de la vulnérabilité et présentées brièvement dans ce manuscrit sont basées sur des approches empiriques, et ont été construites sur le retour d'expérience post-sismique ; le niveau d'analyse atteint dépendant énormément du choix de la méthode qui lui même repose sur l'étendue des parcs à étudier, les moyens à disposition, *etc.* Les méthodes présentées s'appuient toutes sur la définition de typologies censées regrouper des bâtiments aux comportements sismiques similaires ; ces typologies permettant d'établir un premier niveau de vulnérabilité pour les structures. Apparaît ensuite dans des études plus détaillées la notion de facteur de vulnérabilité qui traduit la présence de dispositifs constructifs, techniques ou liés à la conception des bâtiments, et propres à chaque structure. Des analyses visuelles permettent de prendre en compte ces spécificités intrinsèques des structures et ainsi d'affiner les diagnostics de vulnérabilité. A noter que les spécificités typologiques de certaines régions de sismicité modérée à faible et n'ayant pas subi de séismes majeurs, peuvent difficilement être prises en compte par ces méthodologies.

Enfin, la vulnérabilité sismique cherchant à relier l'agression sismique (par exemple au travers de son intensité, ou bien de considérations accélérométriques) aux dommages éventuels sur les structures, nous avons cherché à identifier les signes pathologiques des agressions sismiques sur les structures et à les rattacher aux comportements mécaniques en jeu lors d'évènements sismiques. La compréhension du fonctionnement des structures et de leur endommagement est essentielle pour aborder les aspects de modélisation des

maçonneries, qui occupent une grande partie de la suite de ce travail à travers le choix d'une approche numérique de la vulnérabilité sismique du bâti maçonné.

Le paragraphe suivant se propose de rappeler les enjeux des approches numériques de la vulnérabilité — tout juste mentionnés dans ce paragraphe —, et de revenir plus en détail sur la justification de la méthode des éléments discrets (DEM, *Discrete Element Method*) pour la modélisation des structures maçonnées, avant de donner des éclairages sur notre approche mécanique de la vulnérabilité du bâti maçonné.

Chapitre 4

Vers une Approche Numérique de la Vulnérabilite Sismique

Sommaire

4.1 Approches Mécano-Numériques Existantes 118
4.1.1 Aide à la définition de nouvelles courbes de vulnérabilité 118
4.1.2 Utilisation pour des analyses fines de la vulnérabilité de bâtiments spécifiques 119
4.1.3 Approches numériques et vulnérabilité : l'estimation de l'endommagement des structures au cœur du diagnostic de vulnérabilité 120
4.1.4 Conclusion 125
4.2 Aspects de Modélisation 125
4.2.1 Méthodes d'analyse et représentations de la sollicitation sismique dans le cadre normatif des EC8 125
4.2.2 Modélisation des maçonneries 134
4.3 Méthode *DEM* et Vulnérabilité Sismique 146
4.3.1 Choix de la plate-forme LMGC90 : utilisation de la méthode *DEM* comme alternative ou complément aux méthodes existantes . . . 146
4.3.2 Méthodologie et objectifs 147

Des approches mécaniques basées sur le calcul de structure pour l'estimation de la vulnérabilité ont vu le jour ces dernières années, et cherchent à compléter les approches empiriques utilisées à l'heure actuelle, voire à s'y substituer. Ces approches mécaniques font appel à des méthodologies différentes suivant les niveaux d'analyse visés. L'utilisation de ces méthodes intervient dans différents contextes (étude spécifique de la vulnérabilité de bâtiments spécifiques, définition de courbes de vulnérabilité pour des typologies spécifiques mal décrites par les approches empiriques, *etc.*).

L'objectif de ce nouveau paragraphe est de revenir sur les différentes utilisations de ces méthodes qui permettent de traiter de la vulnérabilité des structures. Il s'agit notamment de mettre en relief ici deux aspects qui sont au cœur de ces approches — à savoir la prise en compte du comportement mécanique des ouvrages et de la sollicitation sismique —, et qui sont régis par l'EC8.

Les approches mécaniques, nous allons le voir, peuvent faire appel aussi bien à des calculs simplifiés de structure ou au contraire à des calculs non linéaires. Dans le cadre de ce travail de thèse, nous traiterons bien évidemment le cas des approches des calculs

complexes, qui font appel à la modélisation numérique. Les principales approches de modélisation des maçonneries sont rappelées suivant leur niveau de prise en compte des détails de microstructure de la maçonnerie et des comportements de la structure à proprement parler.

Enfin, à la lumière de ces réflexions portant sur les approches mécano-numériques existantes de la vulnérabilité, mais également en prenant en compte plus largement les points abordés précédemment mettant en exergue la spécificité des maçonneries comme milieu et comme structure, ou encore la particularité du contexte sismique, nous tenterons de justifier l'approche de la vulnérabilité numérique des structures maçonnées choisie dans ce travail.

4.1 Des approches mécano-numériques en développement pour palier aux limites des approches empiriques

L'évaluation de la vulnérabilité sismique de structures existantes est basée le plus souvent sur des démarches empiriques et s'appuie sur les informations recueillies suite aux dommages causés par les séismes passés (matrice de probabilité de dommages, jugements experts, *etc.*) En l'absence de données suffisantes, le recours à des modèles analytiques permet de reproduire le comportement de bâtiments typiques, et donc de prédire l'endommagement des structures. Ce faisant, ces approches semblent proposer une alternative intéressante aux approches déterministes.

Comme mentionné dans la brève introduction de ce chapitre, deux cas d'utilisation des méthodes mécaniques peuvent principalement être mentionnés et dépendent avant tout de l'échelle à laquelle les études de vulnérabilité sont faites. La première consiste en des études spécifiques d'ouvrages, la seconde porte sur des parcs, l'enjeu de ces études allant d'un diagnostic poussé de la vulnérabilité d'un bâtiment à la définition de courbes de vulnérabilité spécifiques d'une typologie donnée.

La sophistication des méthodes de calcul peut également fortement varier. On peut notamment faire la distinction entre des approches simplifiées du comportement des structures et des approches beaucoup plus complexes. Le but ici n'est pas de revenir sur ces approches simplifiées qui ne permettent pas de prendre en compte les comportements complexes et fortement non linéaires des bâtiments, mais plutôt de mettre en évidence les différentes utilisations du calcul dans le traitement de la vulnérabilité, notamment en faisant référence aux travaux réalisés en Italie par G. Magenes, A. Penna ou M. Rota, en Suisse par P. Lestuzzi et A. Karbassi, ou encore en France par D. Seyedi (surfaces de vulnérabilité). A la lumière de ces exemples, les aspects méthodologiques reliant modélisation numérique et diagnostics de vulnérabilité sont explorés un peu plus en détail.

4.1.1 Aide à la définition de nouvelles courbes de vulnérabilité

Certaines typologies ne sont pas correctement représentées par les méthodes de diagnostic usuelles. Ceci vient essentiellement du fait que les approches empiriques sont basées sur le retour d'expérience. La prise en compte du phénomène sismique est intervenue à des époques différentes suivant les pays, amenant à de grandes disparités concernant l'expérience sismique locale des différents pays soumis à ce genre d'aléa. Des pays à forte sismicité comme l'Italie ou le Portugal se sont très tôt penchés sur les problématiques liées au contexte sismique dans lequel ils se trouvaient, et sont, de ce fait, les principaux pourvoyeurs de

données post-sismiques sur lesquelles sont basées les approches empiriques. Les approches qui en découlent contiennent donc inexorablement certains aspects liés au contexte local spécifique de ces pays, notamment en ce qui concerne les spécificités des constructions. Ceci est d'autant plus vrai que les structures maçonnées peuvent bien souvent être considérées comme l'expression d'un mode de construction local basé sur des techniques et l'utilisation de matériaux locaux.

L'évolution des méthodes de calculs et notamment les progrès faits en termes de modélisations numériques offrent la possibilité de définir des courbes de vulnérabilité qui tiennent compte des spécificités locales, que cela soit dans la nature des matériaux de construction utilisés ou dans les caractéristiques de conception des structures représentatives des typologies ciblées. Un bâtiment, de façon générale, peut être totalement défini dans cet espace paramétrique décrivant ces caractéristiques. Comme défini précédemment, une typologie regroupe, quant à elle, un ensemble de bâtiments ayant des comportements similaires aux séismes. Ces comportements incombant directement aux caractéristiques, la définition d'une typologie consiste à fixer des plages de variation à l'ensemble des paramètres de l'espace. Les représentants de la typologie sont alors obtenus par tirage aléatoire de ces paramètres. Le comportement mécanique de ces représentants sous sollicitation sismique est alors considéré, et fonction des réponses obtenues, la vulnérabilité de la typologie ainsi décrite peut être définie. La prise en compte de la sollicitation sismique est discutée ci-après ainsi que les aspects méthodologiques permettant de faire le lien entre les comportements mécaniques simulés, le choix de représentation de l'agression sismique et éventuellement l'estimation de l'endommagement des modèles à l'issue des simulations.

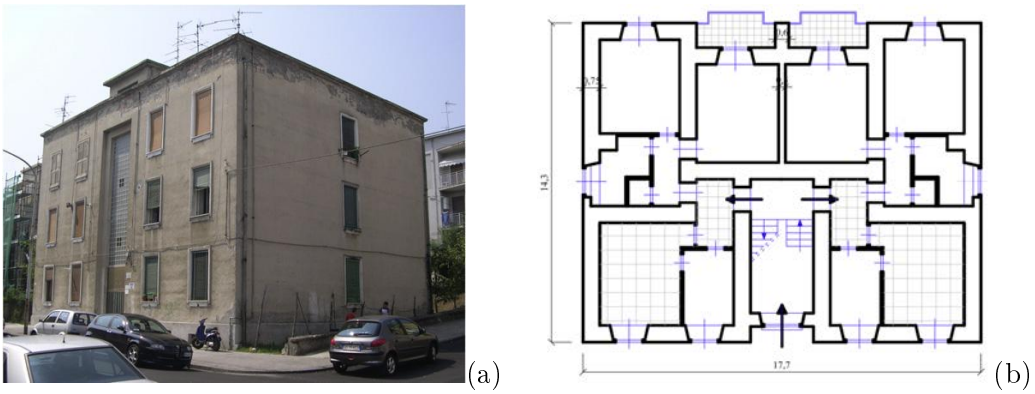
4.1.2 Utilisation pour des analyses fines de la vulnérabilité de bâtiments spécifiques

Certains bâtiments peuvent faire l'objet d'études poussées de vulnérabilité. C'est notamment le cas lorsque ces bâtiments «spécifiques» ont une valeur patrimoniale importante, sont stratégiques ou présentent des singularités de conception telles que les approches standards de vulnérabilité ne semblent pas en mesure de donner des diagnostics fiables.

Ces études poussées consistent à étudier comme précédemment le comportement mécanique de ces bâtiments sous chargement sismique et à en déduire la vulnérabilité. Ces structures sont décrites de façon beaucoup plus approfondie, leur description ne dépendant plus d'un espace paramétrique donné. Le niveau de description de la structure dépend alors du niveau d'analyse mécanique visé qui conditionne par lui même le choix d'une méthode de modélisation pour le calcul. A l'inverse, il peut être guidé uniquement par le choix d'une approche de calcul donnée dont découle un certain niveau d'analyse mécanique. En fonction du niveau de description, la modélisation est nourrie par les informations nécessaires immédiatement disponibles (plans, *etc.*) ou facilement collectables lors d'inspections visuelles de la structure, *etc.* A noter que ces informations restent toujours parcellaires, de nombreux paramètres à prendre en compte dans la modélisation étant le plus souvent mal connus. Le cas des paramètres décrivant les matériaux utilisés dans une structure maçonnée est pathologique : la nature du matériau, sa qualité sont le plus souvent méconnus, ou présentent une forte hétérogénéité.

Ces approches peuvent considérer les modèles comme déterministes — géométrie (dimensions de la structure), principes de conception, matériaux sont parfaitement connus — ou prendre en considération des incertitudes sur certaines caractéristiques du modèle. Les

travaux de Rota et *al.* [87] ont cherché à prendre en compte les incertitudes liées notamment à la connaissance du matériau utilisé pour la construction d'un bâtiment en maçonnerie situé à Benevento dans le sud de l'Italie et représentatif des bâtiments de la région de Rione Libertà (FIGURE 4.1).



(a) (b)

FIGURE 4.1 – Cas d'étude situé à Benevento (d'après Rota et *al.* [87]) : photographie (a) et plan d'un étage (b)

Dans ces travaux, les caractéristiques structurelles du bâtiment (géométrie, principes structuraux) sont considérées comme connues, alors que les caractéristiques mécaniques décrivant les matériaux sont considérées comme des variables aléatoires. L'étude cherche ainsi à montrer l'influence des incertitudes liées à l'utilisation de matériaux mal identifiés sur la prise en compte de la variabilité des structures. Des plages d'évolution réalistes de ces paramètres, données à travers des valeurs minimales et maximales admissibles, ont été considérées (TABLE 4.1) ; ces valeurs représentatives ayant été choisies à l'issue de tests expérimentaux ou renseignées à partir de la bibliographie. Les paramètres matériaux supposés suivre une distribution normale (μ, σ) sont affectés au modèle par tirage aléatoire en suivant un algorithme de Monte Carlo et simulés avec le logiciel Tremuri. Une première série de simulations suppose que la maçonnerie est homogène : un même matériau dont les caractéristiques sont tirées aléatoirement est affecté à l'ensemble du modèle. Une seconde série fait l'hypothèse d'une structure hétérogène, des matériaux différents tirés toujours aléatoirement étant affectés aux différents éléments du modèle utilisé pour représenter la maçonnerie. Les résultats obtenus pour cette deuxième série d'analyses sont donnés FIGURE 4.2 par un ensemble de courbes dites de capacité, aussi appelée courbes de fragilité, censées représenter la réponse des modèles à une charge sismique. Cette réponse cherche à relier les efforts de cisaillement à la base de la structure à son déplacement horizontal en tête et est couramment utilisée dans l'ingénierie parasismique.

4.1.3 Approches numériques et vulnérabilité : l'estimation de l'endommagement des structures au cœur du diagnostic de vulnérabilité

Ces deux premiers paragraphes n'ont d'autres prétentions que de mettre en évidence les enjeux des approches mécaniques. Pour autant, la description succincte des travaux évoqués précédemment conduit inévitablement à aborder des questions essentielles inhérentes à ces approches. Quelque soit le contexte dans lequel est utilisé ce genre d'approche, le diagnostic de vulnérabilité — à l'échelle d'un bâtiment ou à celle d'une typologie de bâtiments — repose sur trois aspects fondamentaux : la modélisation du comportement de la structure maçonnée, la prise en compte de l'agression sismique dans cette modélisation

	E (MPa)	G (MPa)	f_m (MPa)	f_{vo} (MPa)	μ (–)	G_c (–)	β (–)	δ_v (%)	δ_f (%)
min	1350	500	1.2	0.105	0.05	4	0.2	0.52	—
max	1890	750	2.7	0.2	0.08	10	0.4	0.78	—
μ	1620	625	1.95	0.1525	0.065	7	0.3	0.65	0.8
σ	135	62.5	0.375	0.02375	0.0075	1.5	0.05	0.065	0.08

Table 4.1 – Paramètres matériaux utilisés dans l'analyse stochastique [87] : E module d'Young, G module de cisaillement, f_m contrainte limite en compression de la maçonnerie, f_{vo} résistance initiale en compression, μ coefficient de frottement, G_c coefficient de déformation non linéaire en cisaillement, β paramètre d'adoucissement, δ_v déformation ultime en cisaillement, et δ_f déformation ultime en flexion

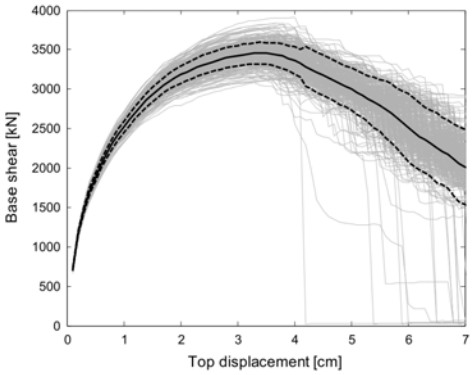


Figure 4.2 – Résultats de la deuxième série d'analyses (d'après Rota et *al.* [87]) : en gris clair, la réponse des 1000 tirages procédés avec identification, en noir, de la réponse moyenne et de la réponse moyenne +/- un écart type

et l'évaluation, d'une manière ou d'une autre, de la réponse des modèles proposés en termes de vulnérabilité. Différentes options existent pour traiter chacun de ces aspects. Nous reviendrons plus en détail sur les différents moyens permettant de prendre en compte l'agression sismique dans le paragraphe suivant, ou encore sur les différentes méthodologies existantes pour modéliser les structures maçonnées.

L'enjeu de la fin de ce paragraphe est davantage de mettre en évidence la façon dont est abordée la définition de la vulnérabilité d'une structure en fonction du type de réponse obtenue après modélisation numérique. Ici la notion de modélisation numérique est entendue dans un sens très général et confond les aspects liés à la fois à la modélisation de la structure et à celle de l'aléa. Deux approches peuvent notamment être suivies pour traiter de la vulnérabilité des modèles, l'une se basant sur une évaluation à proprement parler des dommages occasionnés sur le modèle en cours de simulation et pouvant s'apparenter à une approche directe en comparaison de la seconde, qui cherche plutôt à déterminer le cycle de fonctionnement de la structure dans sa totalité, associant des niveaux de dommages à des zones de fonctionnement de la structure.

Approche indirecte : courbes de réponse La modélisation et l'analyse d'une structure donnée dans le domaine non linéaire, caractérisée par ses matériaux, ses systèmes structuraux ou encore ses systèmes de résistance latérale, permet d'obtenir une courbe de réponse. Ces courbes de réponse relient les déplacements horizontaux provoqués en tête de structure aux efforts tranchants appliqués à la base. Elles cherchent à représenter les différents types de comportements de la structure sous sollicitation sismique et notamment sous sollicitations latérales (réponse élastique, plastique puis rupture). L'idée sous-jacente de ce genre d'approche est d'identifier sur la courbe de réponse des points d'états limites caractéristiques représentant l'initiation de différents niveaux de dommages ou niveaux de performance du bâtiment. La mise en commun de cette courbe de réponse avec la demande sismique permet d'obtenir le point de fonctionnement de la structure pour la sollicitation considérée et par là même un niveau de dommage (FIGURE 4.3). A noter qu'il n'existe pas de règles précises pour la définition de ces niveaux de dommages, leur nombre pouvant notamment varier. Ils sont reliés de façon générale à une description de l'état de fissuration du bâtiment comme ceux décrits dans l'échelle macrosismique européenne ou HAZUS (logiciel d'estimation de dommages), ou à des limites de déplacements prescrits.

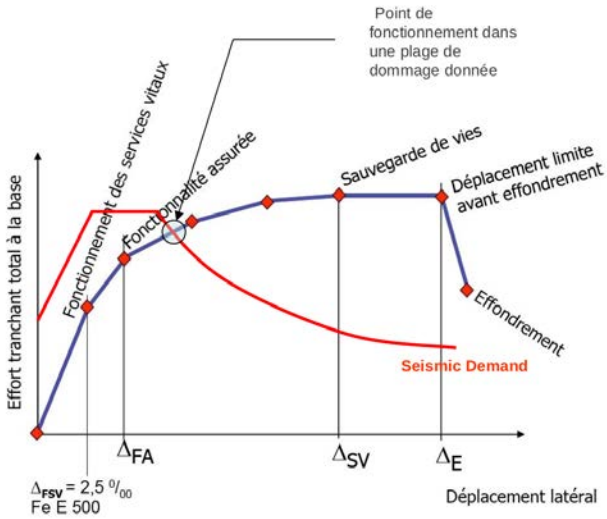


FIGURE 4.3 – Point de fonctionnement et endommagement d'une structure déterminés par la mise en regard de la courbe de réponse du bâtiment et d'une courbe de demande

Le cadre de l'approche est discuté plus en détail dans le paragraphe suivant. Ceci étant dit, il est important de noter que ces courbes de réponse peuvent être de deux types, statique ou dynamique, suivant le type d'analyse réalisé lors de la simulation : une analyse statique non linéaire de type «pushover» permet de générer des courbes de capacité du bâtiment encore appelées courbes de réponse statique ; *a contrario* une analyse dynamique temporelle permet d'obtenir des courbes de réponse dynamique du bâtiment lorsqu'il est soumis à un séisme. Les courbes de capacité statique qui relient l'effort tranchant total sollicitant le bâtiment au déplacement en tête du bâtiment, ne tiennent pas compte des propriétés dynamiques de la structure. Elles sont obtenues, en une fois, par application d'une poussée progressive sur le bâtiment jusqu'à la ruine. Les courbes obtenues par analyse dynamique sont plus riches de ce point de vue dans la mesure où elles permettent notamment de tenir compte de la perte de rigidité de la structure ou encore de la modification de sa période lors de son endommagement. Ces courbes de réponse sont obtenues

grâce à la réponse de la structure soumise à un ensemble de sollicitations dynamiques temporelles différentes (FIGURE 4.4). Ces deux approches sont discutées plus en détail dans le paragraphe suivant.

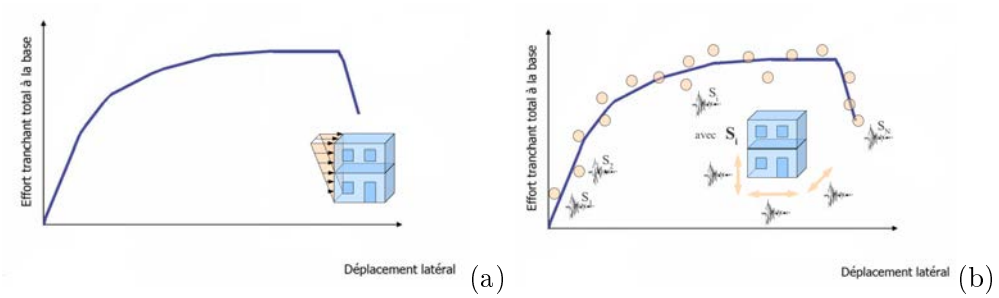
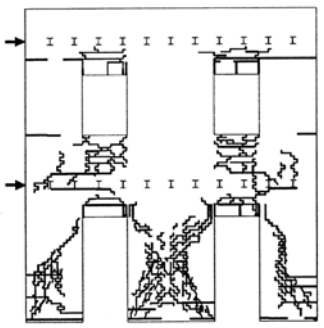


FIGURE 4.4 – Courbes de réponse statique (a) et dynamique (b)

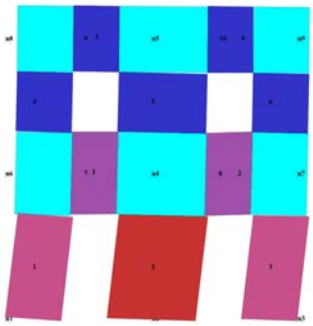
Approche directe : étude de l'endommagement Une étude de l'endommagement de la structure à la fin de la simulation peut être une alternative à ces méthodes indirectes. Ce type d'approche reste toutefois difficile à mettre en œuvre tant l'estimation d'un niveau d'endommagement à l'échelle d'une structure entière s'avère être une tâche ardue. Ce genre de pratique pose le problème de l'identification des dommages sur la structure, de la description de la sévérité de ces dommages locaux mais également de l'évaluation d'un niveau de dommage global de la structure à partir de ces informations locales. Comme précédemment, aucune règle ne définit précisément ces critères permettant de juger de l'endommagement de la structure. A noter également que ces critères dépendent des choix de modélisation de structure, et peuvent donc renvoyer à des informations mécaniques complètement différentes suivant l'échelle de description des modèles choisis.

Le logiciel Tremuri ([85], [88]) basé sur la méthode FME *Frame by Macro Elements*, propose une identification du niveau de dommage pour les différents macro éléments qui constituent le modèle complet de la maçonnerie. Ces macro-éléments correspondent à des panneaux de maçonneries présentant des comportements mécaniques spécifiques (trumeaux / allèges). Cette méthode est présentée en détail dans le paragraphe suivant. La précision de la carte de dommages dépend des choix de modélisation opérés comme en atteste la FIGURE 4.5 qui met en regard les cartes de dommages obtenus grâce à une modélisation par éléments finis (carte de fissuration) et par la méthode FME (dommages macroscopiques). Ceci montre encore une fois combien le choix de la méthode de modélisation est essentiel, tant en dépend le réalisme des comportements simulés, et la représentation de l'endommagement des structures.

Le passage d'une échelle de dommage «locale» à l'expression d'un niveau de dommage global sur une structure est très difficile. Si l'identification d'un type de dommage et d'un niveau d'endommagement donnés pour un élément de structure donné semblent faisables, la détermination d'une note globale d'endommagement de la structure qui chercherait à évaluer la dégradation du comportement mécanique global du bâtiment semble bien plus difficile à mettre en œuvre. Cela reviendrait finalement à être capable de juger de l'influence de l'ensemble des dommages locaux constatés sur le comportement global de la structure. Le cahier technique SIA 2018 [91] propose une alternative pour palier à ce genre de considérations, notamment concernant le choix d'un facteur de conformité — noté α_{eff} — qui exprime le degré de conformité d'une structure existante avec les normes en vigueur qui régissent la construction des structures neuves. Le facteur déterminant α_{eff} pris en compte pour l'ensemble de la structure est le facteur α_{eff} minimum des éléments porteurs pour la



(a)



(b)

FIGURE 4.5 – Carte de fissuration (modélisation par éléments finis) (a) et carte de dommages macroscopiques (modélisation par FME) (b), d'après Calderini et *al.* ([89], [90])

reprise de l'action sismique de l'ouvrage. En suivant ce type de raisonnement et en l'appliquant à la qualification de l'endommagement d'une structure, l'identification du niveau d'endommagement d'un élément donné de la structure peut être directement assimilé à l'endommagement de la structure, la note finale lui étant associée correspondant quelque part à celle de l'élément le plus endommagé. Ce type de considérations transparaît dans l'échelle EMS98. Lang ([92]) propose une lecture des niveaux de dommages de l'EMS98 moins subjective en se basant sur les propriétés des matériaux utilisés (TABLE 4.2).

Niveau de dommage	Description des dommages
D1	Apparition de fissures dans un mur
D2	Premier mur atteignant la limite d'élasticité
D3	Comportement plastique dans la majorité des murs : la pente de la courbe de capacité devient nulle
D4	Rupture du premier mur
D5	Rupture de la majorité des murs : chute de la courbe de capacité

TABLE 4.2 – Description des niveaux de dommages de l'échelle EMS98 pour les maçonneries non renforcées selon Lang ([92])

Les travaux de Karbassi et Lestuzzi [93] utilisent ce type d'approche pour proposer une estimation du niveau de dommage, notamment dans une étude portant sur deux bâtiments représentatifs de la typologie suisse. Les résultats obtenus pour l'un des bâtiments soumis à un ensemble de chargements sismiques sont présentés FIGURE 4.6 et notamment la localisation des dommages de niveau D1 dans la structure. Le niveau de dommage D1 apparaît lorsque les premières fissurations dues à la traction apparaissent dans le mur. Les zones dans lesquelles la contrainte en rupture en traction a été dépassée dans le mur est représentée en bleu ici. Si ce genre d'approche semble permettre de simplifier l'approche globale de l'endommagement des structures, elle demeure néanmoins très voire trop conservative pour juger précisément du comportement des structures endommagées, tant le comportement local prend le pas sur le comportement de la structure toute entière.

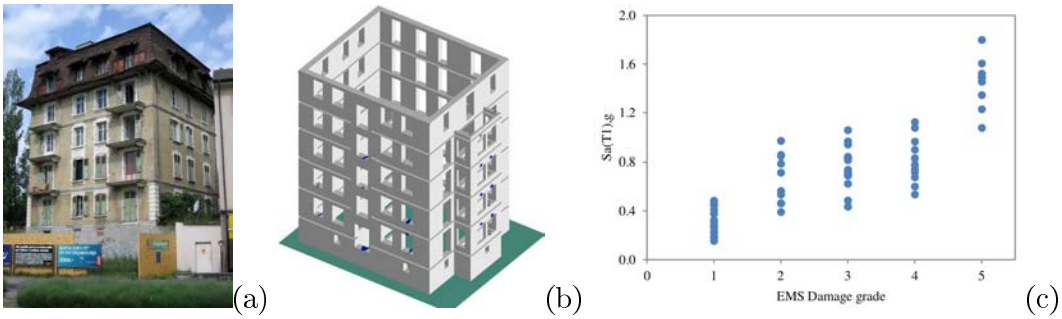


FIGURE 4.6 – Etude mécanique et estimation du dommage sur un bâtiment en maçonnerie à Lausanne, Suisse (d'après Karbassi *et al.* [93]) : photographie d'un des bâtiments étudiés (a), localisation des dommages de niveau D1 dus à l'apparition de ruptures en traction (b) et synthèse des niveaux de dommages atteints pour différents chargements

4.1.4 Conclusion

Il est difficile d'aborder la question de l'évaluation de l'endommagement des structures qui transparaît dans les approches mécaniques de la vulnérabilité sismique sans évoquer des aspects spécifiques liés aux choix de modélisation des structures ou encore à la façon dont est prise en compte l'agression sismique. Nous avons cherché, dans ce premier paragraphe, à mettre en évidence les grandes lignes des diverses utilisations qui étaient faites de ces approches mécano-numériques et surtout à mettre en lumière les différentes manières d'appréhender la vulnérabilité des bâtiments à travers la prise en compte de l'endommagement des structures. Par ce choix, nous avons essayé de bien faire la distinction entre le travail de modélisation du bâti en contexte sismique et l'interprétation de cette étape *via* des considérations de vulnérabilité. Il semble clair que cette entreprise semble difficile tant ces choix de modélisation de structures et de prise en compte de l'aléa sismique ou encore de l'endommagement des structures semblent étroitement liés. L'enjeu du paragraphe suivant est justement de revenir sur ces aspects liés à la modélisation numérique tant des structures que de la sollicitation sismique. La prise en compte de l'agression sismique est dans un premier temps discutée et est replacée dans le cadre normatif des EC8. Les aspects liés à la modélisation des structures maçonnées sont considérés dans un deuxième temps, l'accent étant particulièrement porté sur la mise en évidence des échelles de modélisations des différentes méthodes présentées.

4.2 Modélisation des maçonneries et prise en compte de l'agression sismique

4.2.1 Méthodes d'analyse et représentations de la sollicitation sismique dans le cadre normatif des EC8

Eurocode 8 Le cadre de base pour l'analyse de structures sous sollicitation sismique proposé par les Eurocodes ([66], [67]) est principalement fondé sur une approche élastique et linéaire du comportement des structures. Il est cependant possible de sortir de cette approche linéaire. L'EC8 propose quatre méthodes d'analyse différentes pour prendre en compte les effets des séismes dans le calcul de structure sous sollicitation sismique. La distinction entre méthodes linéaires et non linéaires permet de regrouper ces quatre ap-

proches en deux sous groupes. Quelques éléments sont donnés sur ces approches ci-après, pour plus de détails il faut consulter les Eurocodes. Ces quatre approches dépendent de la manière dont est prise en compte l'agression sismique dans les analyses suivant que l'on s'intéresse au contenu fréquentiel (réponse spectrale) ou temporel (accélérogrammes) de la sollicitation.

- méthodes linéaires : Le choix de l'une des deux méthodes linéaires proposées par l'EC8 dépend des caractéristiques structurales du bâtiment à analyser. L'analyse par la méthode des forces latérales (LFM *Lateral Force Method*) peut être utilisée dans l'étude de bâtiments à plusieurs étages dont la réponse est principalement influencée par le premier mode de vibration encore appelé mode fondamental. Le cadre d'application de la LFM est réduit aux bâtiments qui sont réguliers en élévation, qui ont une période de vibration inférieure à 1.5 seconde et qui ont une hauteur inférieure à 30 mètres. La LFM une simplification de l'analyse multi-modale — couplée à une utilisation du spectre de réponse — puisqu'on ne considère que le mode fondamental de vibration de la structure (analyse uni-modale). La méthode consiste en une analyse statique de la structure soumise à des forces latérales F_i. Ces forces sont déterminées en distribuant sur la hauteur de la structure l'effort tranchant à la base F_b qui est déterminée suivant la formule donnée par les Eurocodes :

$$F_b \;=\; S_d(T_1) \;\times\; m \;\times\; \lambda \tag{4.1}$$

où $S_d(T_1)$ est le spectre d'accélération de design correspondant à la période fondamentale de vibration T_1 (voir après), m est la masse totale du bâtiment et λ est un facteur de correction de la masse permettant de tenir compte du fait que la masse effective intervenant dans cette analyse modale peut être plus petite que la masse totale du bâtiment m. Les forces horizontales distribuées F_i suivant le premier mode de déformation horizontal de la structure calculé en utilisant les méthodes classiques d'analyse dynamique des structures ou approché par les déplacements horizontaux augmentant linéairement avec la hauteur du bâtiment (méthode simplifiée). Leur expression est donnée par l'équation 4.2 et leur distribution donnée FIGURE 4.7.

$$F_i \;=\; F_b \;\times\; \frac{\phi_i \;\times\; m_i}{\sum_{j=1}^{N} \;\phi_j \;\times m_j} \tag{4.2}$$

où F_i est la force horizontale appliquée sur l'étage i, F_b est donnée par 4.1), ϕ_i et ϕ_j sont les déplacements des masses m_i et m_j donnés par l'analyse dynamique (et qui sont approximés par les hauteurs z_i et z_j des masses m_i et m_j prises par rapport aux fondations lorsque les déplacements sont approximés (approche simplifiée)), m_i et m_j sont les masses des étages i et j, et N le nombre d'étages.

Si le bâtiment ne rentre pas dans le cadre d'application décrit auparavant, l'analyse par la LFM est remplacée par une analyse multi-modale classique *id est* non restreinte à un seul mode de vibration couplée à l'utilisation du spectre de réponse. Tous les modes qui interviennent significativement dans la réponse de la structure sont pris en compte. Des aspects quantitatifs sont définis clairement dans les EC8 [66] en 4.3.3.3.1(3) pour qualifier de façon non subjective l'adverbe «significativement», et font notamment référence à la masse modale effective pour sélectionner les modes de vibration à considérer.

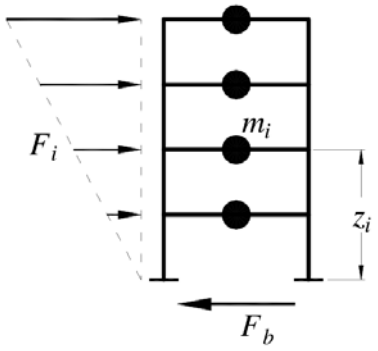


Figure 4.7 – Distribution simplifiée des efforts latéraux (LFM)

– méthodes non linéaires : Les méthodes d'analyse non-linéaires sont une alternative aux méthodes linéaires. On distingue parmi ces méthodes deux approches différentes : les approches statiques «pushover», et les approches dynamiques qui utilisent des chargements temporels (accélérogrammes). Ces méthodes d'analyse doivent permettre de prendre en compte la résistance des éléments de structure et leur comportement post-élastique. L'analyse par la méthode du «pushover» cherche à mettre en regard la réponse du bâtiment donnée par la courbe de capacité et le spectre de réponse qui représente l'agression sismique et au travers duquel se fait la prise en compte du comportement non-linéaire de la structure lorsque le modèle mécanique ne le permet pas. Ce type d'analyse est détaillé à la fin de cette section. L'analyse dynamique quant à elle permet la prise en compte de la non-linéarité du modèle dans la représentation du comportement mécanique de la structure. Les éléments de structures doivent représenter les phénoménologies post-élastiques lors d'une succession de charges et de décharges du modèle mécanique, et doivent notamment être en mesure de tenir compte de la dissipation d'énergie lors de ces chargements cycliques. Ce genre d'approche utilise des enregistrements de séismes naturels obtenus grâce aux différents réseaux de surveillance déployés dans le monde (citons notamment le RAP (Réseau Accélérométrique Permanent) qui est destiné à enregistrer les mouvements forts du sol en France), ou synthétiques.

Lors de violents séismes, les structures ne demeurent pas dans le domaine élastique. Par conséquent, les systèmes linéaires ne peuvent représenter correctement le comportement sismique réel des bâtiments. La non linéarité est incontournable pour une évaluation correcte de leur réponse sismique, ce qui place très clairement ce travail dans le cadre des approches non-linéaires. L'enjeu ici est de représenter fidèlement le comportement des structures maçonnées au cours de leur sollicitation sous séisme. Les aspects d'endommagement progressif de la structure, de redistributions de charge dues à des plastifications ou à des ruptures localisées nous intéressent particulièrement pour approcher avec réalisme le comportement de ces structures. Les aspects liés à la non linéarité des structures peuvent clairement être gérés par la modélisation de la structure et sont abordés à la fin de cette section. Avant cela, le paragraphe suivant revient sur la manière dont est prise en compte l'agression sismique dans ces analyses (notamment dans le cadre de l'analyse «pushover») et cherche plus précisément à définir la notion de spectre de réponse qui décrit la sollicitation sismique en un point de la surface du globe.

Spectre de réponse élastique... Comme évoqué dans les rappels de sismologie, la propagation d'ondes dans la structure interne de la Terre conduit à des mouvements importants du sol qui peuvent être enregistrés par des capteurs (accéléromètres, sismomètres). L'information ainsi obtenue — sous forme de sismogrammes ou d'accélérogrammes — est une information temporelle. En décrivant le signal au travers de son contenu fréquentiel, transparaît la notion de réponse spectrale. Les Eurocodes donnent une définition plus précise du spectre de réponse que l'on cherche à rappeler ici.

Le spectre de réponse élastique $S_e(T)$ horizontal est défini dans l'EC8 suivant les expressions suivantes :

$$0 \leq T \leq T_B \;:\; S_e(T) = a_g \cdot S \cdot [\, 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1\,)\,] \tag{4.3}$$

$$T_B \leq T \leq T_C \;:\; S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \tag{4.4}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \;:\; S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \tag{4.5}$$

$$T_D \leq T \leq 4\ s \;:\; S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \tag{4.6}$$

où T est la période de vibration d'un oscillateur à un seul degré de liberté, a_g est l'accélération de calcul pour un sol de classe A (valeur définie dans l'EC8 par $a_g = \gamma_I \cdot a_{gT}$ (ces termes sont explicités ci après)), S est le paramètre du sol, η est le coefficient de correction de l'amortissement (le cas $\eta = 1$ correspondant à 5 % d'amortissement visqueux), T_B, T_C respectivement les limites inférieure et supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante, et T_D la valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant (*Cf.* FIGURE 4.8).

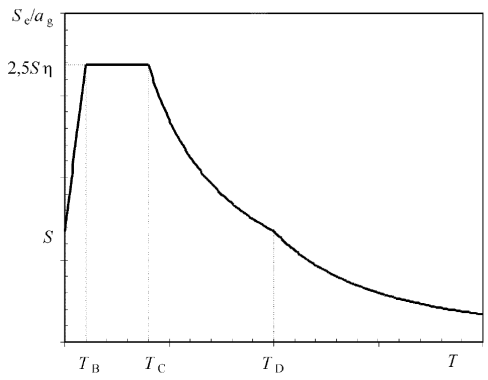


FIGURE 4.8 – Forme du spectre de réponse élastique $S_e(T)$ en fonction des paramètres a_g, T_B, T_C, T_D, η et S (d'après [66])

Le spectre de réponse élastique prend en compte l'importance de la construction. La définition de l'accélération maximale de calcul a_g résulte d'un processus statistique et correspond à l'acceptation d'un certain niveau de risque. Il en découle que cette accélération maximale de calcul devrait être plus grande pour les structures considérées comme plus précieuses ou plus importantes à divers points de vue. Dans l'EC8, une accélération de référence a_{gR} est définie et correspond à un niveau standard de risque accepté : a_{gR} est compris entre 0,05 g (soit environ 0,5 m/s^2) dans les zones très faiblement sismiques et 0,4 g dans les zones très sismiques. L'accélération maximale de calcul a_g est donnée en pondérant l'accélération de référence a_{gR} par un coefficient d'importance γ_I dont la valeur

dépend de l'importance de la structure considérée : $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$. γ_I est égal à 1 pour les bâtiments courant et vaut jusqu'à 1,4 pour les structures dont l'intégrité est vitale en cas de séisme.

A noter que la forme du spectre de réponse (FIGURE 4.9) dépend directement d'autres facteurs tels que la nature des séismes (proches, lointains) ou encore la nature des couches de sol présentes entre le rocher sous-jacent au niveau duquel est déterminé le spectre de réponse élastique et la fondation. Le facteur S prend en compte cette influence de sorte que l'accélération maximale à la fondation soit égale à $a_g \times S$. Les valeurs des paramètres S, T_B, T_C et T_D qui définissent les spectres sont données en fonction des différents types de sols A, B, C, D, E, S_1 et S_2 et des types de séismes définis dans les Eurocodes (TABLE 4.3) ; les sols étant classifiés suivant des profils stratigraphiques spécifiques et des valeurs physiques caractéristiques de mécanique des sols. Les valeurs de ces paramètres associées à ces types de sols et sites ont une réelle influence sur le mouvement à la base de la structure : le paramètre S est ainsi compris entre 1 (sur le rocher) et 1,8 (sol très meuble). Les valeurs des périodes T_B et T_C sont également assez différentes selon les sites et sols et affectent significativement la forme du spectre. Il apparaît clairement qu'ignorer les conditions de sol et du site peut conduire à de grandes sous-estimations de l'action sismique.

	Séisme de Type 1				*Séisme de Type 2*			
Sol et site	S	T_B(s)	T_C(s)	T_D(s)	S	T_B(s)	T_C(s)	T_D(s)
A: Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	1,0	0,15	0,4	2,0	1,0	0,05	0,25	1,2
B Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	1,2	0,15	0,5	2,0	1,35	0,05	0,25	1,2
C Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	1,15	0,20	0,6	2,0	1,5	0,10	0,25	1,2
D Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	1,35	0,20	0,8	2,0	1,8	0,10	0,30	1,2
E Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s	1,4	0,15	0,5	2,0	1,6	0,05	0,25	1,2
S_1 Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé (PI > 40) et une teneur en eau importante.	Etudes particulières							
S_2 Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S_1	Etudes particulières							

TABLE 4.3 – Paramètres de l'EC8 tenant compte des conditions de sol et de site (d'après [66])

Enfin, à partir du spectre de réponse élastique, est obtenu directement le spectre de réponse élastique en déplacement, noté $S_{De}(T)$ et donné par l'équation 4.7.

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times [\frac{T}{2\pi}]^2 \tag{4.7}$$

Comme mentionné précédemment, la non-linéarité des comportements peut être intro-

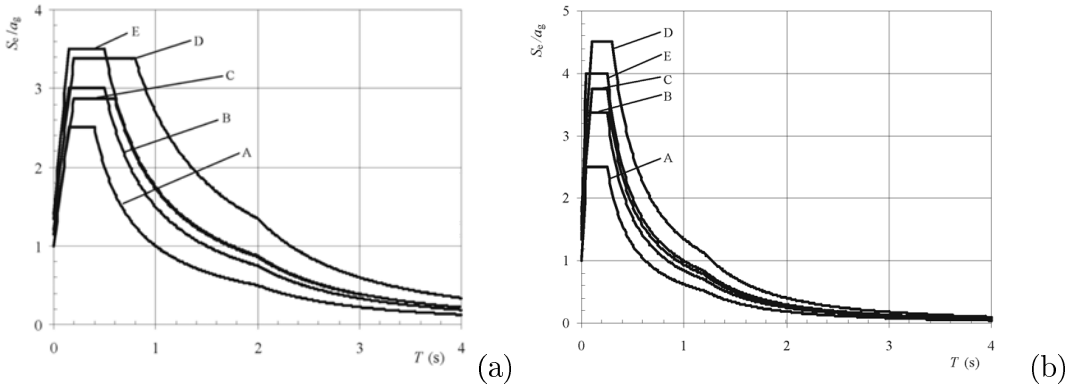


FIGURE 4.9 – Spectres de réponse élastique $S_e(T)$ pour les différents types de sols et de sites ($\eta = 1$, amortissement de 5 %) : (a) séismes lointains, $M_S \geq 5.5$ - spectres de Type 1, (b) séismes proches, $M_S \leq 5.5$ - spectres de Type 2 (d'après [66])

duite dans le modèle mécanique décrivant le comportement de la structure. Pour éviter cette solution coûteuse qui conduit à proposer des modèles complexes, il est courant d'introduire directement la non-linéarité de la structure dans le spectre de réponse. Le spectre de réponse obtenu, appelé spectre de calcul réduit et noté $S_d(T)$, prend en compte les phénomènes non linéaires en introduisant un facteur de comportement q. Ce facteur permet de réduire le spectre de réponse élastique et ainsi la demande. Une structure pouvant travailler dans le domaine inélastique peut résister à des efforts plus importants qu'une structure limitée à un comportement linéaire. Cette capacité à se déformer plastiquement sans perte de résistance est traduite par l'attribution de ce coefficient de comportement, dont la valeur dépend du type de structure résistante. Le coefficient q intervient comme réducteur du spectre élastique $S_e(T)$ lors de la définition du spectre de calcul $S_d(T)$. La réduction est comprise entre 1,5 pour les structures peu dissipatives et 6 pour les structures très dissipatives. Le facteur q permet de tenir compte de la capacité de déformation plastique d'une structure tout en effectuant une analyse purement élastique sous un spectre $S_d(T)$. A noter que le facteur de comportement q tient compte également de l'amortissement, raison pour laquelle les équations décrivant le spectre de calcul ne dépendent plus de η.

$$0 \leq T \leq T_B \;:\; S_d(T) = a_g \cdot S \cdot [\, \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot (\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3}) \,] \tag{4.8}$$

$$T_B \leq T \leq T_C \;:\; S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \tag{4.9}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \;:\; S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \;\&\; S_d(T) \geq \beta \cdot a_g \tag{4.10}$$

$$T_D \leq T \;:\; S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \;\&\; S_d(T) \geq \beta \cdot a_g \tag{4.11}$$

où β est un facteur permettant de décrire la valeur limite minimale du spectre à ne pas dépasser.

A noter qu'en procédant exactement de la même manière, il est possible de définir un spectre de réponse élastique vertical et un spectre de calcul vertical qui tiendrait compte de l'inélasticité de la structure.

Spectres de réponse... et analyse «pushover» L'analyse statique pushover cherche à assimiler la réponse d'une structure à la réponse d'un système équivalent à un seul degré de liberté (noté SDOF par la suite (*Single Degree Of Freedom*)) dans un espace donné dans lequel puisse être prise en compte la demande sismique au travers des spectres de réponse. La courbe de capacité représente la relation entre l'effort tranchant F_B à la base de la structure et le déplacement d'un nœud de contrôle n u_n situé en tête de bâtiment (son positionnement est précisé par l'EC8 : niveau n pour une structure de n étages). Cette courbe de réponse est donc exprimée dans l'espace (F_B, u_n). L'idée étant d'utiliser les réponses spectrales exprimées quant à elles dans l'espace ($S_e(T)$, T), un travail nécessaire consiste à chercher à représenter ces deux réponses différentes dans un même espace : l'espace ($S_e(T)$, $S_{De}(T)$).

Du système MDOF au système SDOF équivalent La structure peut être considérée comme un système à plusieurs degrés de liberté MDOF (*Multi Degree Of Freedom*). Le spectre de réponse $S_e(T)$ étant exprimé quant à lui en fonction de la période T d'un oscillateur à un degré de liberté, la réponse du sytème MDOF (F_B, u_n) est assimilée à celle d'un système SDOF équivalent un seul degré de liberté. Spectre de réponse et courbes de capacité sont exprimés dans l'espace ($S_e(T)$, $S_{De}(T)$) :

- la force sismique statique représentée par l'effort tranchant à la base F_B est transformée en accélération spectrale S_a (S_e pour la demande sismique) :
- le déplacement réel en tête de structure u_n est transformé en déplacement spectral noté d^* (S_{De} pour la demande sismique),
- le spectre de demande (FIGURE 4.10) est obtenu à partir des réponses élastiques en accélération ($S_e(T)$, T) et en déplacement ($S_{De}(T)$, T).

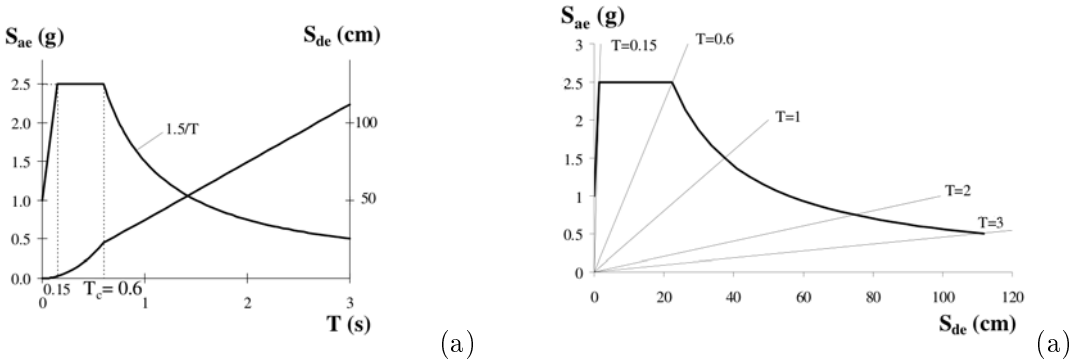


FIGURE 4.10 – Spectres de réponse élastique en accélération $S_e(T)$ et en déplacement $S_{De}(T)$ (notés respectivement $S_{ae}(T)$ et $S_{de}(T)$ ici) pour un amortissement de 5 % exprimés dans un format traditionnel (a) et dans l'espace ($S_e(T)$, $S_{De}(T)$) (b) [94]

Un facteur de transformation, noté Γ permet d'exprimer la réponse force-déplacement du MDOF (F_B, u_n) par une réponse équivalente (F^*, d^*) pour le SDOF équivalent.

$$F^* = \frac{F_B}{\Gamma},\ d^* = \frac{u_n}{\Gamma} \tag{4.12}$$

Ce facteur de transformation tient compte de la masse du système SDOF équivalent m^*

qui est définie comme la somme des forces latérales normalisées $\overline{F_i}$ appliquées au MDOF qui relient les masses nodales m_i du système MDOF aux déplacements normalisés Φ_i pour l'étage i (le déplacement du noeud de contrôle $\Phi_n = 1$). Γ est donné par :

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_i m_i \Phi_i^2} \tag{4.13}$$

avec

$$m^* = \sum_i m_i \Phi_i = \sum_i \overline{F_i}, \tag{4.14}$$

soit

$$\Gamma = \frac{\sum_i \overline{F_i}}{\sum_i \frac{\overline{F_i}^2}{m_i}}. \tag{4.15}$$

La courbe de capacité dans l'espace ($S_e(T)$, $S_{De}(T)$) est obtenue à partir du diagramme force-déplacement du système SDOF équivalent (F^*, d^*) en divisant les forces F^* par la masse équivalente m^*. L'ensemble des changements d'espace est résumé FIGURE 4.11.

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \tag{4.16}$$

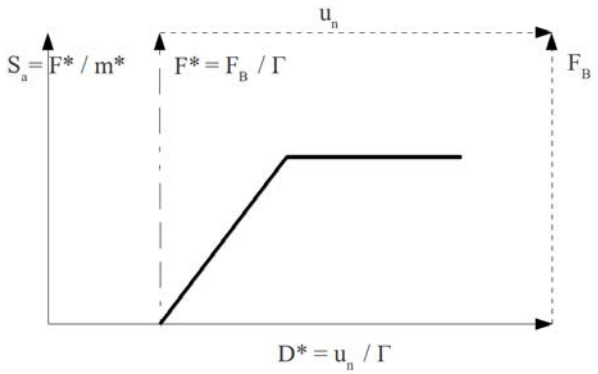


FIGURE 4.11 – Courbe de capacité (F_B, u_n) pour le système MDOF et diagrammes de capacité correspondant pour le SDOF équivalent dans les espaces (F^*, d^*) et (S_a, d^*)

Point de fonctionnement Une fois le spectre de demande et la courbe de capacité exprimés dans le même espace (S_a, d^*), l'ultime étape consiste à déterminer le point de fonctionnement du système pour la demande considérée, cette demande pouvant par ailleurs être réduite comme expliqué précédemment pour prendre en compte les non linéarités de la structure (FIGURE 4.12 et FIGURE 4.13). Les procédures pour obtenir ce point de fonctionnement ne sont pas décrites plus en détail ici. Elles sont notamment liées à la valeur de la fréquence T^* du système SDOF équivalent. Ce point de fonctionnement permet d'évaluer un déplacement critique atteint pour le SDOF équivalent noté d_t^*. L'EC8 propose différentes expressions pour évaluer ce déplacement critique. Il peut par ailleurs être déterminé par des méthodes itératives. Une fois cette demande en déplacement connue pour le SDOF, la demande en déplacement critique pour le système MDOF est déterminée grâce

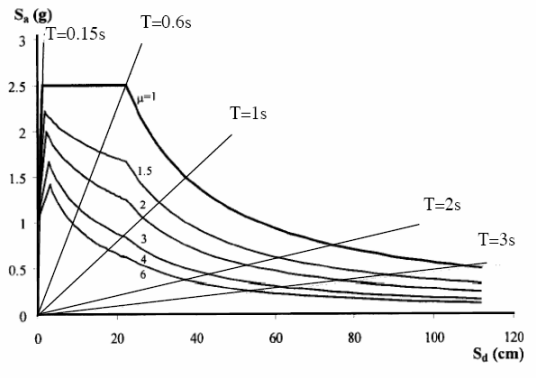


FIGURE 4.12 – Spectres inélastiques permettant la prise en compte de la non-linéarité de la structure dans le spectre de demande [94]

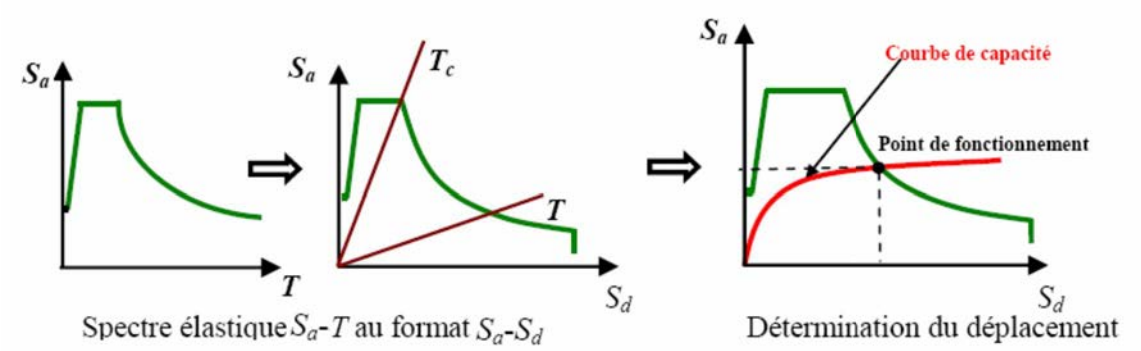


FIGURE 4.13 – Détermination du point de performance encore appelé point de fonctionnement

au facteur de transformation Γ : $d_t = \Gamma \cdot d_t^*$.

Remarques générales

1- Endommagement et vulnérabilité : comme précisé au début de cette section, la méthode du pushover permet de déterminer de façon indirecte l'endommagement de la structure. La courbe de capacité correspondant à la réponse mécanique de la structure, l'identification de niveaux de dommages sur cette courbe de réponse couplée à l'identification du point de performance pour une demande donnée permet de déterminer le niveau de dommage global de la structure ; et permet donc de rentrer dans des considérations de vulnérabilité sismique.

2- Importance de la distribution des charges latérales : les efforts latéraux appliqués pour la poussée progressive peuvent être distribués de façon multiple (poussée uniforme, triangulaire inversée, suivant le premier mode de déformation, multimodale, *etc.*). L'influence du chargement quasi-statique sur la réponse mécanique de la structure au travers de la courbe de capacité a été étudiée dans les travaux de Salonikios et *al.* ([95]). Trois types de distributions sont utilisés pour charger deux structures d'étude différentes d'un étage, l'une de petite taille pouvant être assimilée à de l'habitat individuel (dénommée par la suite 1 bay) et l'autre (7 bay) de grande dimension (habitat collectif) comme le montre la FIGURE 4.14.

Les structures sont modélisées en utilisant trois méthodes différentes. La structure est

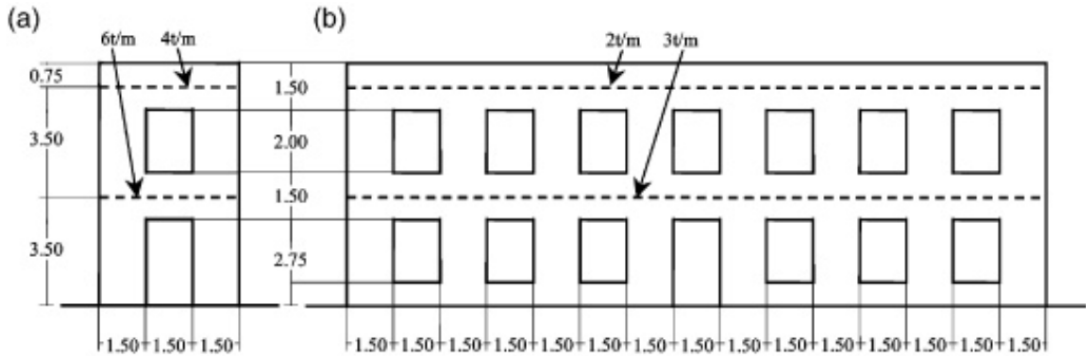


FIGURE 4.14 – Géométrie des deux cas d'étude : 1 bay (a) et 7 bays (b) (d'après Salonikios et *al.* [95])

représentée par un assemblage de poutres élasto-plastiques (S), par un modèle continu homogénéisé (modèle C) ou par un modèle discret permettant de prendre en considération l'hétérogénéité du matériau à travers la présence de blocs et de joints (modèle D). La première distribution (ACC) considérée consiste à appliquer des chargements latéraux proportionnels à la répartition des masses aux différents nœuds d'application de ces forces ; la seconde (LOAD) introduit en plus une pondération liée à la localisation de ces masses en élévation (hauteur des noeuds) ; enfin, la troisième distribution (MODE) suit le premier mode de déformation. Les résultats varient quantitativement et qualitativement en fonction des différents type de chargements si le modèle mécanique n'est pas trop simpliste : des différences notables apparaissent notamment sur les valeurs de déplacements et de contraintes de cisaillement limites (FIGURE 4.15) ou encore sur les mécanismes de rupture observés.

Conclusion Les réponses mécaniques fournies par différentes analyses pushover — modification de la direction et du sens de poussée, modification de la distribution latérale des charges, prise en compte de paramètres d'excentricité, *etc.* — forment une enveloppe de réponses plus ou moins conservatives ; la réponse réelle du bâtiment sous chargement temporel se trouvant dans cette enveloppe. Afin de réduire cette enveloppe, des travaux cherchent à identifier des procédures de chargements quasi-statiques encore plus représentatifs du chargement sismique et allant jusqu'à prendre en compte les pertes de fonctionnalité progressives des structures, *via* notamment des approches multi-modales (Chopra [96]). Enfin, à la lumière des travaux de Salonikios, il est important de souligner que les choix de modélisation de la structure ont une réelle importance sur les résultats des analyses «pushover», en attestent les courbes FIGURE 4.15. A noter que cette dernière remarque ne se borne pas à ce type d'analyse : le choix des modèles mécaniques permettant d'appréhender les comportements non-linéaires du matériau et les comportements de structure est essentiel dans ces approches mécaniques non linéaires (temporelle ou quasi-statique). Le paragraphe suivant cherche à présenter différentes stratégies couramment utilisées pour modéliser les structures maçonnées.

4.2.2 Modélisation des maçonneries... Jeu d'échelle et spécificités dues au contexte sismique

La description des maçonneries comme milieu faite dans le premier paragraphe de cette introduction générale a posé les grands principes sur lesquels se basent les méthodes de

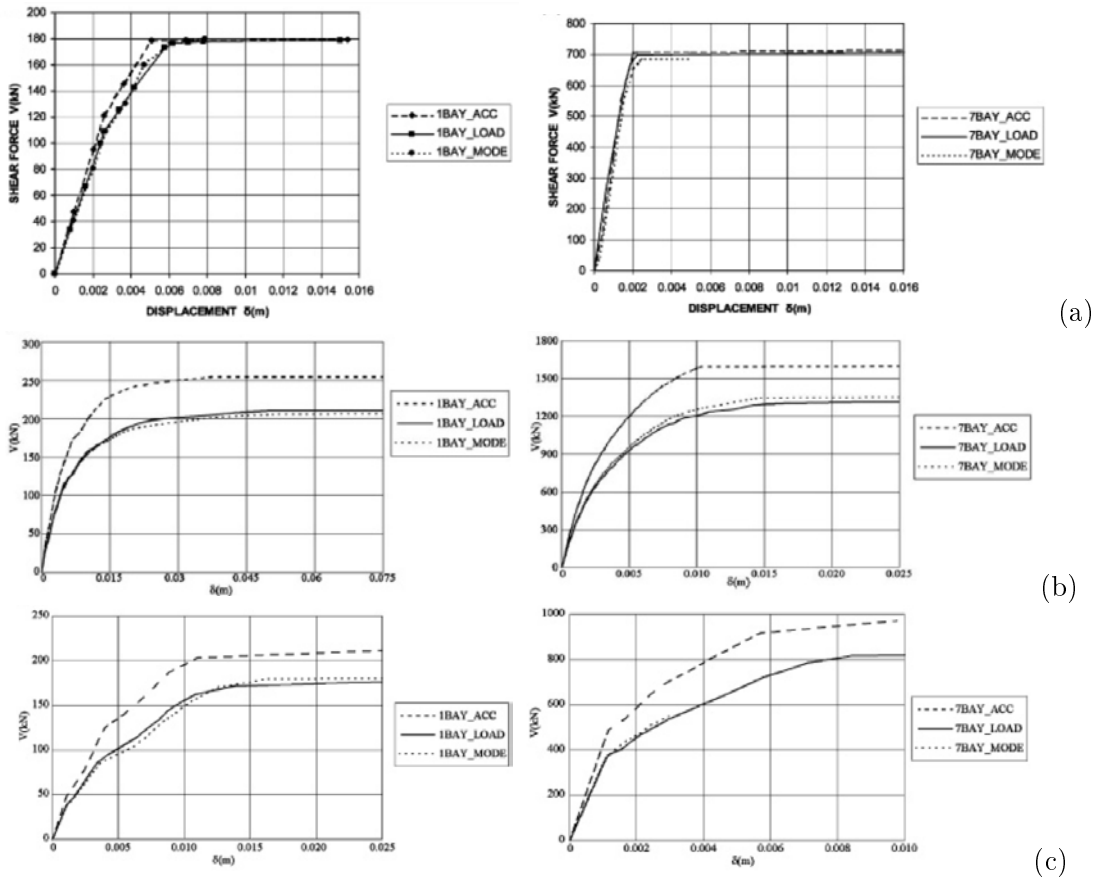


Figure 4.15 – Courbes de capacité obtenues pour trois modélisations différentes — (a) simplifiée (S), (b) continue (C) et (c) discrète (D) — pour les deux cas d'étude : 1 bay colonne de gauche et 7 bays colonne de droite (d'après Salonikios et *al.* [95])

modélisation qui sont utilisées à l'heure actuelle pour représenter le comportement de ce *media* et de ces structures. L'enjeu de cette partie n'est pas de faire un catalogue exhaustif de ces méthodes ou de les décrire de façon trop approfondies ; mais plutôt d'essayer d'identifier des méthodes en fonction de considérations liées à la prise en compte de niveaux d'échelles dans l'analyse du comportement mécanique des structures. Nous renvoyons à la thèse de V. Acary [1] où le lecteur pourra trouver un bon aperçu des méthodes usuelles utilisées pour modéliser les maçonneries, et également de façon générale aux travaux de P.B. Lourenço [32].

Comme nous l'avons mentionné auparavant, le choix de la modélisation dépend intrinsèquement de la manière dont est considéré le milieu «maçonnerie», en d'autres termes, il dépend de notre décision de tenir compte de l'hétérogénéité du matériau et finalement de considérations liées à sa microstructure (propriétés des blocs, granulométrie («blocométrie»), caractéristiques des joints ou encore spécificité des assemblages, *etc.*). Trois stratégies de modélisation sont présentées ici ; chacune d'entre elles offrant des intérêts différents et permettant d'observer la structure à des échelles plus ou moins fines, allant de la structure entière au détail du bloc.

Si les modélisations macro-mécaniques s'opposent traditionnellement aux modélisations micromécaniques, nous introduirons ici une échelle intermédiaire pour représenter la

maçonnerie.

Modélisations Macroscopiques L'une des difficultés majeures de la modélisation des maçonneries réside dans le niveau de prise en compte de la nature discrète du milieu et de son hétérogénéité. Les approches macroscopiques se placent dans un cadre très particulier pour décrire ces milieux dans lesquels les aspects très locaux décrits ici et auparavant ne sont pas pris en compte. La maçonnerie n'est pas considérée comme une microstructure mais comme un matériau à part entière, les structures maçonnées étant de ce fait assimilables à des structures homogènes et continues. La méthode des éléments finis FEM (*Finite Element Method*) rentre typiquement dans le cadre de ces approches macroscopiques. La méthode FEM est très utilisée pour l'analyse dynamique des ouvrages, notamment dans le génie parasismique (FIGURE 4.16) : elle permet notamment d'identifier les fréquences et modes propres des structures calculées.

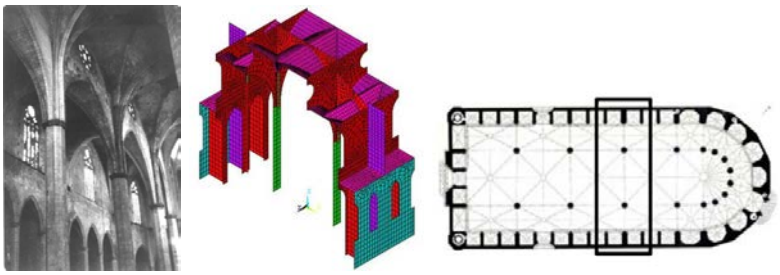


FIGURE 4.16 – Détail du modèle 3D de l'église Santa Maria del Mar à Barcelone (projet RISK-UE (d'après Lagomarsino [97]))

Le matériau «maçonnerie» cherche bien évidemment à tirer ses propriétés et caractéristiques mécaniques de la nature des constituants présents dans le milieu maçonnerie, de leur proportion, ou encore de leur disposition dans le milieu ; la définition de ce type de matériau très spécifique faisant appel généralement à des considérations d'homogénéisation. Ce matériau équivalent cherche à prendre en compte le comportement des blocs mais peut également chercher à tenir compte de phénomènes plus complexes, caractéristiques du milieu maçonné comme l'ouverture et la fermeture de joints. Il est décrit par une loi de comportement homogène plus ou moins sophistiquée suivant la phénoménologie à représenter. Le comportement dans le plan du matériau équivalent a notamment été formulé pour les maçonneries avec mortier par Cecchi et Sab [98], puis élargi au cas de chargements hors plan [99]. L'endommagement du mortier au cours du chargement a été pris en compte dans les travaux de Luciano et Sacco [100], et enfin la surface limite d'élasticité du matériau homogène équivalent a été déterminée dans les travaux de Milani et *al.* [101].

Les principaux modèles utilisés classiquement pour décrire les milieux continus avec la méthode des éléments finis sont rappelés ci-après. Nous essaierons de mettre en avant leur intérêt dans la modélisation des structures maçonnées en se basant sur l'information mécanique à laquelle ces modèles donnent accès et aux comportements qu'ils permettent de représenter.

Comportement élastique linéaire

Si ce type de comportement reste simpliste pour décrire les structures, les calculs éléments finis avec des modèles élastiques linéaires permettent toutefois de visualiser des zones de la structure fortement sollicitées (niveau de contrainte élevé), en statique (descente de charge) ou en dynamique. Ils permettent notamment de localiser les zones de la maçon-

nerie soumises à la traction et qui sont tout particulièrement à surveiller, les maçonneries présentant une très faible résistance à la traction.

L'une des principales faiblesses liée au choix de ce type de comportement réside dans le fait que le matériau ne puisse être endommagé. Ainsi, les aspects liés aux redistributions des charges qui s'opèrent lorsque les non linéarités apparaissent localement quand la maçonnerie est soumise à de fortes sollicitations, ne peuvent être approchées avec ces modèles.

A noter toutefois que des techniques existent pour essayer de prendre en compte la fissuration en traction du matériau, faisant notamment appel à des procédés de remaillage. Le but est de découper localement le maillage pour décharger les zones en traction de la maçonnerie. L'ouverture des mailles est obtenue itérativement pour retrouver un état de compression dans le matériau ; cette pseudo fissuration du milieu étant dépendante des opérations de maillage et remaillage de la structure.

Comportements élasto-plastiques

Ces modèles un peu plus évolués permettent de considérer la maçonnerie dans deux états de fonctionnement différents, en élasticité et en plasticité. De ce fait, elles donnent accès à un premier niveau de non linéarité de la structure. Pour autant, elles ne permettent pas de prendre en compte à proprement parler la perte de résistance des porteurs étant donné que la «plastification» du matériau n'altère pas ses propriétés mécaniques et notamment élastiques.

Endommagement

Les pertes de rigidité sont associées à des endommagements locaux irréversibles de la structure qui peuvent être décrits directement au travers de la loi de comportement. Les modèles d'endommagement permettent de prendre en compte la fissuration progressive du milieu jusqu'à sa rupture. Les cycles successifs de charge et de décharge conduisent à une altération des propriétés mécaniques du matériau décrite en fonction de paramètres d'endommagement (FIGURE 4.17) dont l'évolution est plus ou moins complexe. Le choix de ces paramètres et de ces lois d'évolution, qui peut notamment être fonction de la contrainte effective ou encore de la déformation, est donc primordial pour décrire convenablement les mécanismes de rupture et représenter fidèlement la phénoménologie. A noter que les modèles en endommagement peuvent être couplés avec des modèles élastiques ou plastiques.

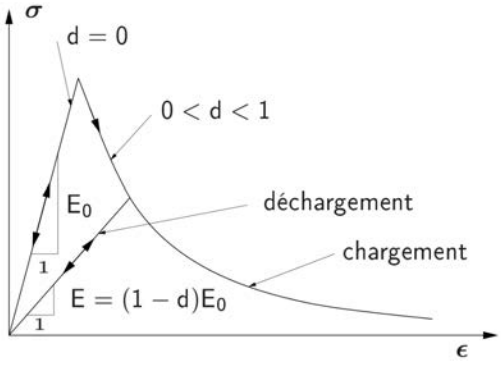


FIGURE 4.17 – Evolution des propriétés mécaniques en fonction d'un paramètre d'endommagement scalaire d

Les travaux de Salonikios et *al.* [95] évoqués dans le paragraphe précédent utilisent un

modèle élastique endommageable pour décrire le comportement de la maçonnerie considérée comme un matériau homogène équivalent. Le modèle de comportement utilisé (modèle de MAZARS [102]) est employé usuellement pour décrire le comportement élastique-endommageable du béton. Ce modèle 3D et isotrope s'appuie sur un critère d'endommagement écrit en déformation décrivant la dissymétrie traction-compression. La variable de dommage varie de 0 pour un matériau sain à 1 pour un matériau complètement détruit. La FIGURE 4.18 présente les cartes de dommages obtenues après application des trois chargements quasi-statiques présentés ci-avant (ACC, LOAD et MODE) pour les deux structure 1 bay et 7 bay (modélisation sous CASTEM).

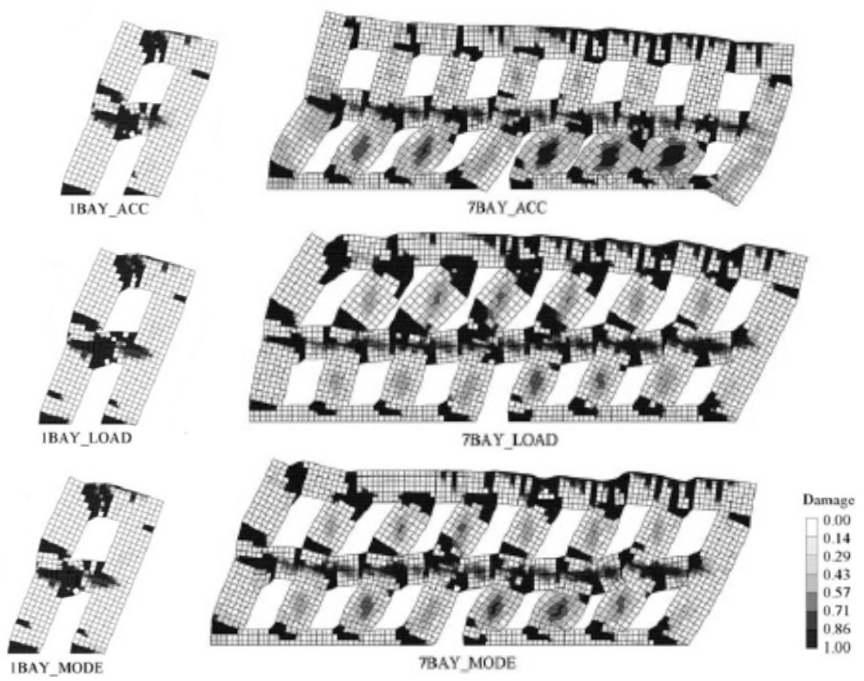


FIGURE 4.18 – Faciès de rupture observés à l'issue de 3 essais de pushover différents (ACC, LOAD, MODE) sur deux structures différentes (1bay et 7bay) et valeurs du paramètre de dommage (d'après Salonikios et *al.* [95])

Les *No–Tension Material* (NTM)

Si les approches présentées ci-avant semblent mettre en oeuvre des modèles toujours plus complexes pour représenter le matériau «maçonnerie», d'autres approches cherchent au contraire à simplifier ces comportements à leur plus simple expression. Heymann ([33], [103]) formalise trois hypothèses fondamentales qui seront le fondement de l'analyse limite et qui représentent les comportements basiques d'une maçonnerie :

- (H1) : la maçonnerie n'a aucune résistance en traction,
- (H2) : la maçonnerie a une résistance illimitée en compression,
- (H3) : aucun glissement ne peut avoir lieu dans la maçonnerie.

Heymann a justifié ces hypothèses en s'appuyant sur les comportements et les propriétés mécaniques connus des maçonneries mais également sur l'observation : l'hypothèse (H1) traduit la faible résistance des éléments de maçonnerie en traction et notamment des mortiers ; l'hypothèse (H2) traduit le fait que les ruines par écrasement des blocs sont

suffisamment rares pour ne pas être considérées ; et l'hypothèse (H3), héritée des travaux de Coulomb, considère que les coefficients de frottement dans les joints et les pressions normales sont assez élevées dans les maçonneries pour qu'il n'y ait pas de glissement.

Dans ce cadre d'hypothèse, de multiples travaux ont cherché à formuler des lois de comportement spécifiques pour décrire ces matériaux particuliers, pour finalement aboutir à la définition des NTM qui représentent le comportement de matériaux idéalisés n'ayant aucune résistance en traction et une résistance infinie en compression (comportement élastique). L'hypothèse d'un comportement élastique linéaire en compression du NTM est discutée dans les travaux de Marfia et Sacco [104]. Un modèle de NTM prenant en compte un comportement inélastique en compression est développé : il propose de considérer un comportement élastoplastique parfait sans endommagement en compression (FIGURE 4.19). Ce modèle NTM permet de décrire de façon appropriée les zones d'écrasements locaux du matériau dans lesquelles la contrainte limite en compression est atteinte.

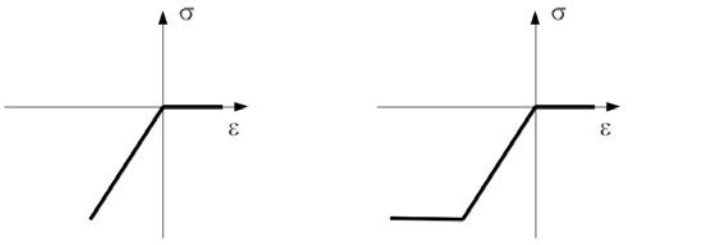


FIGURE 4.19 – Modèles NTM : (a) élastique, (b) élasto-plastique

Milieu de Cosserat

Enfin, une autre approche consiste à sortir du cadre, ou à enrichir le cadre de la méthode des éléments finis classiquement utilisé dans l'étude des milieux continus pour appréhender la modélisation macroscopique des maçonneries. Les milieux de Cosserat ajoutent des degrés de liberté cinématique à la formulation classique éléments finis (ajout de micro-rotations). Cet enrichissement de la cinématique permettant de prendre en compte de façon indirecte, notamment, la microstructure de la maçonnerie ; la description des micro-rotations nécessitant l'introduction de dimensions géométriques caractéristiques, qui, pour les maçonneries, renvoient à la blocométrie.

BILAN

Les modélisations macroscopiques par éléments finis donnent accès à une information mécanique riche (niveau de contrainte dans le matériau) et sont de ce point de vue intéressantes, notamment pour l'estimation de niveaux de dommages dans la structure. Il est possible de relier par exemple cet endommagement à l'information mécanique décrivant intrinsèquement le comportement du matériau (contraintes/déformations) à l'échelle d'un élément ; donnant ainsi accès à des indications de dommages locaux. Le dommage sur la structure peut également être abordé à une échelle plus globale, au travers de considérations liées à la déformation du bâtiment lors de la sollicitation et au dépassement de valeurs limites proscrites en déplacement ; ce genre de prise en compte du dommage pouvant intervenir à différentes échelles :

- dommage mésoscopique : courbes contraintes–déformations sur des panneaux de maçonneries avec estimations de niveaux de dommages pseudo-normalisés

– dommage macroscopique : déplacements inter-étages, *etc.*

Cette approche de l'endommagement est celle que l'on peut retrouver typiquement dans les analyses de structures par la méthode du «pushover» et qui identifie sur les courbes de réponses force/déplacement des points de fonctionnement limites de la structure définissant différents niveaux de dommages ($(\overline{Sd_i})_i$). Les niveaux de dommages proposés par exemple dans le cadre du projet Risk-UE sont donnés FIGURE 4.20 où les points de fonctionnement limites bornant les niveaux de dommages $(\overline{Sd_i})_i$ sont définis en fonction du déplacement limite élastique D_y et du déplacement ultime D_u : $\overline{Sd_1} = 0.7 \cdot D_y$, $\overline{Sd_2} = D_y$, $\overline{Sd_3} = D_y + 0.25 \cdot (D_u - D_y)$ et $\overline{Sd_4} = D_u$.

Damage Grade	Definition	Spectral Displacement Limits (UNIGE, CIMNE)
0	No damage	**D** < 0.7 Dy
1	Slight damage	0.7Dy ≤ **D** < 1.0 Dy
2	Moderate damage	1.0 Dy ≤ **D** < Dy+Duy
3	Extensive damage	Dy+Duy ≤ **D** < Du
4	Very heavy damage	Du ≤ **D**
		Duy = 0.25*(Du-Dy)

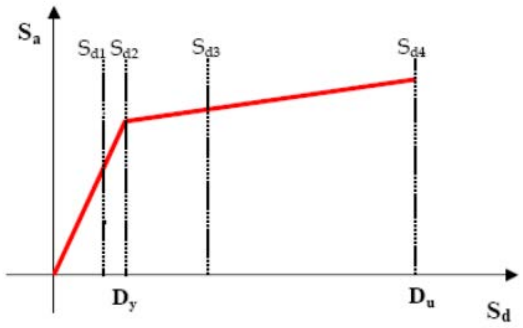


FIGURE 4.20 – Niveaux de dommages proposés par l'UNIGE (Università degli Studi di Genova) et le CIMNE (International Centre for Numerical Methods in Engineering) de Barcelone définis au travers de considérations de déplacements limites dans le cadre du projet Risk-UE

Si la méthode FEM semble séduisante et permet notamment la modélisation de structures complexes, la méthode repose toutefois sur une hypothèse discutable qui amène à considérer la maçonnerie comme un milieu continu et homogène, ce qui rompt totalement avec la notion d'assemblage qui est sous-jacente dès lors que l'on est amené à évoquer ces structures. Même si les modèles mis en œuvre pour appréhender le comportement des maçonneries cherchent à tenir compte de la microstructure du milieu maçonnerie, ces modèles ne donnent accès qu'à des comportements «moyens». L'influence des non-linéarités locales sur le comportement de structure ne peut être mis en valeur : la description de l'hétérogénéité des structures maçonnées, composante caractéristique du comportement des maçonneries, est d'ailleurs difficilement maîtrisée malgré l'utilisation de lois de comportements complexes, qui ont, de plus, un coût non négligeable sur les temps de calcul.

Concernant l'estimation de l'endommagement qui nous intéresse directement ici, la méthode FEM permet d'appréhender semble-t-il différents niveaux de dommages. Cette remarque doit cependant être maniée avec précaution : le calcul des niveaux de dommages à une échelle donnée dépend de l'identification et de la prise en compte d'un ensemble d'éléments dans la structure, et est obtenue en effectuant des moyennes sur les informations mécaniques fournies par chacun de ces éléments. La précision des niveaux de dommages ainsi obtenus peut souffrir de ces opérations qui lissent les réponses.

Enfin, les comportements de structure tels que les déversements ou les basculements de murs qui interviennent lors de sollicitations hors plan des porteurs sont difficilement représentés par la méthode FEM, ou alors en faisant appel à des formulations très sophistiquées conduisant à des coûts de calcul prohibitifs.

Modélisations Mésoscopiques Certaines approches dites mésoscopiques cherchent à appréhender les structures non pas dans leur globalité mais au travers d'éléments de structures spécifiques. Ce genre d'approche est particulièrement adapté à la modélisation de maçonneries standard, présentant des ouvertures régulièrement réparties sur les façades. La modélisation des maçonneries par la méthode FME (*Frame by Macro Element*) et utilisée dans le logiciel Tremuri est caractéristique de ces méthodes.

La méthode FME, comme son nom l'indique, considère la structure maçonnée au travers d'un portique équivalent. Les murs assurant la reprise des charges latérales sont discrétisés en un ensemble de panneaux de maçonneries, la non linéarité de la structure étant prise en compte dans des modèles (macro éléments) décrivant le comportement de ces panneaux. Ceux-ci sont de différents types (FIGURE 4.21). Les premiers assurent la reprise des charges verticales et participent au transfert des charges horizontales aux fondations. Ils correspondent aux trumeaux de maçonnerie (*piers*) et peuvent être définis comme les panneaux de maçonnerie qui se situent entre deux ouvertures suivant la longueur du mur. Le second type de panneaux renvoie aux linteaux et allèges (*spandrels*) qui ne participent pas à la reprise des charges verticales mais permettent de relier entre eux les trumeaux. Ils correspondent aux panneaux de maçonnerie situés au dessus et en dessous des ouvertures. Ces deux types de panneaux correspondent aux zones où se localise l'endommagement lors des évènements sismiques. Les autres parties de la maçonnerie qui ne correspondent pas à des zones pathologiques de dommages sont considérées comme des nœuds rigides connectant ces panneaux endommageables.

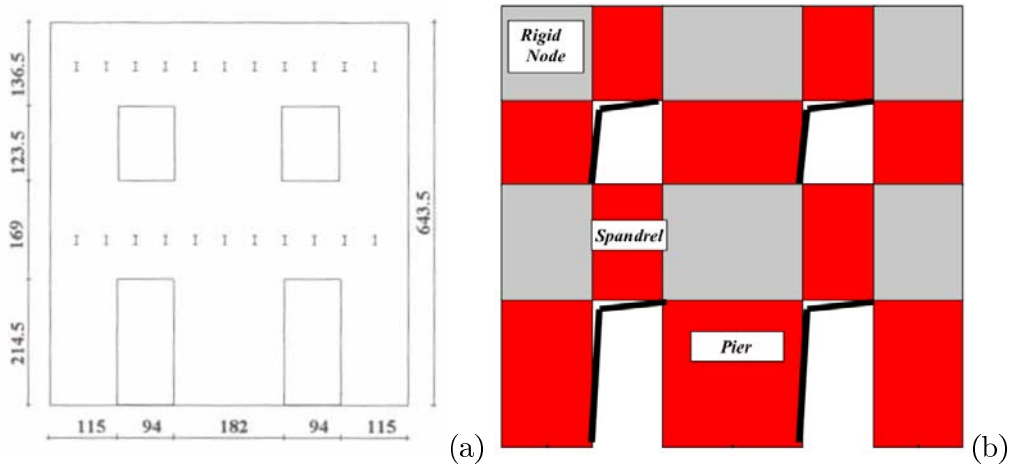


FIGURE 4.21 – Décomposition de la structure (a) en différents panneaux de maçonnerie endommageables (trumeaux, linteaux, allèges) assurant des reprises de charges spécifiques (b) (logiciel Tremuri [85])

Ce découpage de la maçonnerie a été directement inspiré de l'observation de la ruine des maçonneries et de la localisation de ces phénomènes dans ces structures. Les missions post-sismiques ont permis de mettre en évidence des modes de rupture caractéristiques et localisées des maçonneries, associées à des comportements spécifiques des bâtiments (comportement en plan ou hors plan) déjà évoqués dans ce chapitre d'introduction générale. L'identification et la localisation de ces mécanismes particuliers de ruine a conduit au développement de l'approche par «macro éléments» qui propose de modéliser l'endommagement des trumeaux, linteaux et allèges lorsque la maçonnerie est soumise à des charges en plan (cisaillement et flexion). Ces faciès de rupture caractéristiques déjà évoqués sont rappelés FIGURE 4.22).

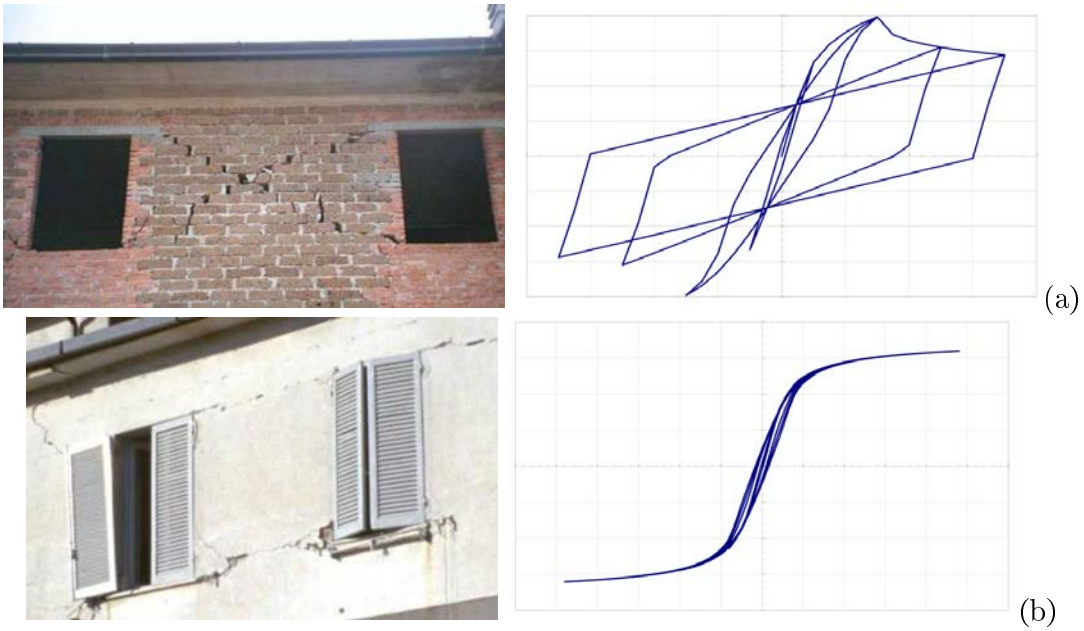


FIGURE 4.22 – Faciès de rupture et réponse caractéristique du panneau (logiciel Tremuri [85]) : rupture en cisaillement (a) — rupture en flexion (b)

Le modèle non linéaire de «macro élément» proposé par Gambarotta [105] décrit le comportement en plan de ces panneaux de maçonneries avec un nombre limité de degrés de liberté (8 DDL). Les deux principaux mécanismes de ruine sont décrits spécifiquement dans le macro élément et ne peuvent se produire que dans des régions prédéfinies et très localisées du macro élément (FIGURE 4.23). Celui-ci est divisé en effet en trois zones distinctes, chacune de ces zones étant le siège d'un mécanisme spécifique : la partie centrale du macro élément permet de gérer notamment le comportement en cisaillement du panneau (et uniquement ce comportement), alors que les extrémités permettent de prendre en compte les effets de la flexion et de la compression de la maçonnerie, celles-ci étant infiniment rigide en regard des actions de cisaillement. A noter que les comportements hors plan ne sont pas du tout gérés par les macro éléments.

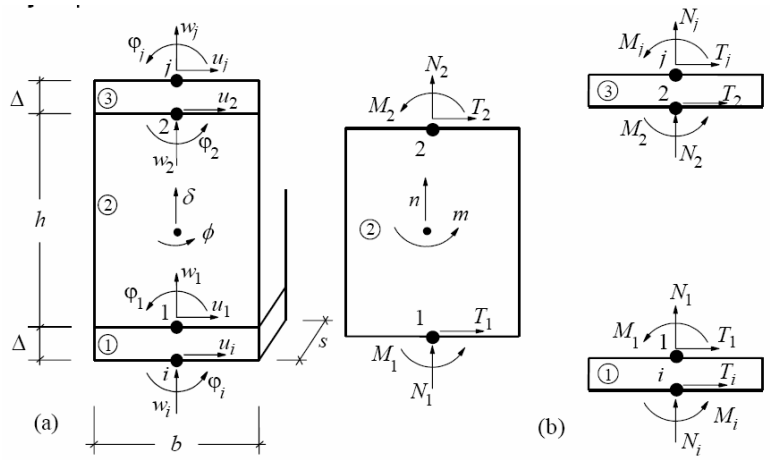


FIGURE 4.23 – Modèle cinématique du macro élément proposé par Gambarotta [105]

Des variables d'endommagement permettent de prendre en compte la perte de rigidité des panneaux. Ces paramètres sont notamment basés sur la déformation des macro éléments donnée par l'expression $\delta_m^{DL} = \frac{\Delta_m}{h_m}$ (FIGURE 4.24). Ils diffèrent suivant les modes de rupture, de sorte que le type de ruine puisse être identifié. Au delà d'une certaine déformation, la rupture du panneau est considérée comme atteinte : le macro élément est retiré de la simulation et ne participe plus à la reprise des charges horizontales. Ces valeurs ultimes sont prédéfinies et font référence à la littérature et à différents codes parasismiques. Dans le cas de maçonneries anciennes, la déformation ultime avant ruine δ_u est estimée à 0.4% en cisaillement et à 0.4% en flexion–compression. La FIGURE 4.25 montre un résultat de calcul «pushover» sur une structure simple : les types et niveaux de dommages prédits par le logiciel sont mis en regard d'un calcul FEM et des faciès de rupture observés sur un modèle de maçonnerie sollicité expérimentalement.

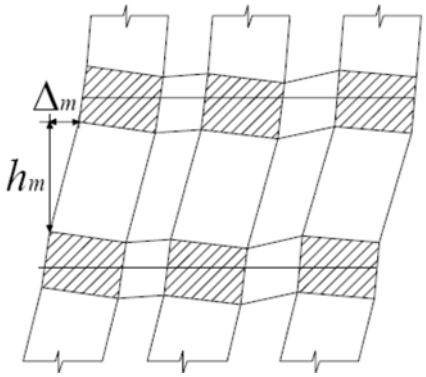


FIGURE 4.24 – Gestion de l'endommagement des macro éléments (Tremuri [85])

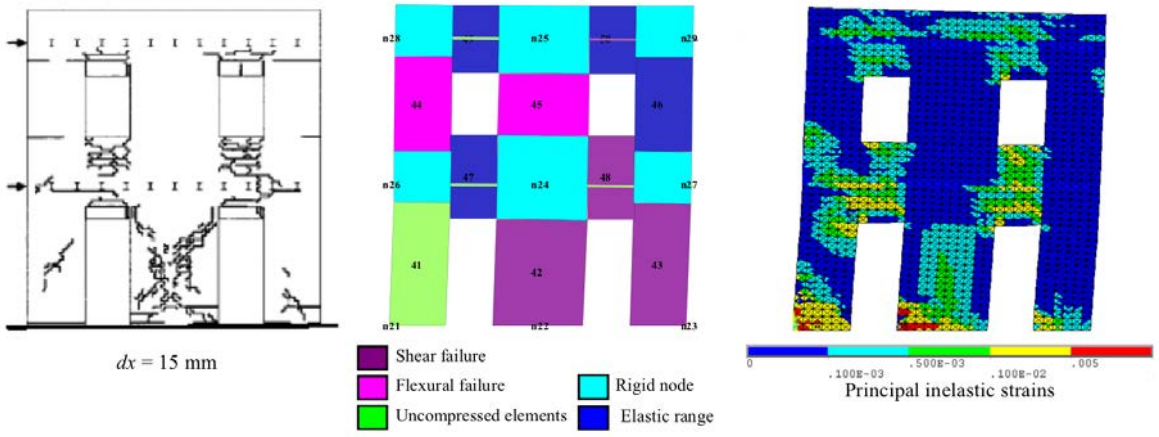


FIGURE 4.25 – Comparaison entre les faciès de rupture observés expérimentalement sur un cas test, et les résultats numériques : niveau de dommage des macro éléments (FME, Tremuri) et localisation des déformations plastiques (FEM) (d'après Calderini *et al.* [89], [90])

BILAN Cette méthode, semble-t-il, permet d'identifier correctement les zones d'endommagement de la structure : les localisations, types et niveaux de dommages atteints obtenus en fin de simulation correspondent aux observations expérimentales. Il est important de garder à l'esprit que ces résultats dépendent du calage des macro éléments ; opération très

délicate et très difficile à maîtriser, surtout pour les maçonneries anciennes dont l'état d'endommagement initial est le plus souvent inconnu. Ces aspects sont pourtant fondamentaux : ils influencent directement la rigidité apparente de la structure, élément essentiel dans le cadre des analyses «pushover». Une sous-estimation de la rigidité apparente de la structure peut conduire à une sur-évaluation de sa capacité étant donné que la procédure de détermination du point de fonctionnement du bâtiment dépend directement de la période propre du bâtiment (et donc à sa rigidité apparente) liée à la période du SDOF équivalent T^* et à la période caractéristique T_C du spectre de demande (FIGURE 4.26). A noter toutefois, que de façon générale, la rigidité apparente des bâtiments en maçonnerie est importante. Dans la plupart des cas, le domaine d'analyse est donc celui des faibles périodes ($T^* \leq T_C$).

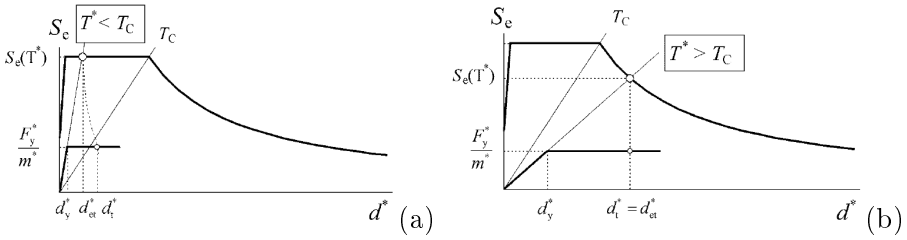


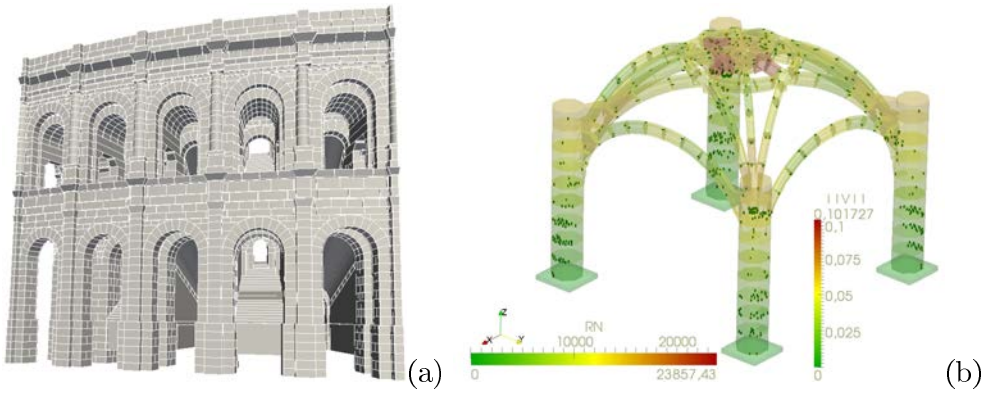
FIGURE 4.26 – Influence de la rigidité apparente dans l'analyse «pushover» et la sur-estimation de la capacité de la structure [66] : cas $T^* \leq T_C$ (a) et cas $T^* \geq T_C$ (b)

En ce qui concerne les choix de modélisations, certains points méritent d'être soulignés : s'il est vrai que la méthode permet de représenter les comportements en plan des structures, les comportements hors plan ne sont, quant à eux, pas du tout abordés par la méthode. En outre, elle repose sur des hypothèses fortes, notamment concernant la régularité des bâtiments susceptibles d'être étudiés grâce à cette méthode ; la définition du portique équivalent étant totalement conditionnée par des considérations géométriques basées sur la répartition des ouvertures. Enfin, si l'échelle de description de la maçonnerie (panneaux) permet la description de mécanismes de structure assez complexes, les aspects liés à la microstructure ne peuvent pas du tout être pris en compte par la méthode.

Modélisations Microscopiques Les méthodes par éléments discrets — appelées DEM par la suite (*Discrete Element Method*) — permettent tout au contraire de prendre en compte les effets de la microstructure des milieux sur leurs comportements macroscopiques. Ces méthodes permettent des approches micromécaniques qui cherchent à étudier le comportement de larges collections d'objet en interaction à partir de comportements locaux (interactions entre objets) et d'en étudier l'influence sur la réponse globale de ces systèmes. La description du milieu ou de la matière à ce type d'échelle permet de rendre compte de sa non linéarité.

Les méthodes DEM constituent un outil important pour l'étude des structures ou matériaux divisés comme les milieux granulaires. Typiquement, ces méthodes modélisent un matériau ou une structure à l'échelle des objets les constituant et de leur voisinage. Elles permettent de décrire des comportements tout aussi variés que complexes (état d'équilibre, écoulement, localisation de déformations, fracture, dissipation, *etc.*) qui ne peuvent pas être précisément représentées par une approche continue et ce, malgré l'utilisation de modèles avancés basés sur un nombre important de paramètres censés rendre compte des comportements locaux. Les maçonneries en tant que milieux divisés, rentrent pleinement

dans le champ d'application de ces méthodes, la méthode DEM permettant une modélisation «blocs à blocs» de ces structures en atteste les modèles des Arènes de Nîmes ou de la voûte de Vandelvira (Bagnéris et *al.* [106], [107]) présentés FIGURE 4.27 calculés avec le logiciel aux éléments discrets LMGC90.



(a) (b)

FIGURE 4.27 – Modèles «blocs à blocs» des Arènes de Nîmes (a) et de la voûte de Vandelvira (b) (d'après Bagnéris et *al.* [106], [107])

Il existe de nombreuses stratégies numériques pour décrire le comportement dynamique de collections d'objets. Parmi les méthodes DEM, on distingue notamment les méthodes dites «*smooth*» qui utilisent des lois d'interactions régulières (fonctions continues et différentiables) — type méthode de Cundall [108], [109] — et les méthodes «*non smooth*», qui à l'opposé, utilisent des loi d'interaction non régulières (lois à seuil, sauts de vitesse, *etc.*). Les lois d'interaction rendent compte du comportement aux interfaces. Les plus couramment utilisées décrivent du contact frottant, de la cohésion, ou encore des comportements plus singuliers tels que la présence de ferraillages ou de renforcements textiles type FRP (*Fibre–Reinforced Plastic*). Le choix des lois d'interaction et des modèles volumiques (rigide/déformable) vise à représenter au mieux la phénoménologie.

L'un des grands inconvénients des méthodes *DEM* réside dans le fait qu'elles nécessitent des temps de calculs relativement importants, qui viennent limiter les temps de simulation ou bien le nombre de corps dans les échantillons. L'utilisation du calcul parallèle est au centre de nombreux travaux pour compenser ces limitations.

Bilan Le choix d'un modèle fait intervenir de nombreux aspects. Bien entendu il est avant tout lié à la finesse des comportements qu'il cherche à modéliser. Il est donc crucial de garder à l'esprit les limites des modèles utilisés pour une simulation et de resituer l'analyse des résultats obtenus dans le cadre d'hypothèses définies avec le choix du modèle.

Les différents types de modélisations qui ont été présentés ici apportent tous des éclairages sur le comportement des structures. Le rôle du numéricien est d'adapter ses choix de modélisation au problème qu'il a à traiter. Dans ce sens, les différentes stratégies de modélisations ne doivent pas être opposées les unes aux autres ; le numéricien devant plutôt chercher à utiliser leur complémentarité.

Les approches numériques de la vulnérabilité sismique utilisées à l'heure actuelle utilisent des modélisations macro voire mésoscopiques, et ne peuvent prendre en compte la nature discrète du milieu «maçonnerie». L'originalité de notre approche, que nous chercherons à justifier dans la dernière sous-section de ce chapitre d'introduction générale, est justement de tenir compte de la microstructure de la maçonnerie en utilisant la méthode *DEM* et le logiciel LMGC90 dans l'évaluation de la vulnérabilité des structures maçonnées.

4.3 Apport de la méthode *DEM* et utilisation du logiciel LMGC90 pour la définition de courbes de vulnérabilité

4.3.1 Choix de la plate-forme LMGC90 : utilisation de la méthode *DEM* comme alternative ou complément aux méthodes existantes

Un logiciel dédié à la modélisation des milieux divisés Le code de calcul LMGC90 — Logiciel de Mécanique Gérant le Contact en Fortran90 — ([110], [111]), développé par F. Dubois et M. Jean [112] au Laboratoire de Mécanique et Génie Civil (LMGC) utilise la méthode *NSCD* (*Non Smooth Contact Dynamics*) ([113], [114], [115], [116]). Il permet la modélisation de grandes collections d'objets solides (rigides/déformables) en interaction [117]. La modélisation des structures maçonnées en tant que milieux divisés rentre pleinement dans le champ d'application du code de calcul LMGC90.

L'une des grandes forces et spécificités du logiciel LMGC90 est de pouvoir gérer dans une même simulation des corps de natures totalement différentes — que cela soit au travers de leur géométrie, ou du modèle volumique affecté à chacun d'entre eux (particules rigides ou déformables) — et des interactions de natures différentes — contact frottant, cohésion, liaisons —. A noter qu'un système de «tag» sur les contacteurs des particules permet de multiplier le nombre de lois d'interaction dans une même simulation en permettant notamment de spécifier des comportements donnés entre les différents types de contacteurs.

Il propose en outre plusieurs algorithmes de résolution du problème de contact, au cœur des problèmes multi-contact que ce logiciel se propose de modéliser.

Une plate-forme ouverte propice à la mise en place de stratégies numériques hybrides Le cœur de ce logiciel, conçu avec une approche orientée objet [118], a été totalement développé en Fortran90. Il se veut une plate-forme ouverte destinée à accueillir de nouveaux développements, et propose donc une architecture et des outils adaptés ; ces développements pouvant porter aussi bien sur l'enrichissement des lois de comportement des corps ou des lois d'interaction, l'ajout de nouveaux solveurs de contact, ou la mise en place de stratégies numériques (parallélisation, *etc.*).

Le superviseur du code en Python [119] permet de préciser les paramètres du calcul et la stratégie à suivre lors de la simulation. Un ensemble de fonctionnalités permettent de récupérer des informations liées au calcul en cours de simulation ; ces informations pouvant être utilisées pour piloter et contrôler la simulation *a priori*.

Le logiciel LMGC90 s'appuie en outre sur des librairies extérieures qui permettent de disposer notamment de loi de comportements spécifiques (MatLib *Material Library* développée par L. Stainier [120]) ou de méthodes spécialisées dans la résolution de systèmes linéaires (LAPACK *Linear Algebra PACKage* [121]).

Le logiciel LMGC90 a également été couplé avec d'autres codes de calcul dans le cadre de différents projets de R&D (Projet Européen Siconos [122], laboratoire MIST, projet ANR Saladyn, *etc.*) Par exemple le projet Saladyn cherche à faire dialoguer au travers de la plate-forme Salomé, trois logiciels libres : Code_Aster (code de calcul aux éléments finis) développé par EDF, LMGC90 (code de modélisation et simulation de systèmes multi-contacts) et Siconos (code de simulation de systèmes dynamiques non réguliers) développé à l'INRIA. L'idée au centre de ce type de projets est de jouer sur la complémentarité des

approches. A terme, l'objectif de ces travaux est de se diriger vers des approches multi-échelles des problèmes, en étant capable de passer d'une représentation à une autre du problème, en cours du calcul.

Le logiciel LMGC90 et la modélisation des maçonneries La plate–forme de calcul LMGC90 semble fournir un environnement de développement très intéressant pour la modélisation des maçonneries (hors et en contexte sismique), et ce pour plusieurs raisons. Tout d'abord, la méthode NSCD qu'utilise le logiciel permet la prise en compte de la microstructure des maçonneries. Ce point nous semble essentiel dans le cadre des travaux que nous cherchons à mener. La nature discrète des maçonneries et leur hétérogénéité n'a pu être prise en compte que de façon indirecte dans les travaux traitant notamment de la vulnérabilité des structures maçonnées par des approches mécaniques ; ces travaux faisant appel à des modèles macroscopiques ou mésoscopiques pour représenter ce milieu. Les approches par éléments discrets permettent d'améliorer les choses mais elles se heurtent bien entendu aux impératifs liés aux pratiques d'ingénierie (temps de calculs) et aux problèmes inhérents à la méthodologie (calculs intensifs, tirages de Monte Carlo). Il est important de noter que des efforts sont faits pour améliorer les temps de restitution des calculs, des développements sont notamment en cours sur l'usage du calcul parallèle.

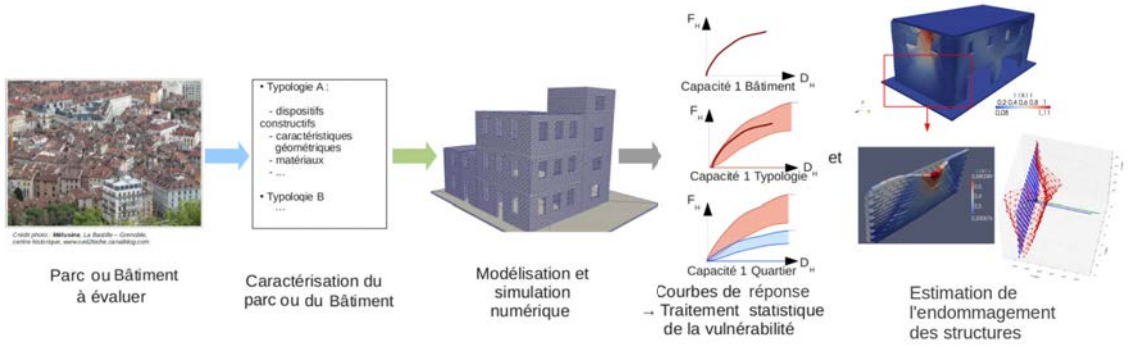
Si l'objectif à court terme est bien évidemment de s'appuyer sur la représentation de la maçonnerie comme un assemblage de blocs et de pouvoir coller à la nature discrète de ces structures, les autres approches citées précédemment ne doivent pas pour autant être écartées. L'originalité de notre approche est d'essayer de se positionner dans un cadre plus large, et de voir la méthode DEM non pas comme une alternative aux modélisations mésoscopiques et macroscopiques uniquement mais plutôt comme un complément. De ce point de vue, les approches multi–échelles semblent être un cadre prometteur pour les modélisations de demain. Le logiciel LMGC90, fort de son expérience de couplage avec d'autres codes experts et de ses possibilités de prise en compte de modèles de nature très différentes dans une même simulation, semble de ce point de vue tout a fait adapté pour aborder ce genre d'approches.

4.3.2 Méthodologie et objectifs : de la mise en données au post-traitement en passant par la simulation : des étapes résolument tournées vers la définition de courbes de vulnérabilité

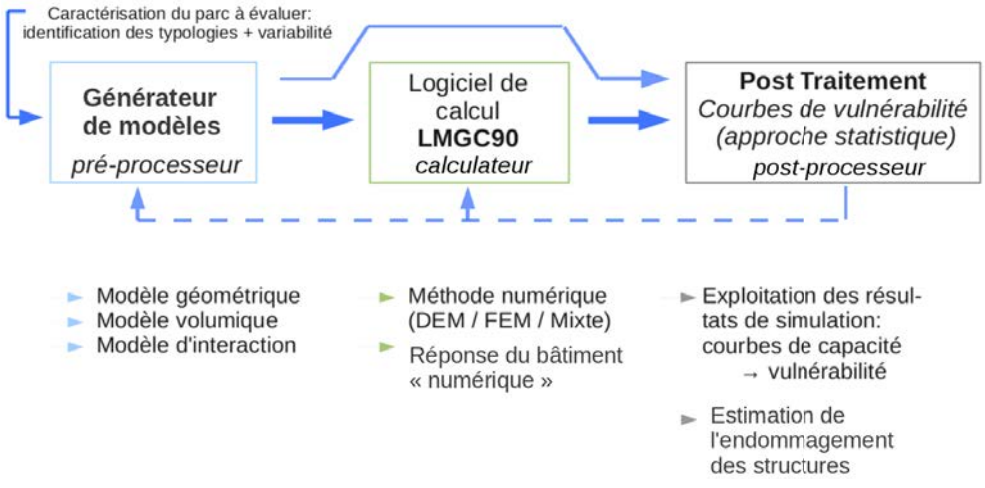
Les travaux présentés dans cette thèse cherchent à utiliser la méthode DEM, et le code de calcul LMGC90, pour appréhender le comportement mécanique et dynamique des ouvrages maçonnés, et pour finalement mettre en place des méthodes susceptibles de traiter de la vulnérabilité sismique de ces bâtiments. Bien entendu, notre approche n'est pas fondamentalement différente de celles proposées par les autres approches mécano-numériques. La méthodologie que nous cherchons à mettre en place s'inscrit dans les objectifs classiques de ces approches, consistant à traiter la vulnérabilité sismique de bâtiments spécifiques ou d'ensembles de bâtiments regroupés en typologies.

Comme nous avons pu le constater, quelque soit l'étendue de ce type d'étude, les approches mécaniques doivent toutes passer par des étapes incontournables allant de la définition des modèles numériques (chargés de rendre compte du comportement des ouvrages maçonnés ou encore de prendre en considération l'agression sismique), à la gestion du calcul à proprement parler en passant par l'évaluation de la vulnérabilité à partir des résultats de simulation. Ce sont des étapes standards rencontrées très classiquement en

modélisation numérique sous les termes de mise en données (*preprocessing*), calcul (*analysis*) et post traitement (*postprocessing*). Ces étapes *a priori* bien distinctes sont au cœur de la méthodologie que nous cherchons à mettre en place : la spécificité consiste ici, bien entendu, à les adapter au cadre particulier des approches discrètes et de la méthode DEM, mais également de tourner l'ensemble de ces étapes vers les approches de vulnérabilité et de leur donner un rôle plus transverse comme le montre la FIGURE 4.28.



(a)



(b)

FIGURE 4.28 – Méthodologie suivie dans l'approche mécanique de la vulnérabilité avec la méthode DEM : concepts de base (a) — schéma synaptique et objectifs (b)

Les enjeux de chacune des étapes du processus de définition de la vulnérabilité par des approches mécaniques et notamment par la méthode DEM sont donnés ci-après : ils constituent les éléments sur lesquels se sont basés nos travaux et qui seront développés plus en détail dans les trois parties suivantes de ce manuscrit.

Une mise en données dédiée à l'approche DEM de la vulnérabilité L'étape de *preprocessing* est essentielle et doit relever le défi de convertir la vision qu'à un ingénieur d'une structure donnée ou de bâtiments appartenant à une typologie en autant de modèles numériques intelligibles par le code de calcul LMGC90 utilisé dans nos travaux pour simuler le comportement dynamique des ouvrages sous séismes. Cette étape de mise en données doit de ce fait faire face aux exigences et spécificités du logiciel. Or, comme nous avons

pu le souligner, la plate–forme de calcul LMGC90 offre de grandes libertés quant à la définition des géométries, des choix de lois de comportements ou de lois d'interaction, *etc.* L'un des premiers challenges consiste donc à proposer une mise en données maîtrisée des bâtiments maçonnés, tenant compte des spécificités dues au contexte sismique dans lequel se placent nos travaux ; mais également adaptée aux différents types d'études de vulnérabilité auxquelles nos travaux se proposent de répondre.

Nous envisageaons deux stratégies qui seront présentées dans la deuxième partie de ces travaux. La première stratégie consiste en des générations spécifiques de modèles, l'idée étant d'aborder des structures complexes *via* cette approche, et de faire un effort de modélisation pour approcher le comportement mécanique de ces ouvrages de façon très précise et réaliste. La seconde consiste à aborder la mise en données d'un grand nombre de bâtiments caractérisant des typologies. Ce type d'approche relève de la génération automatique de modèles basée sur la prise en compte de la variabilité structurelle des bâtiments. Dans les deux cas toutefois, cette étape de mise en données propose des choix de discrétisation, d'affectation de modèles volumiques ou surfaciques, *etc.* Nous verrons par ailleurs que cette étape de *preprocessing* peut également être utilisée tant pour mettre en place des stratégies numériques spécifiques que pour conditionner le problème pour les étapes de post traitement ou de visualisation.

Modélisation des maçonneries avec le code de calcul LMGC90 : aspects physiques et numériques L'objectif principal de la mise en données est de fournir au code de calcul un modèle numérique «calculable». Se pose ensuite la question de la représentativité de ces modèles qui renvoie de façon plus générale à la pertinence de la description de la physique et de la mécanique proposée. L'ensemble des choix de modélisations faits lors de la mise en données doit être clairement discuté. Les simulations doivent permettre en effet de reproduire des comportements dynamiques réalistes : les résultats de simulation sont au cœur de la méthodologie présentée pour *in fine* permettre de traiter de la vulnérabilité des structures modélisées. A noter que découlent directement de ces considérations les aspects de calage de modèle.

La première partie de ce travail est donc dédiée à ces considérations physiques qui nous semblent cruciales dans nos travaux tant il nous importe d'être capable de représenter avec réalisme le comportement dynamique des structures. Les incertitudes liées aux choix de modèles et aux problèmes de calage sont discutées. Si le choix de ces modèles est au centre de la réponse des structures, il faut être attentif à ne pas oublier de prendre en compte l'influence des stratégies numériques utilisées dans le calcul. La qualité des simulations y est directement liée. Ces considérations numériques seront également discutées. L'enjeu de cette partie consacrée à la modélisation des maçonneries est donc de donner des éclairages significatifs sur l'utilisation de la méthode DEM dans le calcul de ces structures particulières et notamment sur la maîtrise des simulations du point de vue de leur qualité et de leur représentativité.

Approche discrète de la vulnérabilité La dernière partie de ce travail est consacrée plus spécifiquement à la vulnérabilité des ouvrages, et au traitement qui en est fait avec la méthode DEM. L'enjeu est ici de décrire l'approche de la vulnérabilité dans le contexte de la mécanique des milieux divisés, avec les deux méthodes non linéaires couramment utilisées dans les approches mécaniques. Si le niveau de prise en compte de la maçonnerie comme microstructure permet vraisemblablement de prendre en considération des

mécanismes locaux sur le comportement global de la structure, il pose de nombreux problèmes dans le traitement de la vulnérabilité pour les deux méthodes. Nous tenterons de revenir sur ces difficultés, et notamment sur les problèmes liés à l'application de la méthode du «pushover» sur des structures discrètes ou encore sur les difficultés rencontrées pour appréhender l'endommagement des structures discrètes dans l'estimation d'un dommage macroscopique à l'échelle de la structure à partir de dommages locaux donnés à l'échelle de modélisation de la méthode DEM.

Cette partie a pour vocation de montrer la faisabilité de l'approche de la vulnérabilité par des approches DEM, beaucoup de travail restant à faire pour vraiment juger de l'apport de la méthode sur les estimations de vulnérabilité.

Deuxième partie

Modélisation des Maçonneries avec LMGC90

Introduction

La prise en compte des effets de microstructure sur le comportement des bâtiments maçonnés, à différentes échelles, a motivé le choix de la méthode DEM — et de la méthode NSCD dans notre cas — . En tant que milieu divisé, les maçonneries rentrent pleinement dans le domaine d'application de ces approches dites de micromodélisation ; semblant à même de rendre compte de comportements de structures découlant de phénomènes très locaux se produisant au niveau des blocs. Le logiciel LMGC90, qui implémente la méthode NSCD, permet la modélisation de ce type de structure et plus généralement celle de larges collections d'objets en interaction.

De nombreux travaux de recherche ont été menés avec ce logiciel de calcul, traitant de problématiques rencontrées classiquement en physique des milieux granulaires (écoulements de grains, malaxage, essais classiques de compression/cisaillement sur des échantillons, essais triaxiaux, *etc.*), en mécanique des roches (instabilité de massifs fracturés), en biomécanique ou encore en génie civil à travers notamment l'étude d'édifices maçonnés. Les différents travaux ont contribué à l'enrichissement du code de calcul et, au cours des années, lui ont permis d'être reconnu notamment dans la communauté granulaire. Si plusieurs travaux de thèse ont déjà porté sur la simulation d'ouvrages en maçonnerie, un travail important semble encore nécessaire pour fiabiliser l'utilisation de la méthode dans le cadre particulier du calcul et de l'étude de l'instabilité des structures et ainsi faire du code LMGC90 une référence dans le monde du génie civil.

Une spécificité de l'étude des maçonneries, comparée à des études plus classiques d'échantillons granulaires, vient de la forme particulière des «grains» — parallélépipédiques — en présence dans la simulation et une autre des assemblages très ordonnés qui régissent ces milieux. En découle des configurations très spécifiques du problème à traiter que nous nous proposons de considérer plus en détail dans cette partie consacrée à la modélisation des maçonneries avec la méthode NSCD et le logiciel LMGC90 en particulier. Des aspects plus classiques abordés généralement dans les travaux de modélisation seront bien entendu également discutés. Dans notre cas, nous nous intéresserons plus précisément à deux aspects fondamentaux, à savoir la représentativité des modèles utilisés pour la modélisation des maçonneries et la qualité des simulations proposées par le logiciel.

La représentativité des modèles est directement liée aux choix de modélisations ; ces choix renvoyant aux échelles de modélisations adoptées pour représenter le milieu (discrétisation de la structure à l'échelle du bloc ou du panneau ou *etc.*), aux comportements affectés aux objets ainsi obtenus (comportements type solide rigide, élastique, plastique *etc.*) ou encore à la gestion des phénomènes de contacts entre ces éléments (gestion de phénoménologies à partir de lois de contact). Les modèles numériques doivent bien sûr être définis en regard de la phénoménologie que l'on cherche à étudier par la simulation. Il est

donc primordial que soient identifiées clairement les différentes options de modélisation des maçonneries disponibles dans l'outil LMGC90, et ainsi identifier des stratégies de modélisation pertinentes pour se rapprocher le plus possible de simulations «prédictives».

La notion de qualité de solution renvoie quant à elle davantage à des considérations purement numériques, liées au comportement des algorithmes utilisés pour permettre la modélisation de ces larges ensembles de corps. Nous verrons qu'elle transparaît essentiellement au travers de la gestion du problème de contact et notamment des aspects liés à la détection et à la résolution du système multicontact.

L'enjeu de cette partie est véritablement de trouver le meilleur compromis possible entre l'utilisation de modèles numériques représentatifs et la production de calculs de qualité associés à la maîtrise des temps de calculs. De nombreux aspects sont donc à prendre en compte pour y parvenir ; l'une des difficultés majeures résidant dans le fait que ces aspects peuvent difficilement être considérés indépendamment les uns des autres.

Le cadre théorique de l'approche est rappelé au tout début de cette partie ; l'objectif n'est pas de décrire en détail la méthode NSCD — de nombreux travaux y sont consacrés — mais plutôt de montrer en quoi l'ensemble des aspects que l'on cherche à discuter sont intimement liés et presque indissociables. Des considérations générales liées aux choix de modélisation et à certains comportements pathologiques qui peuvent en découler sont ensuite abordés pour porter des éclairages sur l'utilisation de la méthode. La gestion de la modélisation des maçonneries par des solides rigides (et pour différents modèles de contact) est étudiée dans un troisième chapitre en regard de son influence sur le comportement de l'algorithme de résolution du contact et les temps de simulation. Cette étude nourrit un certain nombre de réflexions qui conduisent au développement d'une stratégie de modélisation adaptée au calcul des édifices maçonnés et qui sera présentée dans l'avant dernier chapitre de cette deuxième partie. Enfin, un dernier chapitre est consacré aux perspectives entrevues pour la modélisation des structures maçonnées ; axées essentiellement sur la réduction des temps de restitution des calculs : parallélisation (*multi-threads* ou *multi-process*), modèles hybrides, *etc.*.

Chapitre 5

Méthode NSCD — Aspects Généraux et Cadre Théorique

Sommaire

5.1 Formulation Mécanique – Formalisme Général 155
5.2 Méthode NSCD 159
5.3 Problème de Contact 160
5.3.1 Définition du contact 160
5.3.2 Détection des contacts potentiels 160
5.4 Loi de Contact Frottant 161
5.5 Formulation du Problème Dynamique 162
5.6 Equation de la Dynamique Condensée au Contact 164
5.7 Stratégie Numérique (Algorithmes *NSCD* et *NLGS*) 165
5.8 Conclusion 169

L'enjeu de ce chapitre est véritablement de mettre en évidence la manière dont se trouvent reliés entre eux les aspects relatifs aux choix de modélisation et à la stratégie numérique utilisée pour la résolution du problème multi-contacts à traiter. La présentation de la méthode NSCD qui est faite ici cherche uniquement à porter les éclairages suffisants pour la bonne compréhension des problèmes qui nous intéressent. Les détails de la méthode ont été abordés dans de nombreux ouvrages ou articles — que cela soit au travers de considérations théoriques, numériques ou liés à sa mise en œuvre — auxquels nous renvoyons le lecteur.

5.1 Formulation Mécanique – Formalisme Général

Nous nous proposons dans cette première section de revenir sur la formulation mécanique permettant d'appréhender sans ambigüité le problème mécanique à modéliser. L'approche héritée de la mécanique des milieux continus permet notamment de mettre en lumière la contribution de la déformabilité des corps dans les équations de la dynamique décrivant le comportement des solides.

Un solide est supposé se mouvoir et se déformer sous l'action de chargements appliqués et des autres corps qui l'entourent. Parmi ces actions, on distingue les forces les forces de volume comme la gravité, les forces de surface ou de contact. La description du comportement mécanique d'un solide cherche à en caractériser le mouvement (les déplacements)

lorsqu'il est soumis à un chargement ; l'accès au champs de déformations et de contraintes internes permet d'évaluer sa capacité à supporter ce chargement.

Le solide peut subir trois types de transformations lorsqu'il est sollicité (FIGURE 5.1) : des mouvements de corps rigide — à savoir une translation $\mathbf{u}_c = \mathbf{x}_c - \mathbf{X}_c$ du centre d'inertie (M_c), une rotation caractérisée par la matrice d'orientation $\mathcal{R}_c$ — et une déformation caractérisée par un tenseur de déformation $\underline{\underline{\varepsilon}}$. A noter que les mouvements de corps rigide (translation et rotation) conservent les angles et les distances entre les points du domaine matériel. Le terme déformation utilisé pour décrire toutes les autres transformations ne pouvant se définir comme des mouvements de corps rigide, est réservé aux transformations qui traduisent des variations de distance et/ou des modifications d'angle entre deux couples de points matériels du solide.

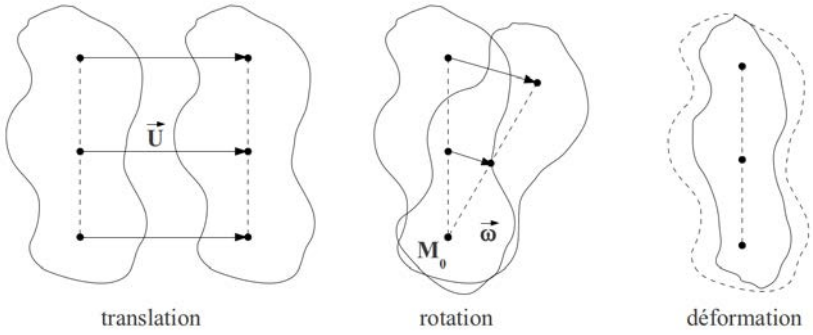


FIGURE 5.1 – Mouvements possibles de transformation

En partant de la formulation forte classique du problème d'équilibre :

$$div(\underline{\underline{\sigma}}(\mathbf{x},t)) + \rho(\mathbf{x},t)\mathbf{f}_v(t) = \rho(\mathbf{x},t)\dot{\mathbf{v}}(\mathbf{x},t), \forall x \in \Omega(t), \tag{5.1}$$

où ρ est la masse volumique du solide, $\mathbf{f}_v$ les forces de volume et $\dot{\mathbf{v}}$ l'accélération et $\underline{\underline{\sigma}}$ le tenseur des contraintes, $\mathbf{t}$ les forces de surface imposées sur Γ_f de normale $\mathbf{n}$ ($\mathbf{t} = \underline{\underline{\sigma}} \cdot n$) et les vitesses sont imposées sur Γ_v.

- décomposition du champs des vitesses :
L'idée suivie ici est de découpler les phénomènes de corps rigides des phénomènes de déformations dans la formulation mécanique. Considérons l'espace des vitesses virtuelles $\delta\mathcal{V}$ défini tel que

$$\delta\mathcal{V}^0 = \{\hat{\mathbf{v}}(\mathbf{x}) = \hat{\mathbf{v}}_c + \hat{\boldsymbol{\omega}} \times (\mathbf{x} - \mathbf{x}_c) + \hat{\mathbf{v}}_D(\mathbf{x}), \forall \mathbf{x} \in \Omega(t) \text{ homogènes pour les ddl bloqués}\}, \tag{5.2}$$

où M_c est le centre d'inertie de l'objet, $\mathbf{x}_c$ sa position, $\hat{\mathbf{v}}_c$ la vitesse virtuelle de translation, $\hat{\boldsymbol{\omega}}$ la vitesse virtuelle angulaire de l'objet en M_c et $\hat{\mathbf{v}}_D$ la vitesse virtuelle de déformation de l'objet.

NOTA : Il est possible de construire une décomposition directe des vitesses déformables et rigides grâce au choix d'opérateurs de projection/relèvement G et L *ad hoc* :

$$\mathcal{V} = \mathcal{V}_R \oplus \mathcal{V}_D \underset{G}{\overset{L}{\rightleftharpoons}} \mathcal{V}^R \tag{5.3}$$

définis de la façon suivante :

$$G(\mathbf{v}^R) = v_R = \mathbf{v}_c + \boldsymbol{\omega} \times (\mathbf{x} - \mathbf{x}_c) \tag{5.4}$$

$$L(\mathbf{v}) = \begin{pmatrix} \mathbf{v}_c = m^{-1} \int_\Omega \rho \mathbf{v} d\Omega \\ \omega = \mathbb{J}^{-1} \int_\Omega \rho(\mathbf{x} - \mathbf{x}_c) \times \mathbf{v} d\Omega \end{pmatrix} \tag{5.5}$$

où $\mathbf{v} \in \mathcal{V}$, $\mathbf{v}^R = \{\mathbf{v}_c, \boldsymbol{\omega}\}^T \in \mathcal{V}^R$, $m = \int_\Omega \rho(\mathbf{x}) d\Omega$ la masse et $\mathbb{J} = \int_\Omega (\mathbf{x} - \mathbf{x}_c) \cdot (\mathbf{x} - \mathbf{x}_c) \mathbb{I} - (\mathbf{x} - \mathbf{x}_c) \otimes (\mathbf{x} - \mathbf{x}_c) \rho(\mathbf{x}) d\Omega$ la matrice d'inertie de l'objet.

Ainsi définis, on constate notamment que $G(L(\mathbf{v}_R)) = \mathbf{v}_R$, $L(\mathbf{v}_D) = 0$ et $\mathbf{v} - G(L(\mathbf{x}_c, \mathbf{v})) = \mathbf{v}_D$.

- formulation faible et découplage des phénoménologies rigide et déformable :
En utilisant la vitesse virtuelle $\hat{\mathbf{v}}(\mathbf{x}) \in \delta\mathcal{V}^0$, on construit, à partir de la formulation forte décrite en 5.1, une forme faible du problème :

$$\int_{\Omega(t)} \rho(x)(\dot{\mathbf{v}}(\mathbf{x}, t) - \mathbf{f}_v(t)) \cdot \hat{\mathbf{v}}(\mathbf{x})\, d\Omega = \int_{\Omega(t)} div(\underline{\underline{\sigma}}(\mathbf{x}, t)) \cdot \hat{\mathbf{v}}(\mathbf{x}) d\Omega, \qquad \forall \hat{\mathbf{v}}(\mathbf{x}) \in \delta\mathcal{V}^0 \tag{5.6}$$

où Ω est le domaine matériel de contour fermé Γ.

En particularisant la forme de la vitesse virtuelle ($\hat{\mathbf{v}}(\mathbf{x}) = \hat{\mathbf{v}}_c$ puis $\hat{\mathbf{v}}(\mathbf{x}) = \hat{\boldsymbol{\omega}} \times (\mathbf{x} - \mathbf{x}_c)$ et enfin $\hat{\mathbf{v}}(\mathbf{x}) = \hat{\mathbf{v}}_D(\mathbf{x})$, $\forall x \in \Omega(t)$), on obtient les expressions suivantes :

$$\begin{cases} \displaystyle\int_{\Omega(t)} \rho(\mathbf{x}) \dot{\mathbf{v}}(\mathbf{x}, t) \cdot \hat{\mathbf{v}}_c\, d\Omega = \int_{\Omega(t)} \rho(\mathbf{x}) \mathbf{f}_v(t) \cdot \hat{\mathbf{v}}_c\, d\Omega + \int_{\Gamma_f(t)} \mathbf{t}(\mathbf{x}, t) \cdot \hat{\mathbf{v}}_c\, d\Gamma, \\ \displaystyle\int_{\Omega(t)} \rho(\mathbf{x})(\mathbf{x} - \mathbf{x}_c) \times \dot{\mathbf{v}}(\mathbf{x}, t) \cdot \hat{\boldsymbol{\omega}}\, d\Omega = \\ \qquad \int_{\Omega(t)} (\mathbf{x} - \mathbf{x}_c) \times \mathbf{f}_v(t) \cdot \hat{\boldsymbol{\omega}}\, d\Omega \\ \qquad + \int_{\Gamma_f(t)} (\mathbf{x} - \mathbf{x}_c) \times \mathbf{t}(\mathbf{x}, t) \cdot \hat{\boldsymbol{\omega}}\, d\Gamma. \\ \displaystyle\int_{\Omega(t)} \rho(\mathbf{x})(\dot{\mathbf{v}}(\mathbf{x}, t) - \mathbf{f}_v(t)) \cdot \hat{\mathbf{v}}_D(\mathbf{x})\, d\Omega = \\ \qquad - \int_{\Omega(t)} \underline{\underline{\sigma}}(\mathbf{x}, t) : \nabla \hat{\mathbf{v}}_D(\mathbf{x})\, d\Omega \\ \qquad + \int_{\Gamma_f(t)} \mathbf{t}(\mathbf{x}, t) \cdot \hat{\mathbf{v}}_D(\mathbf{x}, t)\, d\Gamma \end{cases} \tag{5.7}$$

en notant que $\int_{\Omega(t)} div(\underline{\underline{\sigma}}(\mathbf{x}, t)) \cdot \hat{\mathbf{v}}(\mathbf{x}, t) d\Omega = \int_{\Gamma_f(t)} \mathbf{t}(\mathbf{x}, t) \cdot \hat{\mathbf{v}}(\mathbf{x}, t)\, d\Gamma - \int_{\Omega(t)} \underline{\underline{\sigma}}(\mathbf{x}, t) : \nabla \hat{\mathbf{v}}(\mathbf{x})\, d\Omega$.

Si maintenant on introduit l'expression de l'accélération en repère entrainé $\dot{\mathbf{v}}$ donnée par

$$\dot{\mathbf{v}} = \dot{\mathbf{v}}_c + \dot{\boldsymbol{\omega}} \times (\mathbf{x} - \mathbf{x}_c) + \boldsymbol{\omega} \times (\boldsymbol{\omega} \times (\mathbf{x} - \mathbf{x}_c)) + 2\boldsymbol{\omega} \times \mathbf{v}_D + \dot{\mathbf{v}}_D \tag{5.8}$$

on obtient les trois équations suivantes :

– équation de Newton

$$\int_{\Omega(t)} \rho(\mathbf{x})\dot{\mathbf{v}}(\mathbf{x},t)\cdot\hat{\mathbf{v}}_c\,d\Omega = m\dot{\mathbf{v}}_c\cdot\hat{\mathbf{v}}_c(t) + \dot{\boldsymbol{\omega}}\times\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})(\mathbf{x}-\mathbf{x}_c)\,d\Omega\cdot\hat{\mathbf{v}}_c(t) + \boldsymbol{\omega}\times(\boldsymbol{\omega}\times\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})(\mathbf{x}-\mathbf{x}_c)\,d\Omega)\cdot\hat{\mathbf{v}}_c(t) + 2\boldsymbol{\omega}\times\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})\mathbf{v}_D\,d\Omega\cdot\hat{\mathbf{v}}_c(t) + \int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})\dot{v}_D\,d\Omega\cdot\hat{\mathbf{v}}_c(t)$$

En notant que $\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})\mathbf{v}_D\,d\Omega = 0$, $\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})(\mathbf{x}-\mathbf{x}_c)\,d\Omega = 0$, on obtient alors l'équation de Newton écrite pour un solide rigide

$$m\dot{\mathbf{v}}_c + \int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})\dot{\mathbf{v}}_D\,d\Omega = \int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})\mathbf{f}_v(t)\,d\Omega + \int_{\Gamma(t)}\mathbf{t}(\mathbf{x},t)\,d\Gamma \tag{5.9}$$

au terme de couplage $\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})\dot{v}_D\,d\Omega$ près.

– équation d'Euler

$$\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})(\mathbf{x}-\mathbf{x}_c)\times\dot{\mathbf{v}}(\mathbf{x},t)\cdot\hat{\boldsymbol{\omega}}\,d\Omega = \int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})(\mathbf{x}-\mathbf{x}_c)\,d\Omega\times\dot{\mathbf{v}}_c\cdot\hat{\boldsymbol{\omega}} + \mathbb{J}\dot{\boldsymbol{\omega}}\cdot\hat{\boldsymbol{\omega}} + \boldsymbol{\omega}\times\mathbb{J}\boldsymbol{\omega}\cdot\hat{\boldsymbol{\omega}} + 2\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})(\mathbf{x}-\mathbf{x}_c)\times\boldsymbol{\omega}\times\mathbf{v}_D(\mathbf{x})\cdot\hat{\boldsymbol{\omega}}d\Omega + \int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})(\mathbf{x}-\mathbf{x}_c)\times\dot{\mathbf{v}}_D\cdot\hat{\boldsymbol{\omega}}d\Omega$$

avec $\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})(\mathbf{x}-\mathbf{x}_c)\times\boldsymbol{\omega}\times\mathbf{v}_D(\mathbf{x},t)d\Omega = -\boldsymbol{\omega}\times\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})(\mathbf{x}-\mathbf{x}_c)\times\mathbf{v}_D(\mathbf{x},t)\,d\Omega = 0$.
On reconnaît l'équation d'Euler décrivant les rotations d'un solide rigide

$$\mathbb{J}\dot{\boldsymbol{\omega}}+\boldsymbol{\omega}\times\mathbb{J}\boldsymbol{\omega}+\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})(\mathbf{x}-\mathbf{x}_c)\times\dot{\mathbf{v}}_D(\mathbf{x},t)d\Omega = \int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})(\mathbf{x}-\mathbf{x}_c)\times\mathbf{f}_v(t)\,d\Omega+\int_{\Gamma(t)}(\mathbf{x}-\mathbf{x}_c)\times\mathbf{t}(\mathbf{x},t)\,d\Gamma \tag{5.10}$$

encore une fois au terme de couplage $\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})(\mathbf{x}-\mathbf{x}_c)\times\dot{v}_D(\mathbf{x},t)\,d\Omega$ près.

– équation de Lagrange

$$\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})\dot{\mathbf{v}}(\mathbf{x},t)\cdot\hat{\mathbf{v}}_D(\mathbf{x})\,\Omega = \dot{\mathbf{v}}_c\cdot\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})\hat{\mathbf{v}}_D(\mathbf{x})\,d\Omega + \dot{\boldsymbol{\omega}}\cdot\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})(\mathbf{x}-\mathbf{x}_c)\times\hat{\mathbf{v}}_D(\mathbf{x})\,d\Omega + \boldsymbol{\omega}\times(\boldsymbol{\omega}\cdot\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})(\mathbf{x}-\mathbf{x}_c)\times\hat{\mathbf{v}}_D(\mathbf{x})\,d\Omega) + 2\boldsymbol{\omega}\times\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})\mathbf{v}_D(\mathbf{x},t)\cdot\hat{\mathbf{v}}_D(\mathbf{x})\,d\Omega + \int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})\dot{\mathbf{v}}_D(\mathbf{x},t)\cdot\hat{\mathbf{v}}_D(\mathbf{x})\,d\Omega$$

Il s'agit de l'équation de Lagrange :

$$\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})\dot{\mathbf{v}}_D\cdot\hat{\mathbf{v}}_D\,d\Omega + 2\boldsymbol{\omega}\times\int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})\mathbf{v}_D(\mathbf{x},t)\cdot\hat{\mathbf{v}}_D\,d\Omega = \tag{5.11}$$
$$-\int_{\Omega(t)}\underline{\underline{\sigma}}(\mathbf{x},t):\nabla\hat{\mathbf{v}}_D(\mathbf{x},t)\,d\Omega(\mathbf{x},t) + \int_{\Omega(t)}\rho(\mathbf{x})\mathbf{f}_v(t)\cdot\hat{\mathbf{v}}_D\,d\Omega + \int_{\Gamma_f(t)}\mathbf{t}(\mathbf{x},t)\cdot\hat{\mathbf{v}}_D\,d\Gamma$$

Cette équation est discrétisée par éléments finis.
- *remarques :*

L'écriture du problème mécanique de cette manière permet naturellement de découpler les mouvements de corps rigide des objets de la gestion de leur déformabilité. Bien sûr ce découplage dans l'écriture n'est pas total ; des termes relatifs à la déformabilité des objets apparaissant dans les équations de Newton-Euler. Reste pour autant à évaluer leur réelle importance sur la réponse du système.

Parmi les points étudiés par la suite figurent notamment la représentativité des systèmes mécaniques modélisés ou encore la performance des simulations en temps CPU. Ces deux aspects dépendent des choix de modélisation réalisés (corps rigides ou déformables). Nous chercherons à approcher des comportements de structures les plus réalistes possibles tout en limitant au mieux les durées de restitution des calculs.

5.2 Méthode NSCD

La méthode NSCD est une méthode par éléments discrets, qui utilise des lois d'interaction non régulières et intègre l'équation de la dynamique de façon implicite à l'inverse des méthodes classiques basées sur le caractère régulier des lois d'interaction (fonctions continues et différentiables) et qui utilisent un schéma d'intégration explicite (type méthode de Cundall [108], [109]). Dans le cas présent, nous nous intéressons uniquement à la méthode NSCD initiée et développée par J.J. Moreau et M. Jean [113], [114], [115], [116], et implémentée dans le code de calcul LMGC90.

L'enjeu des approches multi-contacts est d'obtenir le comportement global d'une collection d'objets, en considérant la dynamique propre de chaque élément et en tenant compte d'interactions avec les autres corps. Le problème est décrit à deux niveaux : celui des équations du mouvement des particules exprimées en utilisant des variables globales (variables cinématiques) et celui des interactions décrites au travers de variables locales (variables de contact). Le passage entre ces niveaux global et local, nécessaire à la résolution de ce type de problème, s'effectue à l'aide d'opérateurs linéaires $\mathbb{H}(q)$ et ${}^T\mathbb{H}(q)$ construits grâce à des considérations cinématiques et de dualité, et qui permettent de relier l'ensemble des vitesses relatives au contact $\boldsymbol{\mathcal{V}}$ et l'ensemble des vitesses des corps $\mathbf{V}$ ou encore de calculer la résultante des efforts de contact $\mathbf{R}$ à partir des forces de contact $\boldsymbol{\mathcal{R}}$:

$$\mathbb{H}(q) \ : \ (\boldsymbol{\mathcal{R}}^\alpha) \ \rightarrow \ \mathbf{R} \ = \ \sum_\alpha \mathbb{H}^\alpha(q) \ \boldsymbol{\mathcal{R}}^\alpha$$

$${}^T\mathbb{H}(q) \ : \ \mathbf{V} \ \rightarrow \ (\boldsymbol{\mathcal{V}}^\alpha) \ = \ \sum_\alpha {}^T\mathbb{H}^\alpha(q) \ \mathbf{V}$$

$\mathbf{V}$	$\leftarrow$ Equations de la dynamique $\rightarrow$	$\mathbf{R}$	Echelle globale
$\downarrow \ {}^T\mathbb{H}(q)$		$\uparrow \ \mathbb{H}(q)$	
$\boldsymbol{\mathcal{V}}^\alpha$	$\leftarrow$ Lois de contact $\rightarrow$	$\boldsymbol{\mathcal{R}}^\alpha$	Echelle locale

Trois grandes étapes vont être nécessaires à la résolution du problème : la détection du contact, la résolution du problème de contact (détermination des forces de contact) et le

calcul du mouvement des éléments de la collection résultant des forces extérieures et de contact.

Les grandes lignes de la modélisation du contact ainsi que sa résolution sont rappelées ci-après.

5.3 Problème de Contact

Dans la méthode NSCD, les notions de contacts et d'interfaces entre les éléments sont donc primordiales. Les notions de contact entre deux objets et les problèmes qui se posent autour de ces aspects (détection, caractérisation, ...) sont rappelés dans un premier temps.

5.3.1 Définition du contact

Le problème à résoudre est un problème multi-contacts. Pour comprendre cette notion, il est fondamental de revenir au cas simple du contact binaire entre deux objets (FIGURE 5.2).

La gestion du contact entre corps est basée sur une approche candidat/antagoniste autrement dit une approche maître/esclave. A n'importe quel instant au cours de l'évolution du système, on suppose qu'il est possible de définir des couples de points (A) et (C) portés respectivement par les corps antagoniste (a) et candidat (b). En outre on suppose qu'il est également possible de définir un repère local au contact $(\mathbf{t}, \mathbf{n}, \mathbf{s})$. La normale de ce repère $\mathbf{n}$ pointe vers le corps candidat et correspond usuellement à la normale au plan tangent à la surface antagoniste défini par le couple $(\mathbf{t}, \mathbf{s})$. De la sorte on peut définir la distance signée ou interstice au contact $g = \vec{AC} \cdot \mathbf{n}$.

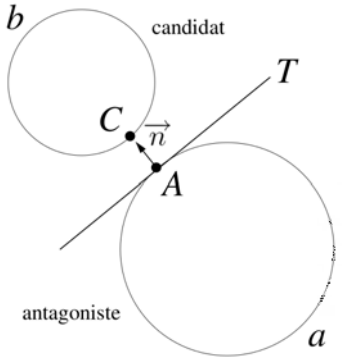


FIGURE 5.2 – Gestion du contact binaire entre deux particules par une approche candidat/antagoniste

5.3.2 Détection des contacts potentiels

La manière la plus intuitive pour prédire l'existence des contacts est un calcul de la distance g entre toutes les paires d'objets possibles. Cette approche est totalement irréaliste car nécessite n^2 calculs pour une collection de n objets, sans compter qu'elle peut se complexifier avec la géométrie des corps. Un certain nombre de méthodes ont été développées pour optimiser la détection des contacts. Elles reposent sur une hiérarchisation de la

détection :

1- Construction d'un voisinage : la recherche est locale autrement dit un corps ne peut être en contact qu'avec son voisinage immédiat. Il semble totalement inutile de vérifier le contact entre deux corps n'étant pas voisins. Un certain nombre de méthodes permet la construction de tels voisinages (méthodes des boîtes, maillage, *etc*).
2- Détection grossière : cette phase utilise la liste de voisins précédente et se base sur des descriptions simplifiées des objets pour exclure des contacts (intersection de boîtes englobantes, "shadow overlap", *etc*). En fonction de la proximité «approchée» de ces corps (dépassement d'une distance d'alerte) la suspicion de contact peut être écartée.
3- Détection fine : le calcul de distance entre les corps a effectivement lieu.

Au final, chaque contact α prédit est caractérisé par les coordonnées du point de contact, le repère local de contact $(\mathbf{t}^\alpha, \mathbf{n}^\alpha, \mathbf{s}^\alpha)$, l'interstice g^α (*id est* la distance algébrique entre les deux corps) et la vitesse relative au contact entre les deux corps $\boldsymbol{\mathcal{V}}^\alpha = (\mathcal{V}_n^\alpha, \boldsymbol{\mathcal{V}_t}^\alpha)$.

5.4 Loi de Contact Frottant

Condition unilatérale ou de Signorini Le contact unilatéral traduit que deux corps ne sont pas autorisés à s'interpénétrer. Avec ce qui a été introduit précédemment cela signifie qu'un corps candidat ne peut traverser la frontière d'un corps antagoniste. Ceci se traduit par le fait que l'interstice g doit rester positif ou nul ($g \geq 0$). En outre, l'absence de cohésion se traduit par le fait que la réaction normale $\mathcal{R}_n$ est toujours positive ou nulle ($\mathcal{R}_n = 0$ renvoie à l'absence de contact). Plus précisément lorsqu'il y a contact, $\mathcal{R}_n$ est positif ($\mathcal{R}_n > 0$) et $g = 0$; et en l'absence de contact, $\mathcal{R}_n = 0$ et $g \geq 0$ (ici le cas $g = 0$ renverrait à du contact affleurant). Ceci peut être écrit plus synthétiquement

$$g \geq 0,\ \mathcal{R}_n \geq 0 \ et\ g \cdot \mathcal{R}_n = 0$$

Cette formulation en déplacement (FIGURE 7.3 (a)) peut également être traduite en vitesse (MOREAU) :

$$\begin{cases} si\ g > 0,\ \mathcal{R}_n = 0,\ \mathcal{V}_n\ quelconque \\ si\ g \leq 0,\ \mathcal{V}_n \geq 0,\ \mathcal{R}_n \geq 0\ et\ \mathcal{V}_n \cdot \mathcal{R}_n = 0 \end{cases}$$

Frottement — Loi de Coulomb Le frottement relie la réaction tangentielle $\boldsymbol{\mathcal{R}_t}$ (ou force de frottement) à la vitesse de glissement $\boldsymbol{\mathcal{V}_t}$. Généralement, la loi de frottement entre les corps décrit un frottement sec, la plus répandue est la loi de Coulomb (FIGURE 7.3 (b)). Cette loi est une loi à seuil, la force motrice doit dépasser un certain seuil pour provoquer le glissement. Elle peut s'écrire de la manière suivante :

$$\mathcal{R}_n \geq 0\ et\ \| \boldsymbol{\mathcal{R}_t} \| \leq \mu\, \mathcal{R}_n \begin{cases} \| \boldsymbol{\mathcal{R}_t} \| < \mu \cdot \mathcal{R}_n \Rightarrow \boldsymbol{\mathcal{V}_t} = 0 \\ \| \boldsymbol{\mathcal{R}_t} \| = \mu \cdot \mathcal{R}_n \Rightarrow \boldsymbol{\mathcal{V}_t} = -\lambda \cdot \frac{\boldsymbol{\mathcal{R}_t}}{\| \boldsymbol{\mathcal{R}_t} \|} \end{cases}$$

où $\lambda > 0$ et μ est le coefficient de frottement à l'interface entre les deux corps.

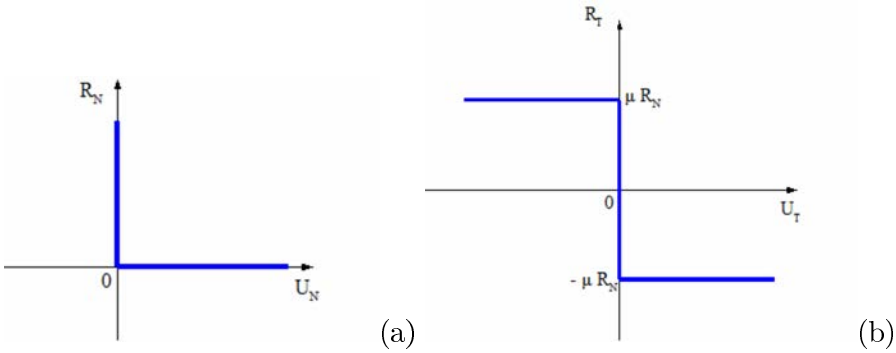


FIGURE 5.3 – Condition d'unilatéralité de Signorini (a) — Loi de frottement de Coulomb (b)

Cette loi très phénoménologique permet de décrire le frottement sec entre bon nombre de matériaux mais elle masque énormément de phénomènes locaux très complexes (plastification locale, abrasion de défauts, ...) ; elle peut être enrichie pour décrire certains phénomènes (dilatance, frottement de roulement, *etc*). On arrive également à représenter le frottement dans les milieux granulaires grâce à la loi de Coulomb. Il est à noter que bien d'autres lois sont implémentées dans le code de calcul LMGC90, simulant notamment l'adhésion due à la présence d'un mortier. Les lois utilisées dans les calculs de maçonneries présentés dans ce travail seront décrites plus spécifiquement par la suite.

5.5 Formulation du Problème Dynamique

Modélisation du mouvement d'un corps en l'absence de «contact» La dynamique régissant le mouvement de chaque corps rigide j d'une collection d'objets en l'absence d'interaction est décrite par les équations de Newton–Euler :

$$\begin{cases} m^j \dot{\mathbf{v}}_c^j = \mathbf{f}_{ext}^j \\ \mathbb{J}^j \dot{\boldsymbol{\omega}}^j + \boldsymbol{\omega}^j \times \mathbb{J}^j \boldsymbol{\omega}^j = \mathbf{m}_{ext}^j \end{cases} \tag{5.12}$$

où m^j est la masse du corps j, $\mathbb{J}^j$ sa matrice d'inertie, $\mathbf{v}_c^j$ la vitesse du centre de masse, $\boldsymbol{\omega}^j$ sa vitesse angulaire et $\mathbf{f}_{ext}^j$ et $\mathbf{m}_{ext}^j$ la résultante et le moment des forces extérieures. On retrouve la vitesse $\mathbf{v}$ introduite précédemment en notant $\mathbf{v}^j = \{\mathbf{v}_c^j,\ \boldsymbol{\omega}^j\}^T$.

Le système d'équations pour l'ensemble des corps j de la collection d'objets va s'écrire :

$$\mathbb{M}\dot{\mathbf{V}} = \mathbf{F}_{int} + \mathbf{F}_{ext} \tag{5.13}$$

avec $\mathbb{M} = \bigcup_j \mathbb{M}^j$ la matrice assemblée pour l'ensemble des corps j des matrices $\mathbb{M}^j = \begin{pmatrix} m^j\mathbb{I} & 0 \\ 0 & \mathbb{J}^j \end{pmatrix}$, $\mathbf{V} = \bigcup_j \{\mathbf{v}_c^j,\ \boldsymbol{\omega}^j\}^T$, $\mathbf{F}_{ext} = \bigcup_j \{\mathbf{f}_{ext}^j,\ \mathbf{m}_{ext}^j\}^T$ et $\mathbf{F}_{int} = \bigcup_j \{0,\ -\boldsymbol{\omega}^j \times \mathbb{J}^j\boldsymbol{\omega}^j\}^T$ On constate que le système 5.13 est non-linéaire à cause du terme $\boldsymbol{\omega}^j \times \mathbb{J}^j\boldsymbol{\omega}^j$.

Prise en compte du «contact» La prise en compte des contacts entre corps consiste à introduire dans l'EQUATION 5.13 la contribution des forces de contacts notée $\mathbf{R}$ prenant

en compte la contribution de tous les contacts α appuyés sur chaque corps j.

$$\mathbb{M}\dot{\mathbf{V}} = \mathbf{F}_{ext} + \mathbf{F}_{int} + \mathbf{R} \tag{5.14}$$

A noter que le terme $\mathbf{R}$ rend compte à la fois de force de contact régulières et de percussion liées aux chocs entre les objets. Ces chocs introduisent des discontinuités de vitesse ne permettant pas de traiter les équations de la dynamique de façon classique. Afin de pouvoir prendre en compte ces chocs, la dérivée $\dot{\mathbf{V}}$ dans l'EQUATION 5.14 est à comprendre au sens d'une mesure différentielle.

L'équation de la dynamique est réécrite en termes de mesures différentielles selon la formulation proposée par Moreau et intégrée :

$$\mathbb{M}(\mathbf{V}_{i+1} - \mathbf{V}_i) = \int_{t_i}^{t_{i+1}} \mathbf{F}_{int} + \mathbf{F}_{ext} dt + \mathbf{I} \tag{5.15}$$

La stratégie de résolution du problème est basée sur cette forme intégrée sur un pas de temps de durée h compris entre t_i et t_{i+1} ($t \in]t_i, t_{i+1}]$) du problème d'évolution. Les valeurs X prises au temps t_i (respectivement t_{i+1}) sont indicées X_i (respectivement X_{i+1}) pour alléger l'écriture.
L'EQUATION 5.15 est un bilan de la conservation de mouvement sur un pas de temps qui fait intervenir l'intégrale des chargements extérieurs, et la résultante des impulsions des efforts de contact $\mathbf{I}$.

On obtient alors

$$\mathbf{V}_{i+1} = \underbrace{\mathbf{V}_i + \mathbb{M}^{-1} \int_{t_i}^{t_{i+1}} \mathbf{F}_{int} + \mathbf{F}_{ext} dt}_{\mathbf{V}_{free}} + \mathbb{M}^{-1}\mathbf{I} \tag{5.16}$$

Notre schéma de résolution est de type prédicteur/correcteur : le terme de vitesse libre $\mathbf{V}_{free}$ correspond à la «prédiction» et renvoie au comportement qu'auraient les objets s'il n'y avait pas de contact ; le terme $\mathbb{M}^{-1}\mathbf{I}$ correspondant quant à lui à la correction de vitesse relative à la contribution réelle des contacts sur l'objet.

Le terme de vitesse libre $\mathbf{V}_{free}$ est obtenu en intégrant la résultante et le moment des forces extérieures et le terme de rotation en utilisant un θ schéma sur le pas de temps de durée $h = t_{i+1} - t_i$:

$$\mathbf{V}_{free} = \mathbf{V}_i + h\mathbb{M}^{-1}((1-\theta)\mathbf{F}_{ext,i} + \theta\mathbf{F}_{ext,i+1} + \mathbf{F}_{int,i}) \tag{5.17}$$

Le terme non linéaire contenu dans $\mathbf{F}_{int}$, qui a peu d'importance car les vitesses de rotation restent faibles, est intégré de manière explicite afin de lever la non-linéarité.

Reste à estimer la correction en vitesse rendant compte des contacts réguliers et des chocs dans le système ; cette étape consiste à exprimer l'EQUATION 5.16 à l'échelle du contact. Elle est décrite dans la section suivante.

NOTA : il est important de remarquer que l'expression de la matrice des itérations $\mathbb{M}$ dépend des choix de modélisation des corps présents dans la simulation. Pour des solides rigides, nous l'avons vu, la matrice des itérations résulte de l'assemblage des $\mathbb{M}^j = \begin{pmatrix} \mathbf{m}^j\mathbb{I} & 0 \\ 0 & \mathbb{J}^j \end{pmatrix}$.

Pour des corps déformables, $\mathbb{M}$ aura une expression différente, faisant intervenir les matrices de masse $\mathbb{M}^j$, de viscosité $\mathbb{C}^j$ et de rigidité $\mathbb{K}^j$ des objets présents dans l'échantillon : $\mathbb{M} = \bigcup_j \mathbb{M}^j + h\theta\mathbb{C}^j + h^2\theta^2\mathbb{K}^j$.

Le choix d'un modèle déformable implique bien entendu de prendre en compte les forces intérieures dans l'équation de la dynamique ; le terme $\vec{u}_{free}$ s'en trouvera donc modifié. Indépendamment de ces modifications, il est à noter que la formulation du problème reste totalement identique à celle présentée pour le cas rigide ; le problème à résoudre étant du type $\mathbf{V}_{i+1} = \mathbf{V}_{free} + \mathbb{M}^{-1}\mathbf{I}$. L'approche présentée ci-après pour la résolution du problème de contact est donc indépendante des choix de modélisation des corps de la simulation.

5.6 Résolution du problème de contact condensation de l'équation de la dynamique au contact

Condensation de la dynamique au «contact» A l'échelle locale, les contacts sont détectés dans une configuration $\mathbf{q}_m$ supposée connue. En utilisant les relations de passage de l'échelle locale à l'échelle globale,

$$\boldsymbol{\mathcal{V}}^\alpha = {}^T\mathbb{H}^\alpha(\mathbf{q}_m)\mathbf{V} \ , \ \mathbf{I} = \sum_\beta \mathbb{H}^\beta(\mathbf{q}_m)\boldsymbol{\mathcal{I}}^\beta \tag{5.18}$$

l'Equation 5.16 peut être réécrite en termes d'inconnues cinématiques locales :

$${}^T\mathbb{H}^\alpha(\mathbf{q}_m)\ \mathbf{V}_{i+1} = {}^T\mathbb{H}^\alpha(\mathbf{q}_m)\ \mathbf{V}_{free} + {}^T\mathbb{H}^\alpha(\mathbf{q}_m)\mathbb{M}^{-1}\mathbf{I} \tag{5.19}$$

soit d'après l'Equation 5.18 :

$$\boldsymbol{\mathcal{V}}^\alpha_{i+1} = \boldsymbol{\mathcal{V}}^\alpha_{free} + {}^T\mathbb{H}^\alpha(\mathbf{q}_m)\mathbb{M}^{-1}\mathbf{I} \tag{5.20}$$

En considérant la participation de tous les contacts β

$$\boldsymbol{\mathcal{V}}^\alpha_{i+1} = \boldsymbol{\mathcal{V}}^\alpha_{free} + {}^T\mathbb{H}^\alpha(\mathbf{q}_m)\mathbb{M}^{-1}\sum_\beta \mathbb{H}^\beta(\mathbf{q}_m)\boldsymbol{\mathcal{I}}^\beta \tag{5.21}$$

l'équation peut encore être écrite en termes de résultantes locales :

$$\boldsymbol{\mathcal{V}}^\alpha_{i+1} = \boldsymbol{\mathcal{V}}^\alpha_{free} + \sum_\beta {}^T\mathbb{H}^\alpha(\mathbf{q}_m)\mathbb{M}^{-1}\mathbb{H}^\beta(\mathbf{q}_m)\boldsymbol{\mathcal{I}}^\beta \tag{5.22}$$

soit en introduisant l'opérateur de Delassus $\mathbb{W}^{\alpha\beta} = {}^T\mathbb{H}^\alpha(\mathbf{q}_m)\mathbb{M}^{-1}\mathbb{H}^\beta(\mathbf{q}_m)$,

$$\boldsymbol{\mathcal{V}}^\alpha_{i+1} = \boldsymbol{\mathcal{V}}^\alpha_{free} + \sum_\beta \mathbb{W}^{\alpha\beta}\boldsymbol{\mathcal{I}}^\beta \tag{5.23}$$

Résolution du problème de «contact» En distinguant la contribution des contacts $\beta \neq \alpha$ dans l'Equation 5.23, et en prenant compte la loi de contact définie pour le

contact α, on obtient le système à résoudre suivant :

$$\begin{cases} \boldsymbol{\mathcal{V}}_{i+1}^{\alpha} = \underbrace{\boldsymbol{\mathcal{V}}_{free}^{\alpha} + \overbrace{\sum_{\alpha \neq \beta} \mathbb{W}^{\alpha\beta} \boldsymbol{\mathcal{I}}^{\beta}}^{\boldsymbol{\mathcal{V}}_{aux}^{\alpha}} + \mathbb{W}^{\alpha\alpha} \boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}}_{\boldsymbol{\mathcal{V}}_{LOC\ free}^{\alpha}} \\ \textit{loi de contact } (\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\alpha}, \boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}) \ = \ 0 \end{cases} \tag{5.24}$$

Si l'on considère que toutes les valeurs $(\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\beta}, \boldsymbol{\mathcal{V}}^{\beta})$ des contacts adjacents au contact α sont connues $(\forall \beta \neq \alpha)$, il est donc possible de déterminer le couple $(\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\alpha}, \boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha})$ solution du système 5.24 traduisant à la fois le comportement dynamique du corps et le comportement au contact. Le couple $(\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\alpha}, \boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha})$ est solution du système à 2 équations et 2 inconnus formé par les relations d'interactions et l'équation de la dynamique condensée au contact.

En supposant les termes $\sum_{\alpha \neq \beta} \mathbb{W}^{\alpha\beta} \boldsymbol{\mathcal{I}}^{\beta}$ figés, on peut alors considérer que l'équation de la dynamique condensée au contact s'apparente à l'équation d'une droite dans le plan $(\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\alpha}, \boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha})$ d'ordonnée à l'origine $\boldsymbol{\mathcal{V}}_{LOC\ free}^{\alpha}$ et de coefficient directeur $\mathbb{W}^{\alpha\alpha}$. La résolution du problème de contact s'apparente en 2D à une simple intersection de graphes (FIGURE 5.4), l'équation de la dynamique condensée au contact étant projetée sur les graphes de Signorini (pour la composante normale de la réaction de contact) et de Coulomb (pour sa composante tangentielle).

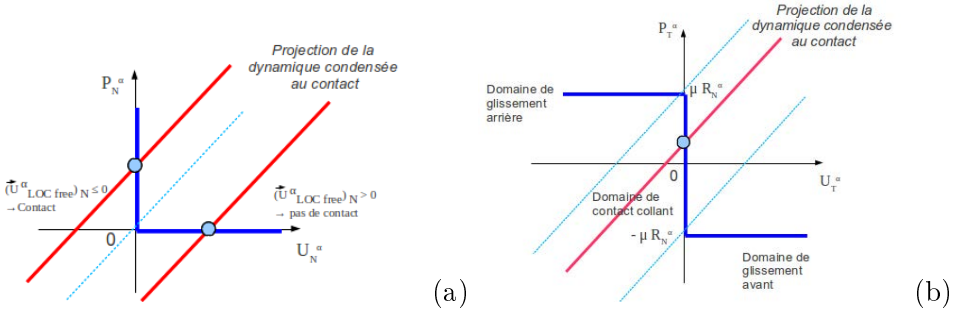


FIGURE 5.4 – Projection de la dynamique condensée au contact sur les graphes représentant la condition de Signorini–Coulomb (2D) : composante normale (a) — composante tangentielle (b)

Dès lors, il est possible de remonter à la résultante du contact sur ce corps par sommation des contacts locaux et en utilisant les opérateurs de passage permettant de passer de l'information portée par les nœuds de surfaces à une information portée par les nœuds de volumes.

5.7 Stratégie Numérique (Algorithmes *NSCD* et *NLGS*)

Approche numérique générale utilisée dans la méthode *NSCD* L'approche numérique du problème découle directement de celle présentée ci-avant pour décrire la méthode *NSCD*. Elle repose sur une décomposition en plusieurs étapes du problème rappelée TABLE 5.1. Parmi ces étapes, la plus coûteuse est celle consacrée à la résolution du problème de contact

et à laquelle est consacré le prochain paragraphe.

Lectures et initialisations
Calcul de la matrice des itérations $\mathbb{M}$ (cas linéaire)
Début de la boucle en temps :
  Calcul de la vitesse libre $\mathbf{V}_{free}$
  Calcul de la configuration de détection $\mathbf{q}_m$
  Détection du contact
  Résolution du problème de contact (algorithme NLGS)
  Calcul de la vitesse $\mathbf{V}_{i+1} = \mathbf{V}_{free} + \mathbb{M}^{-1}\mathbf{I}$
  Mise à jour des coordonnées généralisées
Fin de la boucle en temps

TABLE 5.1 – Algorithme *NSCD* ([111])

Algorithme NLGS *Non Linear Gauss-Seidel* et gestion du problème de contact
Pour ce qui est de la résolution du problème de contact, là encore l'approche numérique utilisée découle directement de celle présentée dans la section précédente ; et repose essentiellement, pour un contact donné, sur l'évaluation du terme $\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{LOC\ free}$ et la résolution du contact en question. La stratégie générale est présentée TABLE 5.2 ; suivent ensuite des précisions quant aux évaluations des termes spécifiques pour la résolution du problème local.

Calcul des opérateurs de Delassus $\mathbb{W}^{\alpha\beta}$
  $k = k + 1$ itérations *NLGS*
    Résolution du problème local pour chaque contact α :
      (a) calcul du terme $\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{LOC\ free}$
      (b) résolution du contact α ($\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\alpha}$,$\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}$)
  Tests de convergence pour $k = 1 \dots k_{max}$

TABLE 5.2 – Algorithme général *NLGS* de résolution du problème de contact ([111])

- calcul du terme $\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{LOC\ free}$:
Différentes stratégies peuvent être utilisées pour évaluer le terme $\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{LOC\ free}$ et renvoient à des variantes de l'algorithme *NLGS*. Nous distinguerons ici deux variantes possibles de l'algorithme. Le terme $\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{LOC\ free}$ comprend une contribution due à la vitesse libre $\boldsymbol{\mathcal{V}}_{free}$ et une contribution «auxiliaire» due aux contacts $\beta \neq \alpha$. Le calcul de la vitesse libre est obtenu par multiplication de l'intégrale des forces extérieures et intérieures (θ-méthode) par l'inverse de la pseudo matrice de masse ou matrice des itérations $\mathbb{M}$; et est commune à l'ensemble des stratégies. L'évaluation du terme auxiliaire en revanche est prise en charge différemment selon les stratégies adoptées.

- **stratégie *Exchange Local Global* (*ELG*) :** Le terme auxiliaire $\sum_{\beta\neq\alpha}\mathbb{W}^{\alpha\beta}\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\beta}$, quant à lui, caractérise la contribution en vitesse des contacts $\beta \neq \alpha$ au point de contact α. Ce terme peut être estimé en introduisant une réaction auxiliaire $\mathbf{R}_{aux} = \sum_{\beta\neq\alpha}\mathbb{H}^{\beta}(q_m)\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\beta}$, en calculant la vitesse auxiliaire $\mathbf{V}_{aux} = \mathbb{M}^{-1}\mathbf{R}_{aux}$ et en remontant cette vitesse au contact $\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{aux} = {}^{T}\mathbb{H}^{\alpha}(q_m)\mathbf{V}_{aux}$. L'implémentation de la résolution du problème local par ce type de solveur est rappelé TABLE 5.3.

Pour chaque contact α (itération de GS $(k+1)$) :

(0) Identification des corps en contact ($\alpha = jl$)
Calcul de la vitesse au contact auxiliaire
$\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{aux} = {}^{T}\mathbb{H}^{\alpha}(\mathbf{q}_m)\mathbb{M}^{-1}\mathbf{I}_k$

(a) Evaluation du terme RHS
$\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{LOC\ free} = \boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{free} + \boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{aux} - \mathbb{W}^{\alpha\alpha}\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\alpha}_{k}$

(b) Résolution du contact α ($\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\alpha}_{k+1}$)

(1) Mise à jour des résultantes des corps j et l en contact ($\alpha = jl$)

TABLE 5.3 – Résolution du problème local avec le solveur *ELG* ([111])

- **stratégie *Stored Delassus Loop* (*SDL*) :** Une autre stratégie peut être envisagée pour construire $\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{LOC\ free}$ consistant à considérer les impulsions de contacts déjà évaluées dans l'itération de GS courante $k+1$ ($\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\beta}_{k+1}$) et celles estimées lors de l'itération k précédente ($\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\beta}_{k}$). Le terme auxiliaire est donné par l'expression $\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{aux} = \sum_{\beta<\alpha}\mathbb{W}^{\alpha\beta}\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\beta}_{k+1} + \sum_{\beta>\alpha}\mathbb{W}^{\alpha\beta}\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\beta}_{k}$. L'algorithme SDL est rappelé TABLE 5.4.

Pour chaque contact α (itération de GS $(k+1)$) :

(a) Evaluation du terme RHS
$\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{LOC\ free} = \boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{free} + \sum_{\beta<\alpha}\mathbb{W}^{\alpha\beta}\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\beta}_{k+1} + \sum_{\beta>\alpha}\mathbb{W}^{\alpha\beta}\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\beta}_{k}$

(b) Résolution du contact α ($\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\alpha}_{k+1}$)

TABLE 5.4 – Résolution du problème local avec le solveur *SDL* ([111])

- approximation des impulsions de contact – résolution des problèmes locaux :
Connaissant le terme $\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{LOC\ free}$, il est donc possible de résoudre le problème de contact pour un contact α donné. Le processus est répété pour tous les contacts de sorte que les

impulsions de contact soient évaluées successivement. Cette opération est réitérée jusqu'à convergence de la solution ; la convergence étant testée de telle sorte que pour une approximation des impulsions données chacune d'entre elles soit compatible avec les conditions de Signorini–Coulomb. Il est fait état d'approximation ici dans la mesure où le processus itératif est arrêté en regard de la compatibilité aux lois de contact à une tolérance donnée.

• Gestion de la convergence du système :
L'algorithme *NLGS* permet de résoudre de façon itérative le problème de contact. Une boucle interne permet de procéder à la résolution du problème local pour un nombre d'itérations fixé (gs_it_1 itérations) sans se préoccuper de la convergence de la solution ; cette boucle interne assurant la diffusion de l'information de contact dans l'algorithme sans laquelle la convergence de la solution ne peut avoir lieu. Une boucle externe pilote quant à elle la convergence du système en regard d'une norme et d'une tolérance. Un nombre de tests limité (gs_it_2) est effectué pour juger de la convergence de la solution. Le nombre total d'itérations réalisées pour la résolution du problème de contact est donc limité à $gs_it_2 \times gs_it_1$ itérations ; et ce même si la méthode n'a pas achevé sa convergence. La définition éclairée des paramètres pilotant l'algorithme *NLGS* est donc essentielle à la bonne gestion de la simulation. Le schéma de pilotage de l'algorithme est rappelé TABLE 5.5.

Itérations *NLGS* :
  Boucle de convergence $kk = 1 \ldots gs_it_2$:
    Itérations (diffusion) $k = 1 \ldots gs_it_1$:
      - Gestion du parcours des contacts α (*quick scrambling*)
      - Résolution du problème local pour chaque contact α :
        $\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{i+1} = \boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{free} + \sum_{\alpha,\beta} \mathbb{W}^{\alpha\beta} \boldsymbol{\mathcal{I}}^{\beta}$
  Tests de convergence pour $kk = 1 \ldots kk_{max}$, $kk_{max} \leq gs_it_2$

TABLE 5.5 – Gestion du pilotage de l'algorithme *NLGS* ([111])

• Ordre de parcours des contacts α :
La résolution du problème local se faisant contact après contact, et faisant intervenir des impulsions de contact calculées ou non dans l'itération de *GS* courante, l'ordre de parcours des contacts pour la résolution successive des problèmes locaux a donc une importance dans la construction de la solution. Des options de parcours aléatoire des contacts permettent de perturber l'ordre de résolution des problèmes locaux (*quick scrambling*).

• initiation de l'algorithme *NLGS* et relaxation :
Un autre point mérite d'être souligné et concerne l'initialisation du solveur. Michel Jean préconise d'initialiser l'algorithme avec les valeurs des réactions au pas précédent pour tenir compte de l'histoire du système. Dans la même idée, la gestion de la construction itérative des réactions locales peut s'appuyer sur des approches par relaxation consistant à pondérer les impulsions de contact calculées à l'itération courante et à prendre en compte en partie les impulsions évaluées au pas précédent. La solution retenue pour l'itération de

GS $k+1$ est donnée par l'expression :

$$\boldsymbol{\mathcal{I}}_{k+1}^{\alpha} = \omega\tilde{\boldsymbol{\mathcal{I}}}_{k+1}^{\alpha} + (1-\omega)\boldsymbol{\mathcal{I}}_{k}^{\alpha} \tag{5.25}$$

où $\tilde{\boldsymbol{\mathcal{I}}}_{k+1}^{\alpha}$ est la solution classiquement donnée par l'algorithme *NLGS* sans relaxation. ω est le paramètre de relaxation ($\omega \in]0,2]$) : le cas $\omega = 1$ est équivalent à la méthode de Gauss-Seidel classique. Pour $\omega > 1$ on parle de sur-relaxation et pour $\omega < 1$ de sous-relaxation.

La relaxation permet de mieux gérer la vitesse de convergence de l'algorithme *NLGS* ; le choix du paramètre de relaxation doit être adapté au cas par cas suivant la nature du problème, le niveau de stationnarité du problème, et la gestion numérique du problème à résoudre. En première approche, on peut considérer que la sur-relaxation permet de donner du poids à la solution définie dans l'itération courante et donc de forcer quelque part l'algorithme à converger vers une solution en tenant peu compte des itérés précédents. Ce type d'utilisation peut s'envisager dès lors que la simulation est très fortement non stationnaire, c'est-à-dire que les impulsions de contact changent fortement d'un pas de temps à l'autre. Dans le cas inverse, pour des échantillons déposés pour lesquels un réseau de force stable est à considérer, la sous-relaxation permet de ralentir la diffusion d'information dans l'échantillon de sorte qu'une perturbation locale ne vienne réarranger ce réseau que localement. Ces aspects seront mis en évidence dans la section suivante.

Nota : Rien n'oblige à utiliser le solveur *NLGS* pour résoudre le problème local. Des solveurs directs (Lemke) peuvent notamment être utilisés tout comme d'autres solveurs itératifs (Jacobi, Gradient Projeté Conjugué Préconditionné (Renouf [123])). L'intérêt d'utiliser le solveur *NLGS* réside dans sa robustesse plus que dans son efficacité : dans les problèmes à solutions multiples tels que ceux traités dans la résolution du contact, il permet de générer une solution en toutes circonstances alors que d'autres algorithmes, beaucoup plus efficaces, peuvent être amenés à ne pas converger. Les deux algorithmes présentés ici correspondent à des implémentations possibles de l'algorithme. A noter que d'autres variantes existent permettant notamment de prendre en charge le calcul parallèle.

5.8 Conclusion

La gestion d'un problème multicontact fait intervenir, nous l'avons vu, des comportements mécaniques qui se produisent à des échelles différentes pour tenir compte à la fois de la dynamique des corps et des phénomènes de contacts et de chocs. Le formalisme adopté dans la méthode *NSCD* pour traiter la simulation de collections d'objets en interaction consiste à utiliser l'échelle du contact pour décrire l'ensemble des comportements. La dynamique condensée au contact est alors résolue en regard des lois de contact décrivant les interactions entre corps par un solveur itératif basé sur l'algorithme *NLGS*.

La description des comportements au contact, les choix de modélisation (rigide, déformable) et la stratégie numérique de résolution au travers des lois de contact, des lois de comportement ou du solveur *NLGS* sont garants de la représentativité de la simulation (description physique du problème) mais également de la qualité des solutions simulées (gestion numérique du problème). Bien plus encore ces trois aspects de la simulation sont indéniablement dépendants les uns des autres ; le choix d'un modèle volumique ou lié au

comportement des objets devant se faire en fonction d'un choix de modèle d'interface cohérent, ces choix impactant par eux-mêmes le comportement du solveur de contact.

L'objectif de ce travail est d'analyser ces problèmes d'interdépendance pour finalement identifier des choix de modélisation pour les structures maçonnées représentatifs — la «prédiction» des comportements étant bien évidemment recherchée — tout en s'assurant de la bonne gestion numérique du problème. La section suivante cherche à mettre en évidence l'importance de la définition des modèles numériques sur les réponses des systèmes, mais également à illustrer des comportements pathologiques associés à la méthode *NSCD* (et plus largement à la résolution de problèmes multicontacts frottants ainsi décrits) ; ou encore à la résolution du problème ainsi posé (comportement du solveur *NLGS*).

Chapitre 6

Comportements pathologiques dus au formalisme de la modélisation utilisé et à la gestion numérique du problème proposée

Sommaire

6.1 Formalisme et Problèmes d'Indétermination 172
6.1.1 Indétermination des systèmes frottants multicorps 172
6.1.2 Cas pathologique des maçonneries : indéterminations locales . . . 174
6.2 Gestion du Calcul 176
6.2.1 Qualité de solution et gestion de la stratégie de résolution 176
6.2.2 Choix de modélisation et représentativité des modèles 182
6.3 Conclusion 190

Les problèmes d'indétermination sont caractéristiques des problèmes frottants multicorps. Ce chapitre cherche à illustrer les différents types d'indétermination qui affectent les modélisations de collections d'objets rigides en interaction. Si l'un des principaux facteurs liés à cette indétermination réside dans la description proposée du problème multicontacts (comportement aux interfaces géré par des lois à seuil non régulières), nous verrons que ces aspects sont également liés aux choix de résolution numérique du problème posé. Les points développés ci-après s'appuient largement sur les travaux de JJ Moreau et M Jean ; les considérations faites sur des milieux granulaires étant étendues — dans la mesure du possible — au cas particulier des maçonneries.

La première section de ce chapitre se propose de revenir sur le problème de non-unicité de la solution du système multicontacts frottant. Nous reviendrons sur l'exemple simple d'un disque bloqué entre deux arêtes [124] pour illustrer ces phénomènes et chercherons à discuter les effets de la régularisation des lois de contact sur l'unicité de la solution ; le cas très particulier et pathologique des maçonneries présentant des contacts surfaciques appareillés étant évoqué plus en détail à la fin de cette section.

Si le formalisme utilisé pour décrire le problème multicontacts est source d'indétermination, la gestion numérique du calcul au travers du choix des algorithmes utilisés pour la résolution du problème de contact et des stratégies employées doit également être con-

sidérée ; les algorithmes de résolution étant amenés à sélectionner une solution parmi les solutions possibles pour le problème posé. Par ailleurs, si une utilisation donnée d'un algorithme amène à une résolution possible du problème, il faut également garder à l'esprit que le pilotage des algorithmes est essentiel à la maîtrise de la convergence des solutions et donc à la bonne gestion des simulations. Ces aspects sont traités dans la première partie de la dernière section de ce chapitre.

Le dernier point évoqué concerne les aspects liés aux choix de modélisation, en d'autres termes à la gestion des modèles de comportements et des modèles d'interface, et à leur calibration pour obtenir des descriptions fidèles des comportements physiques mis en jeu dans les structures maçonnées en l'occurrence. Nous nous attacherons à mettre en évidence l'influence des choix de modélisation sur les réponses des structures et la gestion de la calibration des modèles sur un exemple simple de triplette sollicitée en traction.

6.1 Formalisme adopté et problèmes d'indétermination des systèmes frottants

6.1.1 Indétermination des systèmes frottants multicorps

Les problèmes de non-unicité liés au formalisme adopté pour décrire les collections de corps en interaction avec la méthode *NSCD* sont souvent décriés ; les méthodes implicites ne pouvant prétendre qu'à identifier une solution possible parmi un espace de solutions mathématiquement et physiquement admissibles (ces solutions satisfaisant à la description du problème mécanique tel que proposé par la méthode). Les méthodes explicites sont couramment opposées à ces approches ; la régularisation du problème de contact caractéristique de ces méthodes permettant de garantir l'unicité de la solution.

Le premier paragraphe de cette première section cherche à illustrer l'indétermination pathologique inhérente au formalisme utilisé pour décrire les systèmes frottants multicorps avec la méthode *NSCD*. Si la non-unicité est clairement avérée pour cette description du problème, nous chercherons à discuter dans un deuxième temps les effets de la régularisation des comportements d'interface sur les problèmes d'indétermination. Ces deux points sont abordés avec un exemple simple.

Méthodes non smooth et non unicité La non unicité des réactions satisfaisant un équilibre statique peut être montrée sur l'exemple très simple d'un disque rigide soumis à son poids propre coincé entre deux murs (l'un vertical, l'autre incliné de 60 deg) et pour lequel s'exercent des actions de frottement au contact disque/mur (coefficient de frottement $\mu = 0.5$).

Le disque est simplement soumis à l'action de la gravité (force verticale dirigée vers le bas) et aux réactions des murs sur le disque (frottement sans glissement) aux points de contact A et B. Les réactions $\vec{R}_A$ et $\vec{R}_B$ sont incluses dans les cônes de Coulomb ($\mathcal{C}_A$ et $\mathcal{C}_B$) de sommets respectifs A et B et dont les axes sont donnés par les normales au contact. Ils sont représentés en orangé $\mathcal{C}_A$ et en bleu ($\mathcal{C}_B$) sur la FIGURE 6.1 ; leur intersection étant représentée en vert.

Si un système soumis à trois forces extérieures $\vec{F}_1$, $\vec{F}_2$ et $\vec{F}_3$ non parallèles, est à l'équilibre, les droites d'action des forces sont coplanaires et se coupent en un même point (condition de stabilité en rotation donnée par le théorème du moment résultant statique). Dans notre exemple, considérant l'intersection des cônes contenant les réactions $\vec{R}_A$ et $\vec{R}_B$, il vient donc immédiatement que le point d'intersection (noté P ici) se trouve porté par par la demi-droite $]IJ)$, et plus précisément par le segment $]I,\ J[$ si l'on en vient à considérer le fait que la résultante des réactions s'oppose à la pesanteur (donc dirigée vers le haut) et que ces réactions de contact sont bien évidemment dirigées des murs vers le disque.

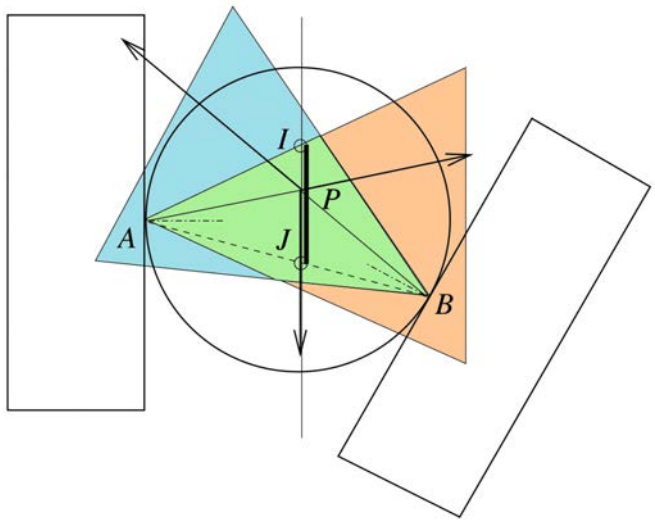


FIGURE 6.1 – Cas de non unicité des réactions assurant l'équilibre statique d'un disque rigide entre deux arêtes (d'après Jean [125])

D'après ces quelques considérations de statique graphique, il est donc possible de définir une infinité de solutions à ce problème d'équilibre simple. Cette indétermination mécanique vient du fait que la dimension de l'espace des réactions (de dimension 4) est plus grand que celui des degrés de liberté (de dimension 3). Les quatre inconnues locales U_A^N, U_A^T, U_B^N et U_B^T relatives aux vitesses au contact $\vec{U} = \{\vec{U}_A,\ \vec{U}_B\}$ sont décrites à partir de la vitesse du centre d'inertie du disque $\vec{u} = (u_1, u_2, u_3)$ à l'aide de l'opérateur ${}^T\mathbb{H}$ suivant la relation $\vec{U} = {}^T\mathbb{H}\,\vec{u}$; les composantes U_A^N et U_A^T étant classiquement définies par $U_A^N = \vec{U}_A\vec{n}_A$ et $U_A^T = \vec{U}_A - \vec{U}_A\vec{n}_A$ en considérant le repère de contact au point A de normale $\vec{n}_A$.

L'application ${}^T\mathbb{H}$ n'est pas toujours surjective — *id est* chaque $\vec{U}$ n'est pas nécessairement l'image d'un unique $\vec{u}$ par ${}^T\mathbb{H}$ —. $\mathbb{H}$ et ${}^T\mathbb{H}$ étant transposées l'une de l'autre, ceci est strictement équivalent à associer la non unicité des solutions à la non injectivité de l'application $\mathbb{H}$ et par suite au fait que le noyau de l'application $\mathbb{H}$ n'est pas vide : $Ker(\mathbb{H}) \neq \{0\}$.

Dans le cas du disque, le noyau de $\mathbb{H}$ est un espace vectoriel de dimension 1 défini par un vecteur générateur $\vec{\omega}$. La contribution des familles de vecteurs $\vec{\omega}_k = k\vec{\omega}$ en termes d'efforts correspond à l'ensemble des réactions $\vec{R}_A^k$ et $\vec{R}_B^k$ définies en A et B, dirigées suivant (AB), de sens opposés et de même norme. Ces couples de réactions ne perturbent pas l'équilibre étant donné que leur résultante est nulle. Sont bien évidemment associées à ces réactions de contact des vitesses au contact dirigées suivant (AB) ; interprétées comme une déformation du segment $[AB]$.

Approches smooth : régularisation et unicité dans un espace paramétrique Pour obtenir l'unicité de la solution, il est nécessaire que le noyau de $\mathbb{H}$ soit vide. Dans le cas de système hyperstatiques, cette condition peut être réalisée en introduisant des degrés de liberté supplémentaires au système. La régularisation des lois de frottement permet notamment de lever ces indéterminations : la prise en compte d'une élasticité de contact en est un bon exemple. L'ajout de ressorts unilatéraux aux points de contacts dans chacune des directions du repère de contact permet l'introduction de degrés de liberté supplémentaires correspondant aux rigidités normale k_N^α et tangentielle k_T^α des ressorts ajoutés en chaque point de contact α par exemple. A noter que ce type de variante peut amener à des lois de contact sophistiquées, introduisant à la fois des ressorts et des amortisseurs utilisés pour filtrer les oscillations hautes fréquences introduites par les ressorts.

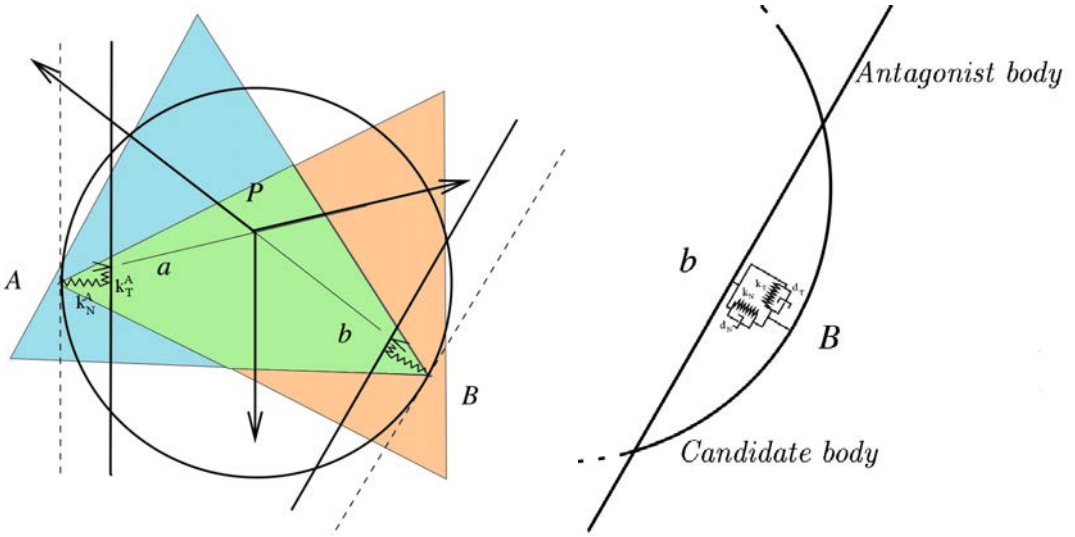


FIGURE 6.2 – Régularisation des lois de contact assurant l'unicité des solutions contacts (un disque pseudo «déformable» entre deux arêtes (d'après Jean [125]))

Si cette approche semble permettre de lever les problèmes d'indétermination, la solution identifiée dépend fortement des caractéristiques des paramètres internes utilisés pour enrichir le modèle : dans notre cas, ces paramètres correspondent à la longueur à vide et à la rigidité des ressorts par exemple. Se pose la caractérisation de ces grandeurs qui s'avère le plus souvent une tâche bien difficile. La solution ainsi trouvée a certes le bon goût d'être unique au regard de la résolution, mais cette unicité dépend d'un espace paramétrique non maîtrisé ; faisant de la solution considérée une solution possible de l'espace paramétrique. Michel Jean parle de *«fake uniqueness»* pour décrire les solutions ainsi obtenues.

6.1.2 Cas pathologique des maçonneries : indéterminations locales

Les problèmes d'indétermination sont exacerbés avec les maçonneries ou plus exactement avec les particules polyédriques pour lesquelles viennent s'ajouter à ce problème de non-unicité des indéterminations locales dues à des aspects topologiques du contact. Les particules polyédriques sont des volumes facétisé. Les contacts entre objets peuvent donc

être de nature surfacique. La notion de surface de contact n'existant pas dans le formalisme *NSCD*, ces contacts surfaciques sont décrits à l'aide de points de contact. La surface théorique de contact est discrétisée et des points de contact sont répartis suivant des règles précises pour notamment tenir compte de la stabilité des objets en vis-à-vis.

Le formalisme adopté, basé sur une discrétisation spatiale du problème dynamique au contact, ne permet pas de gérer un comportement d'interface : s'il est attendu que les réactions locales au contact suivent une répartition appropriée pour rendre compte de ces aspects topologiques — notamment au travers de la distribution des pressions de contact et des réactions de frottement —, la gestion du problème de contact telle qu'envisagée ne le permet pas. Les réactions, solutions du problème de contact, satisfont au problème physique global tout en proposant des solutions locales ayant parfois peu de sens physique. Le problème est exacerbé pour le cas des maçonneries pour lesquelles les polyèdres sont parallélépipédiques, les contacts s'apparentant à des surfaces de contact appareillées. Ce type de solution correspond à une solution particulière du problème tout à fait licite mathématiquement bien que dérangeante d'un point de vue physique et mécanique, dont l'existence est directement liée au fait que le noyau de l'opérateur $\mathbb{H}$ n'est pas vide comme évoqué précédemment. Le cas très simple d'un bloc parallélépipédique posé sous poids propre sur un plan non incliné permet d'illustrer parfaitement ce propos.

Considérons un bloc cubique de masse $4m$ sous poids propre au repos sur un plan à l'horizontale. Le cube et le plan sont en contact par le biais de la face inférieure du cube de dimensions $2l_c \times 2l_c$. La surface de contact est discrétisée et ramenée à 4 points de contacts α_i ($i \in [1,\ 4]$) où sont calculées les réactions de contact permettant de décrire l'équilibre statique du cube. Le cube n'étant soumis qu'à la gravité $4m\vec{g}$, la solution au problème doit permettre d'équilibrer les actions de pesanteur ; une solution consistant à répartir les pressions de contact uniformément sur les 4 points de contacts α_i sans considérer de réactions dues au frottement, soit $\boldsymbol{\mathcal{R}}_n^{\alpha_i} = -m\mathbf{g}$ et $\boldsymbol{\mathcal{R}}_t^{\alpha_i} = \vec{0}$ ($i \in [1,\ 4]$). Si cette solution est bien évidemment attendue, de multiples combinaisons de réactions sont également solutions du problème, les réactions $\boldsymbol{\mathcal{R}}_{\alpha_i}$ appartenant aux cônes de Coulomb $\mathcal{C}_{\alpha_i}$. La FIGURE 6.3 illustre la solution attendue, et des configurations possibles de distribution des pressions de contact et du frottement répondant également au problème.

Les configurations présentées FIGURE 6.3 sont toutes des solutions admissibles. La solution (a) correspond à la solution décrite ci-avant (pression de contact uniformément répartie sur les 4 points de contact/pas de réactions dues au frottement). En (c), cette répartition n'est plus uniforme mais symétrique par rapport à la projection du centre d'inertie du cube sur la surface de contact (les composantes tangentielles relatives au frottement étant toujours nulles). Enfin en (d) et (e), la distribution des pressions de contact est identique à celle décrite en (c), seules la distribution des forces de frottement varient s'opposant les unes les autres pour garantir une résultante nulle. A noter que de nombreuses autres configurations peuvent être envisagées. Nous parlerons de phénomènes de dissymétrisation des solutions par la suite pour évoquer ces aspects d'indétermination locale.

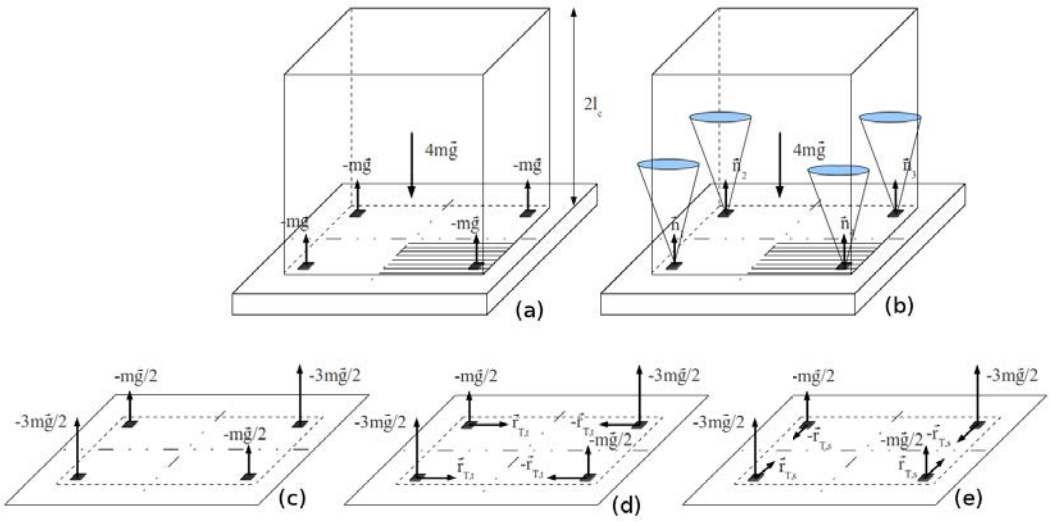


FIGURE 6.3 – Maçonneries et problèmes d'indéterminations locales exacerbées par des aspects de topologie : (a) solution classique satisfaisant l'équilibre du bloc — (b) cônes de Coulomb et problèmes d'indétermination — (c,d,e) configurations possibles des réactions de contact

6.2 Gestion du calcul : influence des stratégies numériques et des choix de modélisation

L'approche des problèmes multicontacts telle que proposée par les méthodes discrètes conduit inexorablement à des problèmes d'indétermination des solutions ; la non-unicité étant assumée par la méthode *NSCD* ou dissimulée en ce qui concerne les méthodes régularisées. La solution du problème multicontacts correspond donc à une solution particulière d'un espace de solutions, dont la sélection dépend de multiples facteurs parmi lesquels la stratégie de résolution utilisée pour résoudre le problème de contact. L'enjeu de cette section est de revenir sur la gestion du calcul qui conduit à privilégier une solution donnée. Le but ici est de mieux comprendre le problème d'indétermination de façon générale et de gérer au mieux les indéterminations locales caractéristiques des maçonneries. Il est fait état dans cette section à la fois de l'influence des choix algorithmiques sur les résultats de simulation ou encore des choix de description des modèles sur les réponses observées. Derrière ces notions transparaissent des considérations liées à la qualité et à la représentativité des simulations.

6.2.1 Qualité de solution et gestion de la stratégie de résolution

Cette première sous section est consacrée aux aspects de dépendance des solutions aux algorithmes de résolution et donc à leur pilotage. Derrière ces considérations se trouve en jeu la «qualité» de la solution proposée. Le choix d'une solution plutôt qu'une autre peut permettre de lui donner un sens plus «physique» ; même s'il semble quasiment impossible d'orienter directement le choix d'une solution. Nous considérerons ici brièvement l'influence de la méthode de Jacobi de la méthode *NLGS* sur la solution. Par ailleurs, le procédé de résolution étant itératif, nous nous intéresserons plus en détail au pilotage de l'algorithme *NLGS* qui pose le problème de la convergence du problème de contact, autre composante

qui permet de juger de la qualité d'un calcul.

Dépendance des solutions aux choix algorithmiques La résolution des problèmes locaux, comme expliqué dans le chapitre précédent, est réalisée contact après contact ; cette résolution étant assurée par un algorithme itératif. Si notre choix s'est porté sur l'algorithme *NLGS* pour des raisons de robustesse, d'autres algorithmes auraient pu être utilisés à ces fins et notamment l'algorithme de Jacobi. Nous cherchons ici à illustrer la dépendance de la sélection d'une solution du problème aux choix liés à la stratégie numérique qui transparaît au travers du choix d'un algorithme donné pour la résolution du problème de contact. Le Jacobi est mis en regard de la méthode *NLGS*.

La méthode de Jacobi est assez proche de celle de Gauss-Seidel. Elle permet également de résoudre itérativement les problèmes linéaires $(\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{i+1} - \boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{LOC\ free}) = \mathbb{W}^{\alpha\alpha}\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\alpha}$, la différence se situant dans l'évaluation du terme $\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{LOC\ free}$ ne faisant intervenir que les itérés précédents l'itération courante $(k+1)$:

$$\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{LOC\ free} = \boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{free} + \sum_{\beta \neq \alpha} \mathbb{W}^{\alpha\beta}\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\beta}_{k} \tag{6.1}$$

contrairement au Gauss-Seidel se servant des itérés calculés dans l'itération courante pour l'évaluation de ce terme :

$$\boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{LOC\ free} = \boldsymbol{\mathcal{V}}^{\alpha}_{free} + \sum_{\beta < \alpha} \mathbb{W}^{\alpha\beta}\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\beta}_{k+1} + \sum_{\beta > \alpha} \mathbb{W}^{\alpha\beta}\boldsymbol{\mathcal{I}}^{\beta}_{k} \tag{6.2}$$

Cette différence qui peut sembler insignifiante conduit à des comportements différents des algorithmes notamment en ce qui concerne les aspects de dissymétrisation des solutions évoquées dans le dernier paragraphe de la section précédente. A pilotage équivalent des algorithmes (tolérance, norme, parcours des contacts et initialisation), la méthode de Jacobi est moins sensible à ces problèmes comparée à la méthode *NLGS*. Ceci s'explique justement du fait qu'elle n'utilise que les itérés précédant juste l'itération courante pour construire les solutions pour l'itération considérée. Ainsi la construction des solutions se fait de front, sans tenir compte des impulsions déjà calculées au cours de l'itération. Ceci présente un avantage certain mais peut poser des problèmes de convergence sérieux.

Si l'on vient à considérer de nouveau l'exemple simple du bloc posé sur un plan, la résolution du problème de contact conduit à estimer les réactions au contact $\boldsymbol{\mathcal{I}}_{\alpha_i}$ successivement mais indépendamment les unes des autres. Toutes ces réactions vont donc chercher à s'opposer au poids propre du cube, de sorte qu'à la fin de la première itération de Jacobi les réactions au contact tendent à satelliser le bloc. Le processus de convergence avec cette méthode est donc long si l'on ne prend pas de précautions particulières. La relaxation des solutions est notamment utilisée pour accélérer la convergence.

Le Gauss-Seidel, quant à lui, favorise les cas de dissymétrie. L'utilisation des itérés calculés dans l'itération courante permet certes de véhiculer de l'information supplémentaire dans l'échantillon et d'augmenter la vitesse de convergence, mais impose de construire les impulsions au contact en regard des unes des autres ce qui conduit rapidement à des dissymétrisations (diagonales fortes/diagonales faibles). En effet, le premier contact traité ne prend pas autant en compte la présence des autres voisins dans le calcul que le dernier contact traité. De ce fait, la réaction calculée en ce point est prépondérante sur les autres,

qui se construisent autour de cette valeur. La dissymétrie ainsi introduite est très difficilement récupérable, si ce n'est au prix d'une diffusion très importante de l'information de l'échantillon (critères de convergence sévères). Les phénomènes de dissymétrisation sont gênants. Si l'on peut s'en accommoder lorsque l'on traite de problèmes faisant intervenir uniquement du frottement — ce point devant toutefois être discuté —, cela devient beaucoup plus problématique lorsque l'on est amené à gérer des zones cohésives pour lesquelles la gestion de l'endommagement est directement reliée aux comportements locaux. Des approches mixtes Jacobi/*NLGS* seraient à envisager : une étape d'initialisation — réalisée par le Jacobi — permettrait d'initialiser pour chaque pas de temps l'algorithme de résolution sans introduire de dissymétrisation ; le reste du processus itératif étant assuré classiquement par une méthode de Gauss-Seidel.

Gestion de la convergence des solutions et pilotage de l'algorithme NLGS Nous nous plaçons ici dans le cadre d'une utilisation exclusive du solveur *NLGS* pour la résolution du problème de contact.

- ordre de parcours des contacts — «quick scrambling» :

Au vu de ce qui précède, il semble donc clair que l'ordre de parcours des interactions pour la résolution du problème de contact joue un rôle important ; la construction progressive des impulsions conférant du poids à certains contacts plus qu'à d'autres. Jean a montré effectivement que la sélection d'une solution pour le problème traité dépend de cet ordre. Cette dépendance est illustrée grâce à un exemple simple 2D proche de l'exemple du disque coincé entre 2 plans pour lequel non plus un seul mais trois disques rigides en contact se trouvent entre les deux plans. Le système multicontact par ces trois disques et deux plans est un système à 6 contacts. Sa résolution est assurée avec l'algorithme *NLGS* pour lequel l'ordre de résolution des contacts est tiré aléatoirement à chaque itération.

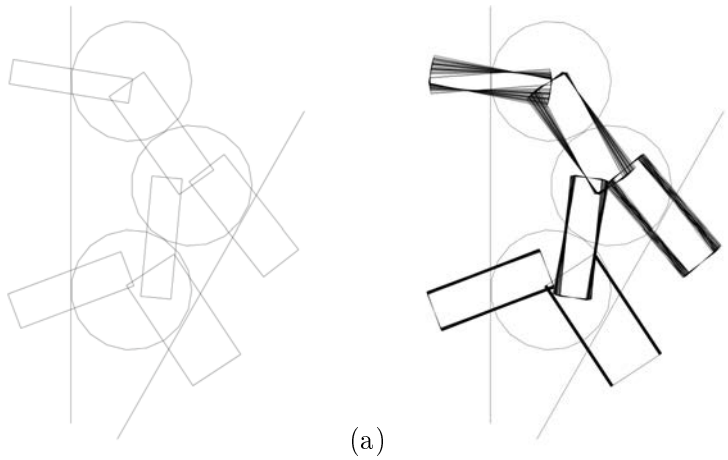


Figure 6.4 – Sélection d'une solution et ordre de parcours des interactions (algorithme *NLGS*, d'après Jean [125]) : représentation schématique des réactions de contact pour un tirage donné (a) — superposition de 40 solutions différentes obtenues pour 40 tirages différents

La FIGURE 6.4 (a) montre une représentation schématique des impulsions de contact pour un tirage donné : les rectangles entre chaque corps correspondent aux impulsions. Les grands côtés de ces rectangles sont dirigés dans la direction de la réaction, et le petit côté est proportionnel au module de la réaction (plus le petit côté est grand, et plus la réaction est importante).

En (b), sont mis en regard les réactions obtenues pour 40 tirages différents (les autres paramètres de l'algorithme étant fixés (tolérance, norme, initialisation)). Les réactions ne se superposent pas exactement : elles correspondent à des solutions sélectionnées par l'algorithme du fait du parcours différent des contacts lors de la résolution.

- convergence et gestion de la dissymétrisation :

L'indétermination ne semble pas avoir d'influence majeure sur le comportement macroscopique, ce qui est en revanche loin d'être le cas localement. Si les interfaces soumises à du frottement ne souffrent pas trop de ces problèmes de dissymétrisation, ils impactent directement en revanche les comportements locaux décrits aux travers de modèles faisant intervenir les propriétés locales de l'interface comme les modèles de zones cohésives ; la distribution des pressions de contact ou des réactions dues au frottement conditionnant directement la réponse de l'interface. Ainsi, la perte de symétrie de la distribution peut amener à des comportements inattendus localement, pouvant avoir un impact sur la description des phénoménologies.

Pour illustrer ce point, considérons à nouveau le cas d'un simple bloc mais maintenant «scellé» à un plan —le contact bloc/plan n'étant plus décrit par du frottement mais rendant compte de phénomènes de cohésion — soumis uniquement à son propre poids. Le test consiste à faire un essai de traction sur le bloc pour endommager progressivement l'interface et à mettre en regard les phénomènes localement observés avec la gestion de l'algorithme *NLGS*.

• loi cohésive type RCC [126] (FIGURE 8.4) :
Ce type de loi permet de tenir compte de la présence d'un mortier entre deux blocs et est utilisé pour traduire à la fois les effets de cohésion dûs à la présence du joint de mortier mais également les effets dus au frottement. Cette loi est définie pour décrire ces différents comportements. Le frottement est classiquement défini au travers de coefficients de friction — la distinction étant faite entre frottements statique et dynamique μ_s et μ_d —, les aspects liés à la cohésion étant décrits par un modèle d'endommagement. Le comportement du mortier est classiquement défini à travers une première phase linéaire (l'interface travaillant sans être endommagée) caractérisée par des raideurs en compression et en traction (c_n, c_t). L'endommagement du mortier intervient au delà d'une contrainte critique σ_{crit}, la rupture étant caractérisée par un paramètre d'endommagement β compris entre 0 et 1 (représentant respectivement la rupture ou un état sain). La loi d'évolution de ce paramètre est pilotée au travers de l'énergie de décohésion $\bar{\omega}$; ce paramètre énergétique correspondant à l'intégrale de la loi de réponse (hors frottement). La rupture totale du mortier se traduit par un retour à un comportement d'interface classique répondant à la condition de Signorini-Coulomb.

Les points suivants cherchent à mettre en évidence les comportements locaux asymétriques observés lors de la rupture de l'interface, directement occasionnés lors de la résolution du

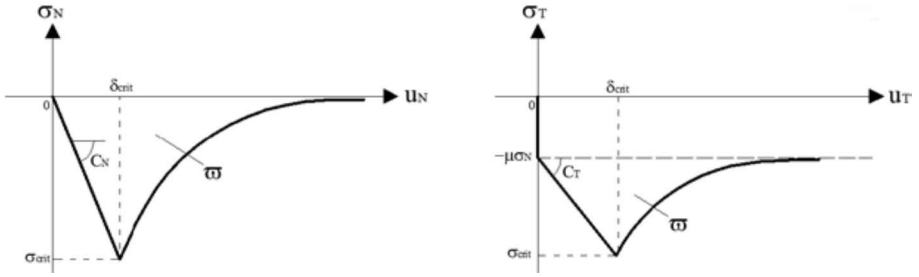


FIGURE 6.5 – Loi cohésive type RCC

problème de contact ; et à identifier les paramètres de calcul permettant de corriger au mieux ces phénomènes.

• effets de la dissymétrisation de la distribution des réactions de contact sur le comportement de l'interface :
Pour une configuration donnée du solveur *NLGS* (nombre d'itérations des boucles interne gs_it_1 et externe gs_it_2, tolérance, norme de convergence), une gestion des contacts suivant leur numérotation, et pour des paramètres de calcul figés (pas de temps dt et paramètre d'intégration θ), un calcul réalisé sans précautions particulières peut amener à des comportements pathologiques de l'interface, et notamment à une décohésion non symétrique comme le montre la FIGURE 6.6 (a). Si l'on vient à considérer les réactions locales en chaque point de contact et notamment les réactions normales pour ce cas de traction pure (FIGURE 6.6 (b)), on s'aperçoit que la rupture intervient pour des contraintes critiques différentes, et surtout inférieures à la contrainte théorique de rupture qui peut être estimée en traction pure à $\sigma_{crit}^{theor} = \sqrt{\bar{\omega}\ c_n}$.

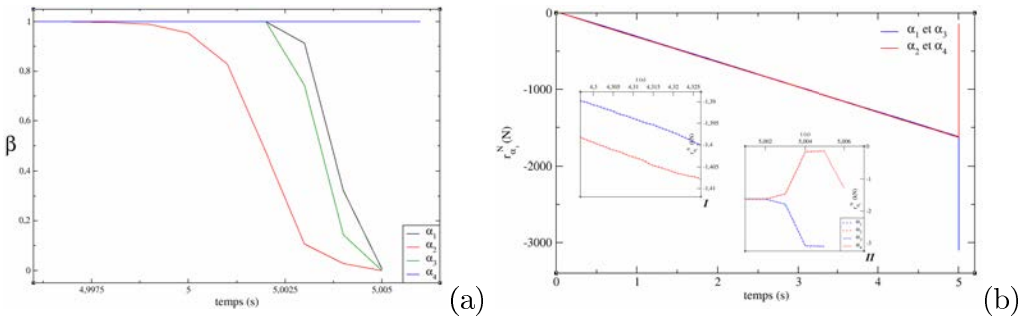


FIGURE 6.6 – Dissymétrisation et comportement à l'interface : évolution de la variable d'endommagement β (a) et des réactions normales $\boldsymbol{\mathcal{R}}_n^{\alpha_i}$ (b) aux points de contact α_i (réponse dissymétrique de l'interface suivant une diagonale faible et une diagonale forte (***I***) et effets sur la rupture (***II***))

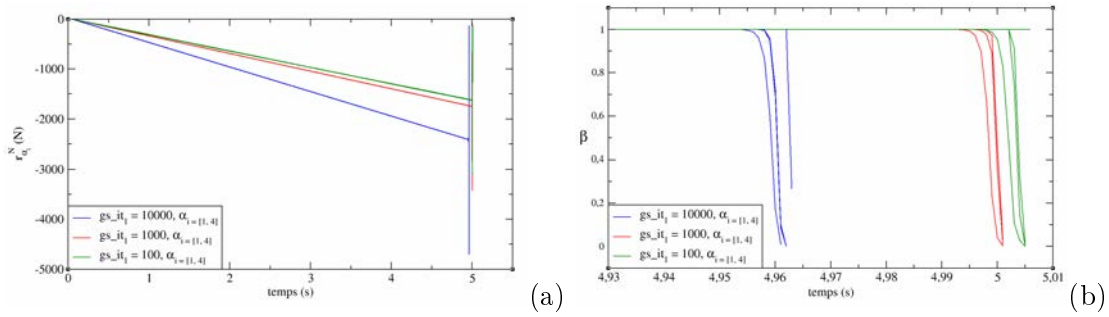
• pilotage de l'algorithme et gestion de la dissymétrisation :
Pour aborder ce problème il est crucial de garder à l'esprit que la dissymétrie résulte de la sélection, par l'algorithme *NLGS*, d'une solution non unique du problème de contact et que les solutions ainsi construites le sont à une tolérance donnée. Il est impossible d'utiliser l'algorithme en sélectionnant *a priori* une solution telle que cette solution soit conforme aux solutions idéalisées qui répondent classiquement au problème. Dans le cas présent, nous nous attendrions notamment à ce que les impulsions de contact n'aient que des composantes

normales s'opposant au poids du bloc et aux forces de traction y étant exercées sans que ne soient pris en compte des efforts tangentiels. Le problème ainsi posé permet de distinguer d'une part les aspects liés à la distribution des pressions de contact et, d'autre part, la phénoménologie due au frottement de l'objet sur le plan. Ces deux aspects sont différents et peuvent amener tous deux à des cas de dissymétrisation des solutions se combinant comme montré FIGURE 6.3 : des comportements diagonales faible/forte peuvent s'accompagner ou non d'indéterminations dans le plan de contact dues aux efforts de frottement.

La dissymétrie peut être atténuée en partie en affinant la qualité du calcul *id est* en cherchant à obtenir une meilleure convergence des solutions. Ici nous utilisons des nombres d'itérations internes gs_it_1 différents pour augmenter la qualité du calcul jusqu'à atteindre un critère de convergence très sévère. Ce type de stratégie conduit à améliorer la distribution des pressions de contact au niveau des surfaces de contact

$$||\boldsymbol{\mathcal{R}}_n^{\alpha_i}|| \xrightarrow{gs_it_1 \nearrow \; or \; tol \searrow} \frac{1}{4} \times || - m\mathbf{g} \; + \; \mathbf{F}_{traction}||, \; \forall \; i \; \in [1, \; 4]$$

où m est la masse du bloc et $\mathbf{F}_{traction}$ la force de traction exercée progressivement au centre d'inertie du bloc jusqu'à rupture de l'interface. Une meilleure convergence du calcul permet donc de gérer une meilleure distribution des pressions de contact et semble symétriser les réactions tangentes. Ceci étant dit, les composantes tangentielles de ces réactions locales ne possèdent pas plus de sens physique. Cette gestion plus drastique de la convergence se traduit *in fine* par une augmentation de la résistance ultime à la traction — la rupture de l'interface intervenant pour des chargements plus importants FIGURE 6.7 (a) — mais sans répondre au problème de rupture asymétrique FIGURE 6.7 (b).



(a) (b)

FIGURE 6.7 – Dissymétries et gestion de la convergence : augmentation de la résistance ultime à la traction(a) — rupture asymétrique (b)

Cette rupture asymétrique est introduite par un léger phénomène de *rocking*. Se faisant, le test réalisé ne consiste pas en un test de traction pur comme attendu mais combine à la fois de la traction et un léger cisaillement de l'interface induit par ces rotations parasites. Le blocage des rotations suivant les axes relatifs à la longueur et à la largeur de la brique permettant de corriger le phénomène (FIGURE 6.8).

Par ailleurs, une discrétisation en temps suffisante reste nécessaire pour décrire convenablement un endommagement progressif de l'interface et ainsi reproduire fidèlement les comportements, en chaque point de contact, tels que définis par la loi de contact. La FIGURE 6.9 correspond à la réponse de l'interface pour une discrétisation en temps plus fine — 20 fois plus fine ($dt = 5 \times 10^{-5}$ s contre $dt = 1 \times 10^{-3}$ s) — et des rigidités apparentes c_n et c_t cent fois plus petites que celles utilisées pour les calculs présentés

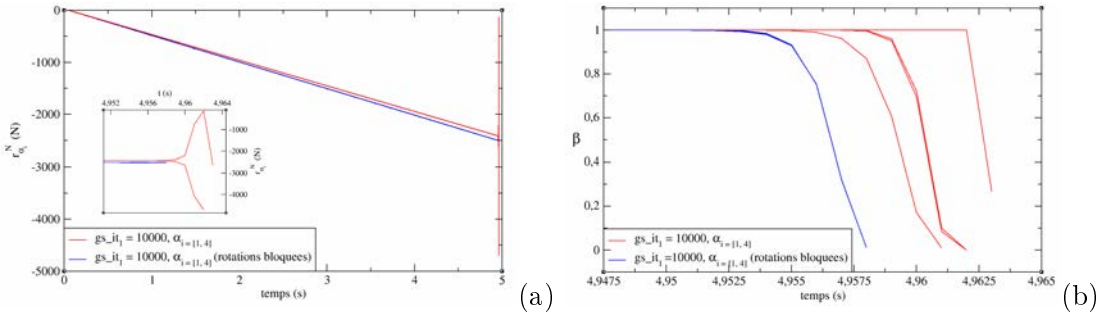


FIGURE 6.8 – Gestion des rotations et symétrisation : resistance à la traction(a) — endommagement (b)

précédemment.

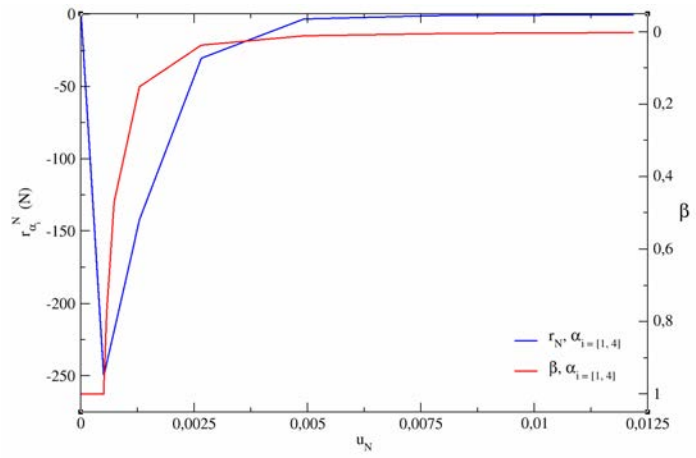


FIGURE 6.9 – Réponse de l'interface et influence de la discrétisation en temps

NOTA : Si la bonne gestion numérique du problème — choix des solveurs, pilotage des algorithmes, *etc.* — est essentielle pour garantir la génération de solutions de calcul de qualité, la question de la représentativité des modélisations ne peut être tranchée par ces seuls aspects. La question de l'aptitude des modèles à décrire des phénomènes physiques proches de la réalité reste posée et doit être considérée avec minutie. La sous-section suivante se propose de donner un éclairage sur la gestion des choix de modélisations en regard des phénoménologies qui peuvent ou non être pris en considération par les modèles en question.

6.2.2 Choix de modélisation et représentativité des modèles

Nous nous intéressons ici à la modélisation des maçonneries à joints de mortier et aux choix de modélisation qui se posent pour la prise en compte du comportement des blocs de la maçonnerie et du liant. Il s'agit de montrer les différentes possibilités de modélisation de ces constituants et l'influence de ces choix sur les réponses des simulations. Les comportements simulés sont mis en regard de résultats expérimentaux obtenus à l'Université de Calabre en Italie (Venneri [127]).

Plusieurs configurations de modèles sont testées sur une triplette en traction et font l'objet du premier paragraphe. Le second pose la question des effets d'échelles sur la calibration des modèles : les modèles définis dans le premier paragraphe sont utilisés pour des calculs sur des structures plus complexes (essais rilhem) ; les matériaux utilisés pour la construction des panneaux en question étant identiques à ceux utilisés pour l'essai sur la triplette. On s'intéresse à la réponse de l'essai pour discuter des effets d'échelles sur la calibration des modèles.

Du modèle continu au modèle discret : approche par interface ou inter-phase *- test et résultats expérimentaux :*
Des tests de traction/compression sont réalisés sur un assemblage maçonné simple constitué de trois briques. Des forces de compression viennent confiner les triplettes tandis qu'elles sont chargées en traction jusqu'à la rupture. Les tests sont réalisés avec trois pressions de confinement f_{pi} (FIGURE 6.10 (a)). Les caractéristiques mécaniques des constituants sont données TABLE 6.1, et les réponses des trois tests FIGURE 6.10 (b).

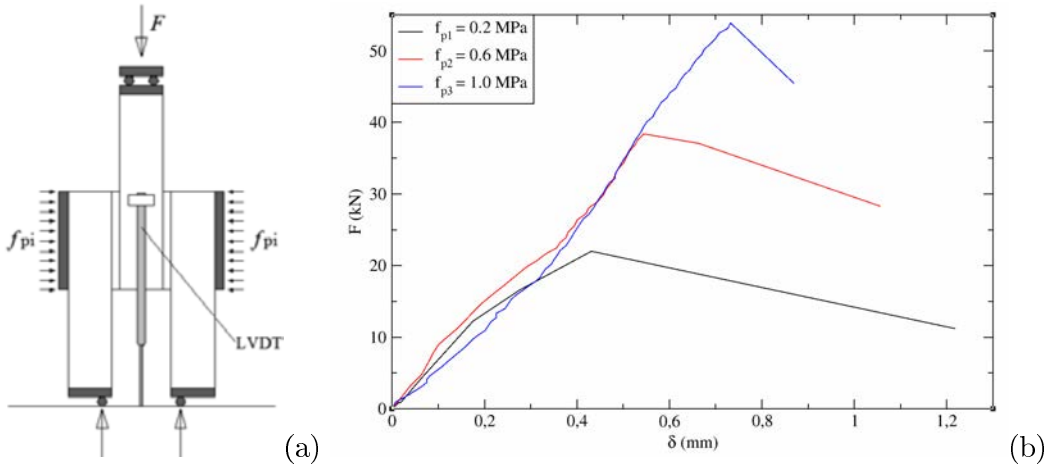


FIGURE 6.10 – Tests de traction/compression sur une triplette (a) — résultats expérimentaux pour trois valeurs de confinement f_{pi} (b) (d'après Venneri [127])

Constituants	$\rho\ [kg/m^3]$	$E\ [MPa]$	$\nu\ [-]$	$f_c\ [MPa]$	$f_t\ [MPa]$
blocs	1780	1286	0.30	67.3	3.7
mortier	2090	537	0.25	19.6	4.7

TABLE 6.1 – Caractéristiques mécaniques des blocs et du liant

Quatre grandeurs nous intéressent spécifiquement dans la réponse de ces assemblages : la réponse linéaire de la structure d'où transparaît la notion de rigidité apparente de structure, la réponse au pic pour laquelle l'assemblage atteint un chargement et un déplacement critiques (F_{crit}, δ_{crit}) et enfin la réponse post pic correspondant à la rupture de l'échantillon. Les faciès de rupture observés sont donnés FIGURE 6.15 ainsi qu'une photographie du

dispositif expérimental.

(a) (b)

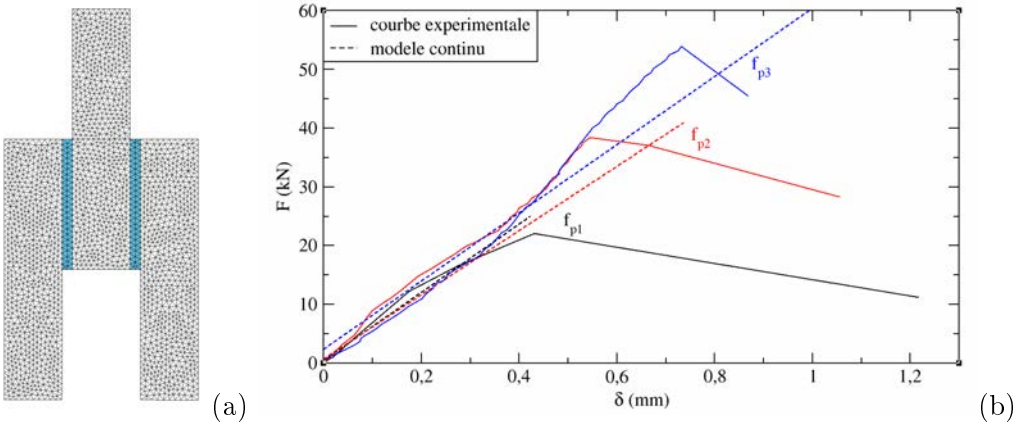
FIGURE 6.11 – Faciès de rupture observés lors des tests de traction/compression sur les triplettes (a) — photographie du dispositif expérimental (d'après Venneri [127])

Dans les points suivants nous discutons différentes options de modélisation en regard des quatre grandeurs identifiées ci-avant en considérant la réponse de la structure dans sa phase linéaire puis en tenant compte de son endommagement.

- rigidité apparente et choix de modèles :

• <u>modèle continu</u>

En première approche, l'ensemble des éléments de la maçonnerie est décrit au travers d'un modèle déformable 2D pour lequel la distinction entre les différents constituants de la structure est respectée tant au niveau du maillage que dans l'attribution des caractéristiques mécaniques. Blocs et mortier sont décrits par une loi de comportement simple (élastique linéaire) calibrée à partir des caractéristiques mécaniques récapitulées TABLE 6.1. Les résultats expérimentaux et les résultats de simulation sont donnés FIGURE 6.12.



(a) (b)

FIGURE 6.12 – Modèle continu : gestion des affectations des caractéristiques matériaux par zones (mortier en bleu et blocs en blanc) dans le modèle continu (a) — courbes de réponses pour les trois pressions de confinement f_{pi} (b)

Ainsi décrit, le modèle permet de représenter uniquement la rigidité apparente de la structure (pas d'endommagement), directement liée aux caractéristiques des matériaux

utilisés (E_{blocs}, ν_{blocs}) et ($E_{mortier}$, $\nu_{mortier}$), aux aspects géométriques de l'ouvrage et à la manière dont sont assemblés les différents composants.

Le passage à un modèle discret pose plusieurs questions de modélisation qu'il est nécessaire de bien prendre en compte pour choisir une description des lois de contact entre les éléments de la maçonnerie compatible avec une description de la réponse linéaire de la structure qui nous intéresse plus directement ici. Nous discuterons donc dans les deux points suivants de la gestion de la rigidité apparente des structures en regard de l'introduction de ces lois d'interaction et notamment de leur propriété de rigidités locales. Les deux approches de modélisation de la triplette présentées ci-après diffèrent quant à la représentation du mortier : la première considère le mortier comme un constituant à part entière de l'assemblage et de ce fait le modélise comme un corps dans la simulation au même titre qu'un bloc ; la seconde, *a contrario*, ne se base que sur la description des blocs, les propriétés du mortier étant décrites dans la loi d'interface.

• modèle discret par inter-phase

Ce type de modélisation est assez proche du modèle précédent dans ce sens où toutes les phases de la maçonnerie sont correctement représentées. Blocs et joints de mortier sont modélisés fidèlement en regard de leur géométrie et de leurs propriétés élastiques qui nous intéressent. Le modèle ainsi décrit correspond ni plus ni moins au modèle continu pour lequel les différentes phases auraient été séparées et reliées entre elles par un modèle d'interface (cohésion). Si la seule donnée de la géométrie, de l'assemblage et des données caractéristiques des matériaux suffit à décrire le comportement linéaire de la structure, il apparaît immédiatement que la rigidité apparente de la structure du modèle discret ainsi proposée est censée avoir les même propriétés pour peu que le modèle d'interface soit suffisamment rigide voire infiniment raide.

Les assemblage bloc/mortier ou bloc/interface/mortier peuvent être considérées comme des séries de ressorts dont dépend la rigidité apparente de la structure. Associons à ces ressorts des raideurs telles que pour chaque phase i de la maçonnerie la raideur k_i soit décrite au travers des caractéristiques mécaniques de la phase (E_i, ν_i) et de ses caractéristiques géométriques (mettons l'épaisseur de la phase e_i) telle que $k_i = f(E_i, \nu_i, e_i)$. La rigidité de l'interface est également modélisée par un ressort dont la raideur est définie par k_{ctc}. Si l'on vient à considérer un exemple simple pour lequel chacune des phases est contiguë, et constitue une couche venant se superposer aux phases précédentes, la raideur équivalente de l'assemblage bloc/mortier est celle de la série de ressorts de rigidité k_b (blocs) et k_m (mortier) donnée par $\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_m}$; et celle de l'assemblage bloc/interface/mortier $\frac{1}{\tilde{k}_{eq}} = \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_m} + \frac{1}{k_{ctc}}$ soit $\frac{1}{\tilde{k}_{eq}} = \frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_{ctc}}$. La loi de contact de raideur associée k_{ctc} ne perturbe pas la rigidité apparente de structure pourvu que le terme $\frac{1}{k_{ctc}}$ soit négligeable de sorte que $\tilde{k}_{eq} \approx k_{eq}$ *id est* $k_{ctc} \to \infty$.

• modèle discret par interface

Ce type de modèle propose une représentation «mono-phasique» de la maçonnerie. Seul les blocs sont modélisés à proprement parler, le comportement du mortier étant pris en compte dans la description du modèle d'interface. Comparé aux deux modèles précédents, la phase mortier dont dépend en partie la rigidité apparente de structure disparaît. En considérant de la même manière le milieu à travers une série de ressorts, la raideur apparente définie par $\frac{1}{\tilde{\tilde{k}}_{eq}} = \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_{ctc}}$ est donc beaucoup plus élevée. On va cette fois chercher à compenser

cette sur-rigidité en introduisant un peu d'élasticité dans l'interface ($k_{ctc} = f(k_i)$) pour tenir compte du comportement du mortier malgré son absence. Cette stratégie a toutefois ses limites. Dans le cas où les blocs seraient modélisés par des corps rigides ($k_b \rightarrow \infty$), on serait ainsi tenté de condenser l'ensemble du comportement élastique de l'édifice à l'interface pour rendre compte d'un comportement de structure réaliste.

Si ce genre de pratique peut sembler à même de pallier l'insuffisance de richesse des modèles de comportements utilisés dans la simulation, leur mise en oeuvre est souvent très délicate et assez artificielle, les modèles d'interface proposés ne s'appliquant qu'au modèle traité dans la configuration de chargement considérée. Ce point est traité dans le chapitre suivant pour du frottement sec.

- gestion de l'endommagement des modèles :

Si la description du comportement linéaire des structures est importante — notamment si l'on considère la problématique de la vulnérabilité sismique qui nous intéresse plus directement —, la question de la prise en charge de l'endommagement par ces modèles est un autre point essentiel à prendre en compte pour représenter fidèlement le comportement des structures. Plusieurs stratégies peuvent être envisagées pour chacun des modèles présentés ci-avant. Nous ne considèrerons que les approches discrètes ici.

Les choix de modélisation sont bien évidemment très fortement corrélés aux phénoménologies que l'utilisateur cherche à représenter dans la simulation. La rupture de l'échantillon peut intervenir sous de multiples formes : ruptures dans les blocs, dans le mortier ou encore décohésion de l'interface bloc/mortier. Le niveau de raffinement des modèles et les choix de modélisation permettent de prendre en compte, tout ou en partie, ces différents phénomènes à l'origine de l'endommagement de l'échantillon.

• endommagement du modèle d'interface

Pour la majorité des maçonneries pour lesquelles $E_b >> E_m$, la rupture intervient par l'apparition de fissures au niveau de la phase «faible» (le mortier) ; ces fissures se situant dans le matériau ou à l'interface avec les blocs de la maçonnerie. Nous considèrerons la ruine des matériaux de façon plus générale dans le point suivant et nous intéresserons ici plus spécifiquement à l'endommagement du modèle d'interface.

Deux aspects de la rupture sont à prendre en compte pour calibrer correctement un modèle d'interface : l'initiation du processus d'endommagement — qui transparaît au travers des paramètres σ_{crit} et δ_{crit} — et plus largement son évolution. Ces deux aspects sont souvent intimement liés dans les formalismes proposés pour la modélisation des zones cohésives. Nous reviendrons ici sur la gestion de la rupture du modèle d'interface pour le cas des approches discrètes par inter-phases et interface, le second étant illustré au travers de simulations numériques.

En ce qui concerne les approches par inter-phase, comme évoqué précédemment, la rigidité apparente de la structure est directement obtenue à partir des caractéristiques matériaux des composants de la maçonnerie, de leur géométrie et de leur assemblage ; la loi d'interface devant être infiniment rigide pour ne pas introduire de souplesse dans la réponse de la structure. Se faisant, il semble que le phénomène de cohésion et d'endommagement de l'interface puisse être géré assez simplement par une loi type Mohr-Coulomb

$\sigma_t = \mu\dot{\sigma}_n + c$ pour laquelle les variables σ_n, σ_t, μ, et c sont définies classiquement comme étant les contraintes normales et tangentielles, le coefficient de frottement et la contrainte de cohésion (FIGURE 6.13). A noter toutefois que la rupture gérée par ce type de loi s'apparente à une rupture fragile. Si ce modèle d'interface peut permettre d'initier convenablement la rupture, rien ne dit qu'il permet de décrire finement l'évolution de l'endommagement de la structure.

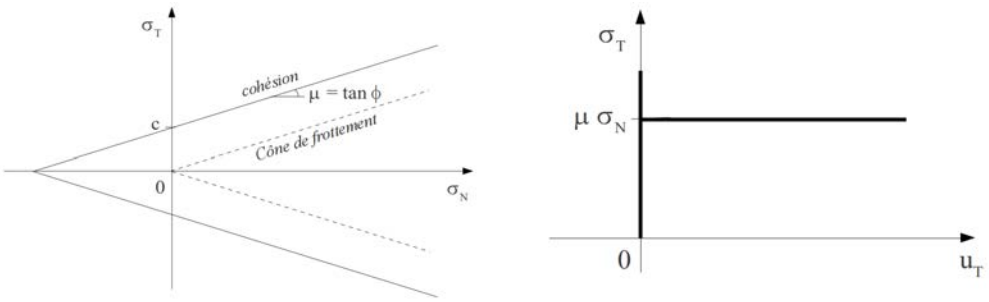


FIGURE 6.13 – Modèle de Mohr-Coulomb

La gestion de la rupture de l'interface dans les approches par interfaces peut se faire grâce à des lois type CZM telle que celle présentée dans la sous-section précédente. Ces lois permettent de tenir compte de rigidités normale et tangentielle (c_n et c_t) aux points de contact et de gérer l'endommagement *via* l'énergie de décohésion $\bar{\omega}$. Les paramètres de cette loi ont été calibrés pour une pression de confinement donnée (f_{p1}) et validés avec les autres tests (f_{p2} et f_{p3}). Les résultats sont présentés FIGURE 6.14 et TABLE 6.2.

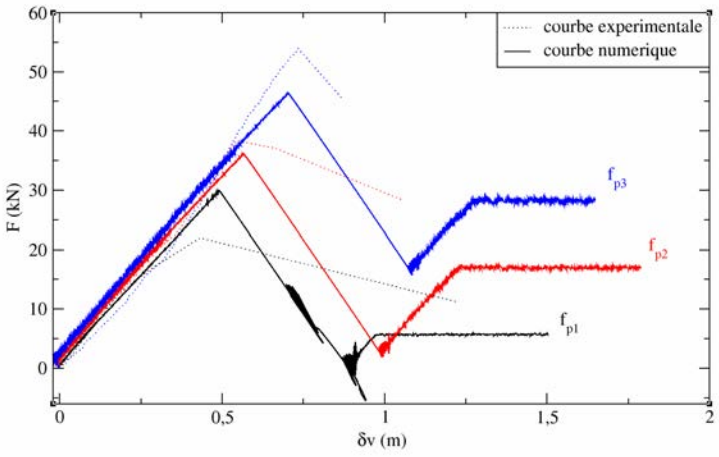


FIGURE 6.14 – Gestion de l'endommagement de l'interface – résultats des simulations pour le modèle discret par interface : confrontation des courbes expérimentales et numériques

Les simulations ainsi réalisées donnent des résultats convaincants dans la mesure où elles permettent de rendre compte de faciès de rupture cohérents (*Cf.* FIGURE 6.15) pour des niveaux de chargements également cohérents. Ceci étant dit, des niveaux de contraintes importants sont atteints dans le matériau ; ces niveaux de contraintes n'étant pas forcément admissibles par le matériau. La prise en compte de la rupture du matériau peut conduire

Chargement	F_{crit} $[N]$			δ_{crit} $[mm]$		
	Exp.	Num.	Erreur	Exp.	Num.	Erreur
f_{p1}	22.06	29.95	35.7 %	0.440	0.490	11.0 %
f_{p2}	38.41	36.20	5.7 %	0.545	0.560	2.7 %
f_{p3}	53.94	46.48	13.8 %	0.731	0.710	2.8 %

TABLE 6.2 – Initiation de l'endommagement : comparaison entre les résultats numériques et les valeurs expérimentales

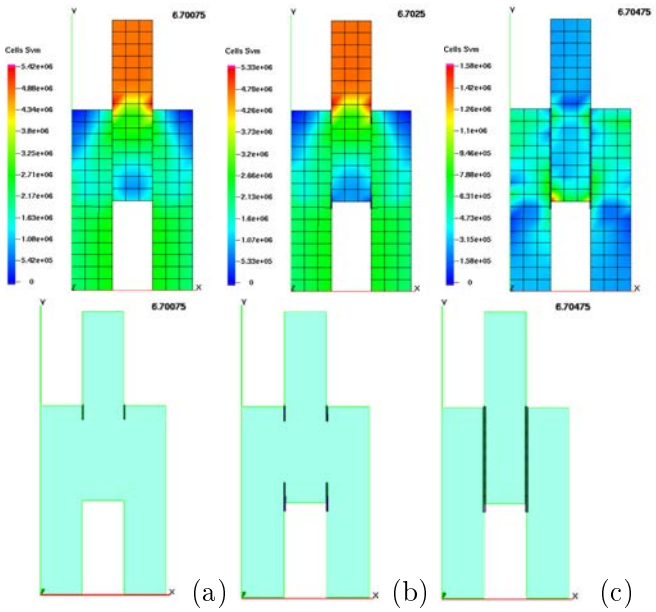


FIGURE 6.15 – Evolution des contraintes dans les blocs (cointrainte de Von Mises) et de l'endommagement des interfaces de la triplette à différents moments de la simulation : initiation de la fissuration (a), propagation (b), rupture complète (c)

à améliorer les résultats numériques et à affiner le modèle.

- dégradation et rupture du matériau

Prendre en compte une dégradation du comportement du matériau dans la simulation jusqu'à sa ruine peut être envisagé. Ce genre de stratégies peut s'avérer onéreuse voire très onéreuse du point de vue du temps de calcul. Les dispositions les plus simples à prendre consistent à décrire le comportement des blocs (et du mortier dans le cas d'approches par interphase) par des lois de comportement plus sophistiquées prenant en compte par exemple la plastification du matériau. L'utilisation de zones cohésives diffuses peut en outre permettre de gérer la rupture du matériau et de simuler la propagation d'une fissure dans les blocs ou dans les joints ; ces approches demandant des efforts considérables de modélisation (raffinement de maillage, *etc.*). De tels choix de modélisation ne peuvent être utilisés pour simuler des objets de grande envergure (des bâtiments complets dans notre cas). En revanche, des solutions peuvent être proposées pour tenir compte des dégradations locales

du matériau sans chercher à avoir ce niveau de détail (et en l'occurrence chercher à identifier le chemin de fissuration dans le matériau par exemple). Ces aspects sont évoqués dans l'avant dernier chapitre de cette partie.

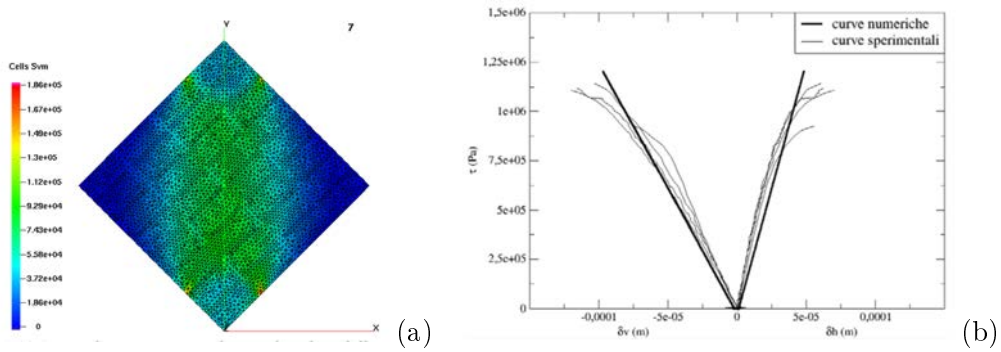
Nota : Comme nous avons pu le souligner auparavant, les temps de calcul sont l'un des points critiques de l'utilisation des méthodes DEM, le logiciel LMGC90 n'y échappant pas. Une approche par interface est préférentiellement utilisée pour traiter des maçonneries à joints de mortier pour réduire autant que possible les temps de simulations tout en décrivant une phénoménologie riche.

Echelles de calibration des modèles et effets de structure Les comportements locaux gérés par les lois de contact sont garants de la représentativité des simulations numériques. La calibration des modèles d'interface est une opération cruciale et doit se faire de concert avec le choix d'une stratégie de modélisation d'ensemble. Cette étape est bien souvent laissée à la discrétion de l'auteur : les lois d'interaction sont à la fois utilisées pour représenter une physique particulière (frottement, cohésion, *etc.*) mais sont également utilisées, dans la pratique, pour compenser localement des manques des modèles gérant le comportement des éléments des simulations ou introduire des comportements de structures. Se faisant, la calibration des lois de comportement tend à devenir une opération non générique à réaliser pour chaque simulation ; ce qui est bien évidemment problématique si l'on cherche à donner à l'approche numérique un caractère prédictif.

Sans aller jusqu'à ce genre de considérations, il s'avère que l'utilisation de modèles d'interface calés sur des essais expérimentaux simples puisse ne pas être pertinente sur des structures *a priori* semblables. Ces phénomènes ont été observés lors de la modélisation de panneaux de maçonnerie soumis à des essais de compression diagonale (université de Calabre, Venneri). Les tests de traction présentés ci-avant sur les triplettes et ces essais ont été réalisés lors d'une même étude ; les essais réalisés sur les triplettes devant permettre de calibrer les modèles d'interface simplement avant de les valider sur des structures plus complexes. Les panneaux de maçonnerie considérés sont constitués des même blocs et du même mortier que les triplettes ; seule la configuration de l'assemblage différent entre les deux structures. 20 blocs maçonnés en 8 assises forment des panneaux de faible dimension (environ 50×50 cm). Comme précédemment une première simulation est effectuée en considérant le panneau comme un milieu continu bi-phasique pour lequel la distinction entre blocs et mortier est clairement faite. La réponse linéaire ainsi décrite par le modèle est conforme à la rigidité apparente de structure obtenue expérimentalement (Figure 6.16).

Si le modèle continu donne de bons résultats, la simulation du modèle discret calibré avec la triplette n'est pas satisfaisant. Le comportement linéaire de la structure est correctement géré par la loi. En revanche, pour ce qui est de l'endommagement du panneau, la rupture est considérablement surestimée ; l'énergie de décohésion permettant de gérer le processus d'endommagement devant être recalibrée pour finalement obtenir une rupture cohérente avec les résultats expérimentaux (Figure 6.17).

Cet exemple basique tend à montrer l'importance de la nature des spécimens utilisés pour la calibration des modèles d'interfaces et pose notamment le problème de la taille de ces spécimens, de leur complexité et finalement de leur représentativité. La calibration des modèles d'interface doit être réalisée sur des structures simples mais suffisamment



(a) (b)

Figure 6.16 – Essai de compression diagonale sur un panneaux de maçonnerie (d'après Venneri [127]) : résultats numériques obtenus avec un modèle continu bi-phasique (a) et confrontation aux résultatx expérimentaux (b)

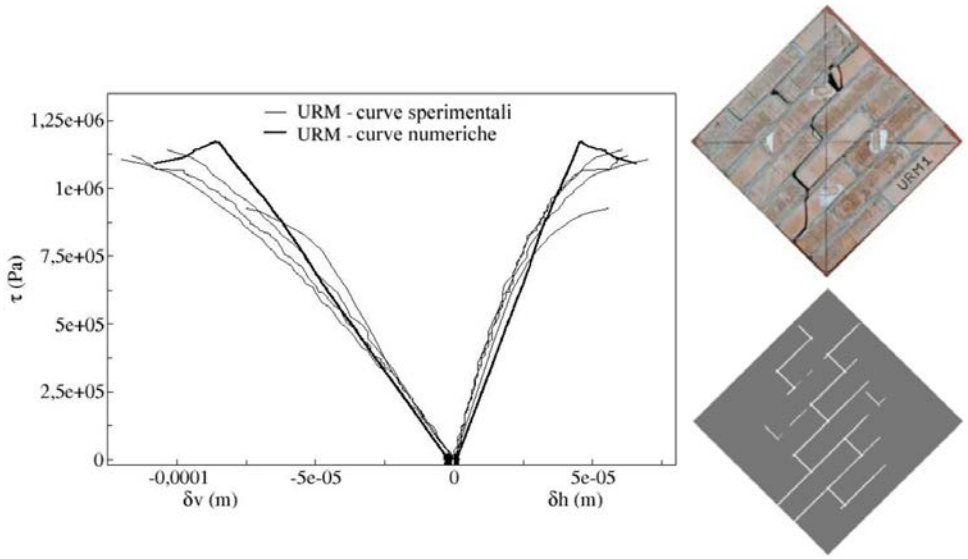


Figure 6.17 – Confrontation des résultats expérimentaux obtenus lors de l'essai de compression diagonale sur des panneaux de maçonnerie (d'après Venneri [127]) et des résultats numériques après recalibration de la loi de comportement

représentatives pour rendre compte des comportements caractéristiques.

6.3 Conclusion

Ce chapitre montre les points délicats qu'il faut garder à l'esprit dès lors que l'on cherche à utiliser la méthode *NSCD* pour la simulation de collections d'objets. Le formalisme proposé par la méthode pour décrire le problème multicontacts et les stratégies mises en œuvre pour le résoudre induisent des comportements qui doivent être compris pour être gérés aussi bien que possible ; la qualité des simulations proposées en dépendant. S'ils

s'avèrent être une condition nécessaire à la pertinence d'un calcul, ces aspects ne suffisent pas au succès d'une simulation. Les stratégies de modélisation utilisées et les choix de modélisation effectués pour décrire un problème donné doivent permettre une description représentative des phénoménologies simulées. Tous ces aspects doivent être considérés ensemble, leur gestion étant bien difficilement dissociable.

Les résultats de simulation sont le reflet de l'ensemble des choix faits par l'utilisateur, ces choix concernant aussi bien des aspects algorithmiques, liés à la gestion de la stratégie numérique mise en place, que des choix de modèle. Tous ces aspects forment un espace paramétrique considérable dont dépend la finalité de la simulation. Il semble donc nécessaire de juger de la pertinence d'un résultat en considérant sa sensibilité par rapport à cet espace paramétrique. Ce point fait l'objet du chapitre suivant qui a pour objectif de mieux comprendre le fonctionnement de l'algorithme *NLGS* dans le cas de l'étude de structures en maçonnerie. L'espace paramétrique étant considérable, il est restreint dans l'étude présentée ci-après. Par ailleurs, toujours dans un souci de réduction de l'espace paramétrique et pour ne pas être confronté aux problèmes de calibration, l'étude des maçonneries proposées ci-après est limitée à l'étude des maçonneries sèches.

Chapitre 7

Modélisation des maçonneries sèches : gestion physique et numérique du problème de modélisation

Sommaire

7.1 Modélisation des Maçonneries : Approche Rigide 194
7.1.1 Modèles rigides et mécanismes de solide rigide 194
7.1.2 Influence de l'instabilité numérique et du modèle d'interface sur la réponse locale de la structure : illustration sur des tests de basculement sur une simple colonne 196
7.1.3 Influence sur le comportement global des structures 205
7.1.4 Types de structures et gestion du calcul en tolérance 217
7.1.5 Conclusion 223
7.2 Choix de Modélisation & Rigidité Apparente 224
7.2.1 Choix d'un modèle volumique adapté à la modélisation des maçonneries «confinées» 224
7.2.2 Approche du problème en dynamique corotationnelle 229

Le choix d'une approche rigide du problème de modélisation est initialement faite, et ce pour de multiples raisons. Cette formulation mécanique est bien entendu la plus simple à mettre en œuvre, la plus maîtrisée mais également la moins onéreuse en termes de temps de restitution des calculs. Par ailleurs, elle permet de rendre compte de phénoménologies assez variées ; ce qui nous laisse à penser que ce type de modélisation pourrait être susceptible de représenter convenablement les comportements dynamiques des ouvrages sous séismes. Si ce type de modèles permet de gérer parfaitement des mécanismes de type solide rigide, des interrogations restent en suspens quant à son utilisation pour gérer des mécanismes plus complexes rencontrés si l'on en vient à considérer la sollicitation de maçonneries «confinées» par exemple. Ce chapitre cherche, entre autres, à apporter des éclairages sur ce point en utilisant notamment une gestion poussée de la convergence du problème et des choix de modèles d'interface *ad hoc*.

L'objectif de ce chapitre est d'évaluer la sensibilité des résultats de simulation aux paramètres physiques et numériques utilisés dans la modélisation des structures maçonnées. Nous nous intéresserons plus spécifiquement dans ce chapitre à la modélisation des

maçonneries sèches, soumises à des chargements hors plan, avec le code de calcul LMGC90 ; l'un des intérêts majeurs de l'utilisation de la méthode des éléments discrets étant notamment de représenter ce type de comportements caractéristiques. Le premier objectif de cette étude est de mieux comprendre le comportement du solveur de contact *NLGS* — notamment en regard de l'influence des paramètres numériques permettant son pilotage et plus largement des choix de modélisation proposés pour les maçonneries —, en s'intéressant tant aux comportements locaux de la structure (à l'échelle des interactions) qu'à une échelle plus globale (celle de la structure).

Les phénomènes locaux observés introduits par l'utilisation de l'algorithme itératif *NLGS* sont illustrés sur un exemple simple consistant en l'étude d'une colonne en basculement. L'étude se poursuit ensuite sur des structures plus complexes : des essais expérimentaux obtenus à l'Université de Pavia (Italie) sur des modèles de maçonneries sèches à l'échelle 1 : 5 sont utilisés ; des comparaisons étant faites entre les résultats obtenus expérimentalement et numériquement et permettant ainsi d'étudier l'influence des paramètres sur la structure. Ces points font l'objet de la première section de ce chapitre.

A la lumière des résultats obtenus, la deuxième section se propose quant à elle de poser les bases d'une discussion portant sur les choix de modélisation ; la question de la description de la rigidité apparente des structures par les modèles se posant notamment.

7.1 Modélisation des Maçonneries : Approche Rigide

Cette section s'intéresse à la modélisation de structures maçonnées simples (colonnes, assemblages basiques de panneaux en brique) sous chargement hors plan. Les blocs de la maçonnerie sont modélisés par des corps rigides tandis que différentes écritures de la condition de Signorini-Coulomb sont proposées. Une série de simulations est faite pour étudier l'influence sur les solutions de la gestion de la résolution de contact par l'algorithme *NLGS*.

Les phénomènes d'instabilité sont mis en évidence grâce à l'étude d'une colonne en basculement et font l'objet de la deuxième sous-section ci-après. La sous-section suivante quant à elle propose l'étude de structures plus complexes mais restant relativement simples pour faciliter l'interprétation des résultats. Avant de rentrer dans ces considérations, un tout premier point revient sur l'utilisation de modèles rigides pour la description du comportement des structures maçonnées.

7.1.1 Modèles rigides et mécanismes de solide rigide

La modélisation en corps rigides ne semble pas convenir pour décrire l'ensemble des mécanismes qui peuvent siéger dans une structure maçonnée. Si à première vue, nous étions tentés de faire la distinction entre ces mécanismes en considérant ceux liés à des comportements hors plan ou au contraire dans le plan de sollicitation, il s'avère que cette vision ne reflète pas la réalité. La distinction doit plutôt se faire lorsque la déformabilité des corps devient une composante essentielle de la réponse de la structure ; les simulations de systèmes «confinés» fortement contraints sur lesquels on viendrait appliquer une sollicitation donnée en faisant partie, tout comme, plus indirectement, les arrangements de structures (harpage par exemple) qui, conduisant à des rigidifications locales de la structure, induisent

par là même la génération de contraintes internes dans les panneaux de maçonnerie.

Un exemple très simple de tassement différentiel nous permet de montrer clairement que la modélisation en corps rigides de mécanismes dans le plan de sollicitation peut être tout à fait envisagée [128]. Un mur en panneresse constitué de briques parallélépipédiques de dimensions $22 \times 10.5 \times 5\ cm^3$ et de masse volumique $\rho = 2200\ kg/m^3$ montées sans mortier est soumis à une perte d'appui sur une portion du mur. L'angle de frottement entre les blocs est de 38°. Le pan du mur s'affaisse sur une hauteur de 14 cm. Les résultats de simulation sont comparés aux observations expérimentales FIGURE 7.1 : il s'agit en fait de juger de la qualité de la simulation en regard des ouvertures de joints en considérant à la fois les faciès et les localisations de ces ouvertures. Les résultats obtenus avec une modélisation rigide sont tout à fait pertinents, ce qui semble somme toute assez totalement logique dans la mesure où seuls des mouvements de corps rigides interviennent dans les mécanismes en présence. Ceci semble accréditer le fait que le comportement des maçonnerie n'étant pas confinées et ne présentant pas de dispositifs structuraux particuliers puisse être convenablement décrit par une modélisation en corps rigide.

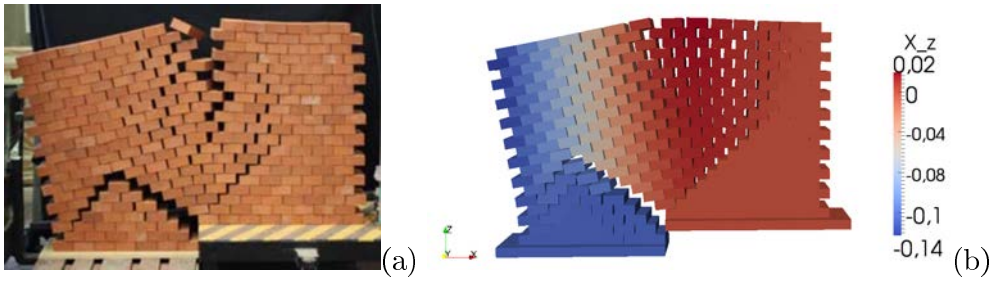


FIGURE 7.1 – Comportement dans le plan de sollicitation de maçonneries non contraintes (modélisation en corps rigides) – tassement différentiel sur un panneau en maçonnerie sèche : résultats expérimentaux (a) et numériques obtenus avec LMGC90 (b)

Par ailleurs, si le mécanisme en présence ne fait pas intervenir la déformabilité du corps, une structure même «confinée» peut être modélisée convenablement avec ce type de modèle. On peut rencontrer ce cas notamment avec des panneaux de maçonnerie en cisaillement dont les conditions aux limites conduiraient à ce que le panneau ne soit soumis qu'à un phénomène de *rocking* ; ce phénomène étant caractéristique d'un comportement de solide rigide. Considérons des panneaux en maçonnerie chargés verticalement par l'intermédiaire d'une poutre en béton armé sur laquelle est appliquée un chargement horizontal, la ruine obtenue lors de l'application du chargement horizontal fait intervenir des mécanismes différents suivant le chargement vertical [49]. La ruine du panneau se fait essentiellement par *rocking* pour les chargements verticaux les plus faibles (FIGURE 7.2).

Les phénomènes de frottement deviennent de plus en plus prépondérants avec l'augmentation de la charge verticale. Pour les chargements les plus importants, la propension de l'assemblage à répondre suivant des mécanismes de type solide rigide tend à disparaître. La description des blocs avec des modèles rigides ne permet plus de reproduire la phénoménologie. Il s'agit, dans les sous-sections suivantes, de voir si une gestion poussée du problème de convergence associée à des choix *ad hoc* du modèle d'interface peuvent permettre d'aborder ou non ces phénoménologies *a priori* mal décrites par des modèles «trop» rigides. L'idée

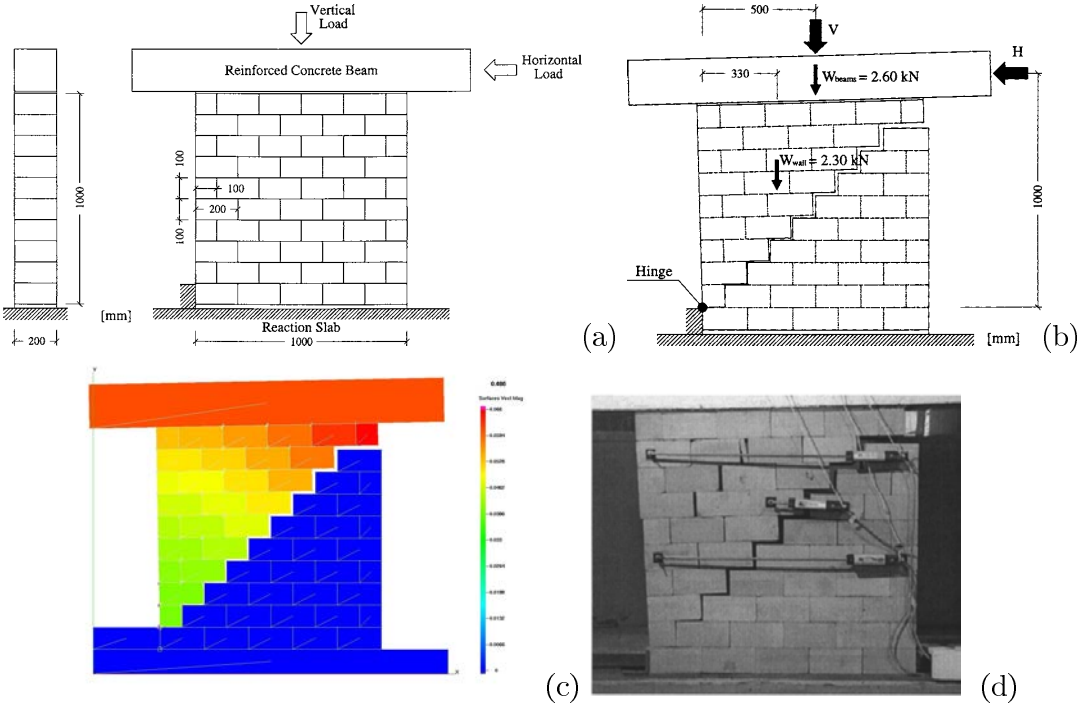


FIGURE 7.2 – Essai de compression-cisaillement sur un panneau de maçonnerie (rotations libres) : chargements (a) – ruine théorique par *rocking* (b) – calcul 2D avec LMGC90 (c) – faciès de rupture obtenu expérimentalement (d)

est d'amener de la déformabilité à l'interface grâce à la loi de contact pour autoriser une pseudo flexion de la maçonnerie. L'utilisation de ce type de modèles est étudiée en regard de son influence sur le solveur de contact en termes de qualité de solution et d'efficacité, et sur la représentativité des simulations ainsi réalisées.

7.1.2 Influence de l'instabilité numérique et du modèle d'interface sur la réponse locale de la structure : illustration sur des tests de basculement sur une simple colonne

Une colonne massive constituée de 4 blocs de béton superposés (montés sans mortier) est progressivement inclinée pour initier un phénomène de basculement. Chaque bloc ($1m \times 1m \times 1m$) est modélisé par un corps rigide ($\rho = 2500\ kg/m^3$). Les blocs en interaction sont soumis uniquement à du frottement, modélisé classiquement par des lois d'interaction satisfaisant les conditions de Signorini-Coulomb sans restitution (FIGURE 7.3).

FIGURE 7.3 – Condition de Signorini-Coulomb (loi IQS_CLB dans la terminologie LMGC90)

L'inclinaison de la colonne débute après une phase de mise sous poids propre comprise entre $t = 0s$ et $t = 0.5s$. Le basculement de la colonne est gérée en agissant sur la pesanteur : la gravité est progressivement modifiée pour simuler la rotation de la fondation. Les composantes horizontale et normale de $\vec{g}$ sont calculées pour chaque pas de temps en fonction de l'angle de rotation α, qui est augmenté jusqu'à obtenir la ruine de la colonne par basculement. Les phases du chargement sont précisées FIGURE 7.4.

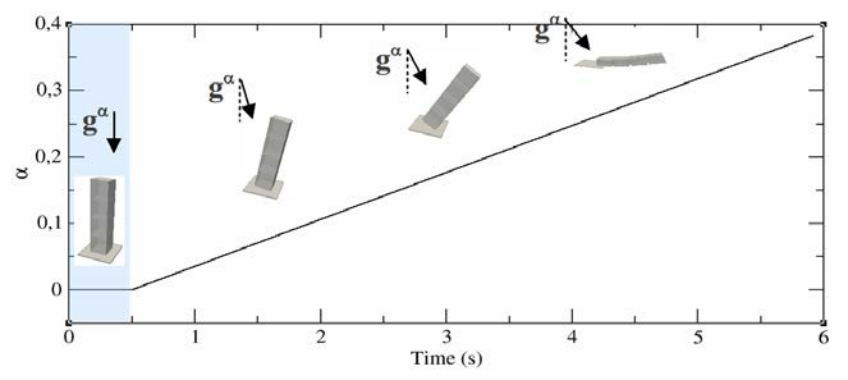


FIGURE 7.4 – Phases de chargement suivies pour la modélisation du basculement d'une colonne simple — évolution en temps de la rotation α

Défaut de convergence et oscillations locales :

- influence de la sévérité de la convergence
Tandis que l'ensemble des paramètres pilotant le calcul sont figés (le nombre d'itérations de la boucle de convergence gs_it_2, la tolérance (tol), ou encore le choix de la norme de convergence), le paramètre gs_it_1 permettant de maîtriser la diffusion de l'information est dans une première simulation fixé à 16 itérations ; ce nombre correspondant au nombre de points de contacts présents dans la colonne (4 surfaces de contact toutes discrétisées en 4 points de contact). Le nombre des itérations est ensuite augmenté dans les simulations suivantes, en utilisant des multiples de 16 (32 itérations, 48, *etc.*). Faire varier le paramètre gs_it_1 permet artificiellement de piloter la convergence de l'algorithme. Les comportements locaux — vitesses et réactions — sont suivis en chaque point de contact. A noter que l'ensemble des résultats présentés ci-après sont des résultats convergés au sens numérique du terme, c'est-à-dire des résultats obtenus pour un nombre d'itérations de Gauss-Seidel inférieur au nombre maximal d'itérations qu'il est possible d'effectuer ($gs_it_1 \times gs_it_2$) et pour une tolérance tol donnée.

Cette première série de simulations illustre parfaitement bien l'instabilité numérique qui affecte la qualité de la solution en fonction du dépassement du seuil de convergence de la solution. Les réactions locales (normale ou tangentielles) oscillent autour d'une valeur moyenne qui apparaît comme la solution théorique attendue dans le calcul (FIGURE 7.5 (a)). Ceci amène à distinguer deux types de solutions proposées par le calcul : les solutions dites «faiblement» convergées et *a contrario* les solutions «totalement» convergées identiques aux solutions théoriques. Les oscillations des réactions locales sont des comportements non physiques à imputer uniquement à des effets numériques. La mesure de cette erreur oscillante sur les réactions locales ($\Delta r^n_{loc}(i_\alpha,\ t)$, $\Delta r^t_{loc}(i_\alpha,\ t)$) semble être un

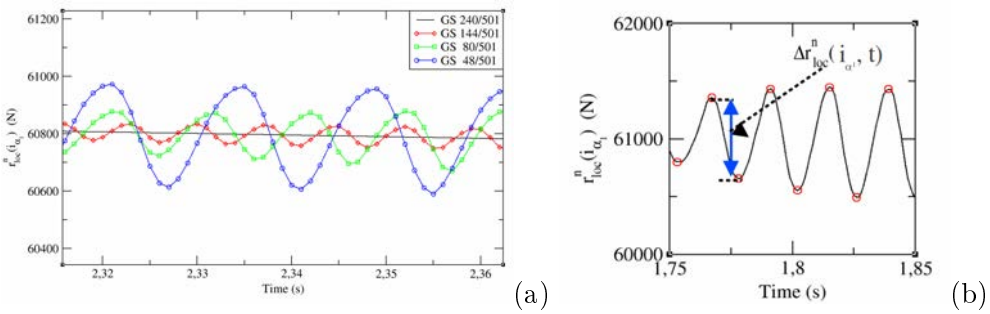


FIGURE 7.5 – Comportements locaux : oscillations des réactions aux points de contact (composante normale) pour différentes configurations de l'algorithme *NLGS* (a) — mesure de l'erreur due aux oscillations locales (b)

critère satisfaisant pour juger de la qualité et de la stabilité de la solution (FIGURE 7.5 (b)). L'évaluation de l'amplitude moyenne des oscillations à différentes échelles du contact — en chaque point de contact i_α, au niveau d'une surface de contact S_j, *etc.* (FIGURE 7.6) — ou encore généralisée à l'ensemble de la colonne en fonction du nombre d'itérations gs_it_1 fixé permet d'identifier des comportements de l'algorithme *NLGS* intéressants (FIGURE 7.7).

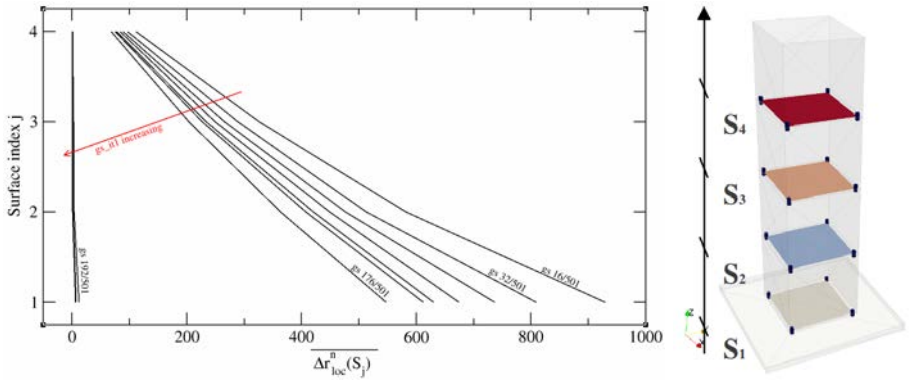


FIGURE 7.6 – Estimation et répartition des erreurs dues aux oscillations des réactions locales pour différentes configurations de l'algorithme *NLGS* moyennées sur chaque surface de contact

Les erreurs dues aux oscillations des réactions locales diffèrent en fonction de leur emplacement dans la colonne. Si l'on considère l'erreur — pour un nombre d'itérations gs_it_1 donné — au niveau d'une surface de contact comme la moyenne des erreurs en chaque point de contact décrivant la surface considérée, deux phénomènes peuvent être identifiés.

Plus la surface de contact se rapproche du sommet de la colonne, et moins l'instabilité est marquée : les oscillations aux points de contact sont d'amplitudes moindre ; les erreurs les plus importantes se situant au niveau de l'interface colonne/fondation. Ceci semble pouvoir s'expliquer si l'on s'intéresse au comportement d'ensemble de la colonne : tous les blocs ont tendance à osciller sur leurs points de contact, les blocs sus-jacents entretenant l'oscillation des blocs sous-jacents. Pour les solutions les plus faiblement convergées ($gs_it_1 = 16$), le rapport entre les erreurs minimale et maximale obtenues sur les surfaces de contact $\frac{\Delta r^n_{loc}(S_{bottom})}{\Delta r^n_{loc}(S_{top})}$ est proche de 10.

Ce phénomène peut être observé pour toutes les valeurs gs_it_1 traitées. Ceci étant dit, le rapport $\frac{\Delta r^n_{loc}(S_{bottom})}{\Delta r^n_{loc}(S_{top})}$ diminue avec l'augmentation du nombre d'itérations gs_it_1 jusqu'à ce qu'une valeur critique de ce paramètre soit atteinte à partir de laquelle l'erreur en oscillation semble disparaître, et ce tant pour les composantes normale que tangentielle des réactions locales. La généralisation de l'estimation de ces erreurs à la colonne toute entière en utilisant la valeur moyenne des oscillations de tous les points de contact appartenant à la colonne confirme cette même tendance.

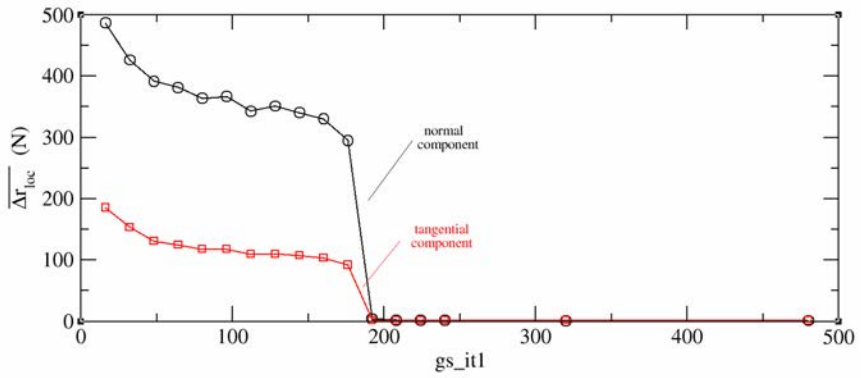


FIGURE 7.7 – Estimation généralisée de l'erreur d'oscillation pour les composantes normale et tangentielles des réactions locales sur l'ensemble de la colonne

- influence de la nature de l'échantillon
La même analyse est faite sur deux autres colonnes de 5 et 6 blocs respectivement (FIGURE 7.8), les caractéristiques des blocs étant identiques à celles décrites précédemment et le chargement également. Ces tests montrent la dépendance du nombre critique d'itération gs_it_1 identifié précédemment à la nature de l'échantillon et ici, en l'occurrence au nombre de blocs. Comme expliqué précédemment, l'augmentation du nombre d'itérations gs_it_1 diminue artificiellement la valeur de la tolérance pour laquelle le test de convergence de la solution est fait. Une estimation de la tolérance effective $tol_{effective}$ pilotant réellement la convergence du calcul en regard de la tolérance tol_0 fixée est donnée (FIGURE 7.9) en fonction du paramètre gs_it_1 et pour deux mesures différentes de l'erreur de convergence [11]. L'*Error* 2 donne une estimation de la variation de vitesse dans l'échantillon durant une itération de Gauss-Seidel, tandis que l'*Error* 3 propose, de la même manière, une estimation de la variation d'énergie dans le système ; la convergence étant avérée dès lors que ces erreurs sont inférieures à la tolérance ($Errors < tol_0$).

- influence du modèle d'interface
Des tests similaires sont faits sur les colonnes en considérant une écriture différente de la condition de Signorini-Coulomb. Ce modèle d'interface propose d'introduire un comportement élastique unilatéral en compression pour la composante normale (FIGURE 7.10). L'utilisation de ce type de loi régularisée est censée permettre de diminuer la surestimation de la rigidité apparente de la structure due à l'utilisation de corps infiniment rigide dans la simulation et d'interfaces elles aussi raides. Ces lois de comportement amènent de l'élasticité à la structure en agissant comme des ressorts unilatéraux de raideur k_i ne répondant qu'à la compression. La loi utilisée précédemment correspondrait à ce type de loi pour laquelle la raideur du ressort serait infinie (k_∞).

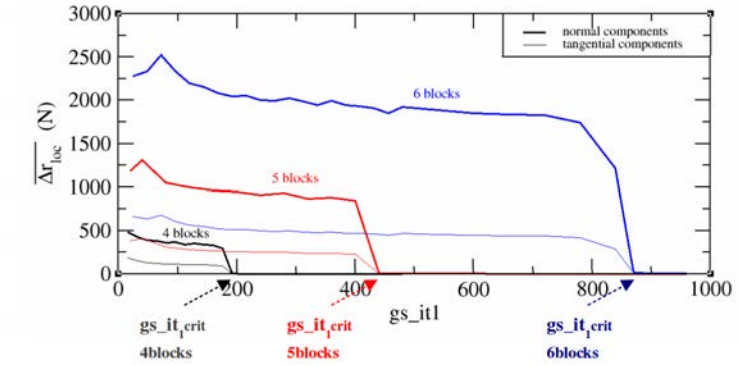


FIGURE 7.8 – Influence du nombre de blocs dans la colonne sur l'estimation de l'erreur due aux oscillations locales

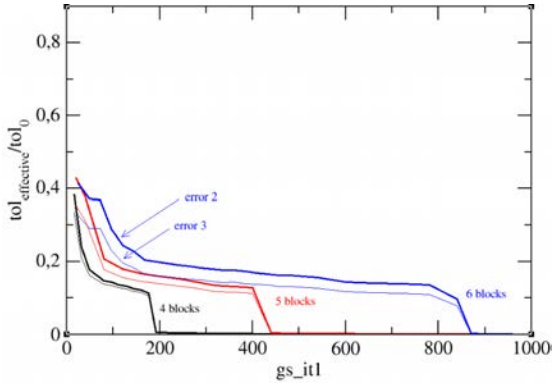


FIGURE 7.9 – Estimation de la tolérance effective artificiellement imposée en pilotant la convergence de l'algorithme *NLGS* avec le paramètre gs_it_1

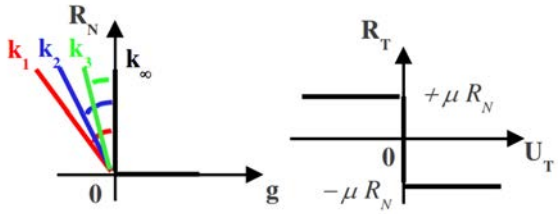


FIGURE 7.10 – Introduction d'élasticité dans le modèle d'interface (loi Elastic_Repell_Clb dans la terminologie LMGC90)

Usuellement la raideur k_i est définie pour prendre en compte la déformabilité du corps. Ceci doit permettre de donner des comportements de structures plus réalistes. Elle est définie plus précisément en regard de la surface de contact dont chaque point de contact est la discrétisation (ici un quart de la surface totale de contact $S_{\frac{1}{4}}$, le module d'Young des blocs E_{bloc_i} et leur hauteur h_{bloc} suivant la relation $k_i = S_{\frac{1}{4}} \times E_{bloc_i} \times h_{bloc}$) ; les blocs étant caractérisés par un module d'Young unique pour toute la colonne. Différents cas d'étude ont été traités pour évaluer l'influence de la rigidité des blocs, cette étude consistant par conséquent à faire varier les raideurs des ressorts aux points de contact. Les résultats obtenus pour trois valeurs sont présentés ci-après. Les rigidités testées (et raideurs équivalentes)

sont données TABLE 7.1 en fonction d'une valeur de référence $E_{bloc_0} = 1.67 \times 10^{10}\ N/m^2$ correspondant au module d'Young d'un bloc de calcaire.

Modules d'Young des blocs	Raideurs locales équivalentes à l'interface $[N/m]$
$E_{bloc_1} = 10 \times E_{bloc_0}$	$k_1 = 4.175 \times 10^{10}$
$E_{bloc_2} = 100 \times E_{bloc_0}$	$k_2 = 4.175 \times 10^{11}$
$E_{bloc_3} = 1000 \times E_{bloc_0}$	$k_3 = 4.175 \times 10^{12}$

TABLE 7.1 – Caractéristiques mécaniques des blocs (modules d'Young) et raideurs équivalentes aux interfaces

Selon le même processus d'analyse, les erreurs moyennes provoquées par les oscillations locales sont mesurées sur l'ensemble de la colonne pour les différentes calibrations des lois d'interface. Les résultats ainsi obtenus sont donnés FIGURE 7.11. Ils confirment les observations faites précédemment pour des interfaces rigides quant à l'existence d'une valeur critique du paramètre gs_it_1 au delà duquel les effets numériques transparaissant au travers des oscillations au niveau des réacions locales disparaissent. En ce qui concerne la variation de ces erreurs en fonction de l'élasticité introduite dans l'interface, il semble que plus le modèle d'interface entre blocs est rigide ($k_i \to k_\infty$), plus la valeur du nombre d'itérations critique pour la raideur considérée se rapproche de celle obtenue pour le modèle totalement rigide. En termes d'estimation d'erreurs cette fois, il s'avère que l'amplitude des oscillations soit d'autant plus importante pour des interfaces rigides. Ce phénomène peut s'expliquer si l'on en vient à s'intéresser aux fréquences d'oscillation des ressorts qui se trouvent augmentées pour des raideurs élevées ; les ressorts étant dès lors beaucoup plus sensibles aux chocs. Comme précédemment, les résultats sont également donnés en termes de tolérance effective (FIGURE 7.12).

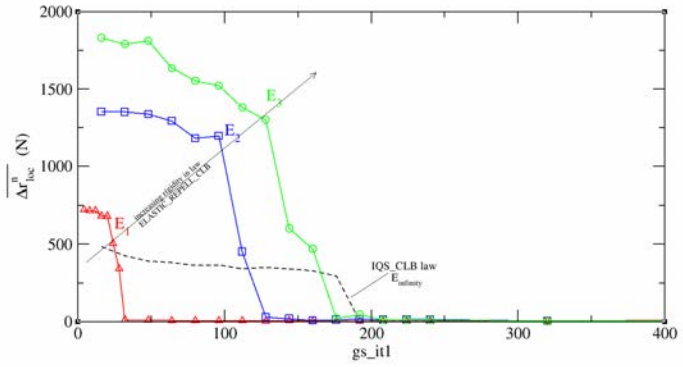


FIGURE 7.11 – Influence de l'introduction d'élasticité aux points de contact sur l'estimation des erreurs locales

- *conclusion*

Ces tests simples illustrent parfaitement la dépendance de la qualité des solutions aux choix de pilotage de l'algorithme *NLGS* d'une part et montrent d'autre part les effets des modèles d'interface sur le comportement du solveur et de leur conséquence sur les solutions. Le pilotage de l'algorithme *NLGS* doit être fait en fonction de la nature du problème à traiter

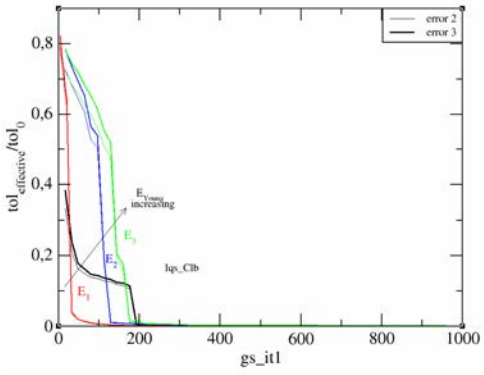


FIGURE 7.12 – Estimation de la tolérance effective artificiellement imposée au système pour le cas de modèle d'interface déformable

et des choix de modélisation.

Le choix de maîtriser la convergence de l'algorithme *NLGS* avec le nombre d'itérations gs_it_1 pour une tolérance donnée ne semble pour autant pas adapté. Il n'existe pas de relation triviale qui permettrait de relier le nombre d'itérations critique à réaliser pour minimiser les oscillations locales à des aspects liés à la nature du cas d'étude, *etc.* Seule la dépendance des solutions des paramètres a pu être mise en valeur. Le paragraphe suivant se propose de procéder au même type d'étude mais de gérer la convergence du système de façon plus traditionnelle, c'est-à-dire en faisant varier le paramètre *tol* fixant la tolérance de la convergence.

Instabilité numérique et perturbation des mécanismes de structures Comme il l'a été déjà suggéré, les structures maçonnées en grand appareil et à joints secs sont des structures dont la résistance en tension et en flexion ne provient que de leur poids propre. Différents mécanismes sont couramment rencontrés dans ces structures. Pour modéliser convenablement ces structures, il convient notamment de pouvoir représenter convenablement les phénomènes de contact avec chocs, de frottement et de basculement. Simplement, le frottement assure la résistance au glissement dans un joint entre deux blocs ; le seuil de frottement dépendant généralement linéairement de la pression de contact. Le basculement, quant à lui, dépend des caractéristiques géométriques (position du centre d'inertie) et des chargements appliqués. Le renversement d'un bloc se produit lorsque les forces lui étant appliquées, en durée ou en intensité, ont été telles que le centre d'inertie du bloc en question sort de la zone de contact définie par ses points d'appuis. Si ce n'est pas le cas, le bloc retourne à sa position de repos après des phénomènes oscillants (*rocking*), comme mis en évidence FIGURE 7.13. Dans le cas d'empilement de blocs, le raisonnement est identique à ceci près qu'il faut prendre en compte le centre d'inertie de l'empilement et non d'un seul bloc. De ce fait, il apparaît immédiatement que la hauteur de l'empilement, en d'autres termes l'élancement de la structure, est un facteur d'instabilité. Le phénomène de *rocking* est un mécanisme difficile à appréhender qui peut avoir des effets très différents sur la structure. Il peut en l'occurrence dans certains cas isoler la structure des mouvements latéraux en réduisant les effets de cisaillement aux appuis et de déformation des éléments de structure. Des phénomènes de résonance peuvent apparaître, *a contrario*, pour peu que le chargement soit oscillant et entretenu, et conduire à la ruine prématurée de la structure.

Nous nous intéressons à ces phénomènes ici en cherchant notamment à mettre en avant l'influence de la convergence sur le comportement de structure.

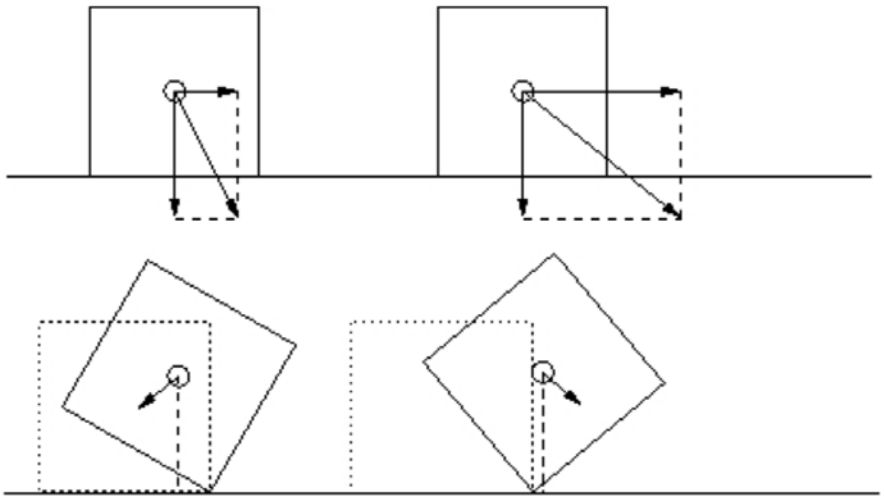


Figure 7.13 – Chargements et instabilité (a) : cas d'un chargement stable (à gauche) et instable (à droite) — Phénomène de basculement (b) : retour à la position de repos (à gauche, *rocking*) et renversement (à droite)

La colonne à 4 blocs précédemment décrite est soumise à un chargement en vitesse oscillant monofréquentiel détaillé Figure 7.14 (a) par sa fondation. L'ensemble des degrés de liberté de la fondation rigide sont bloqués à 0 sauf suivant la direction x où est imposée la vitesse donnée Figure 7.14 (b). Les coefficients de frottement entre les blocs et entre les blocs et la fondation sont modifiés de sorte à mettre en évidence les comportements de structure où n'apparaissent que des phénomènes de *rocking* ou de frottement, ou au contraire des modes de comportements mixtes.

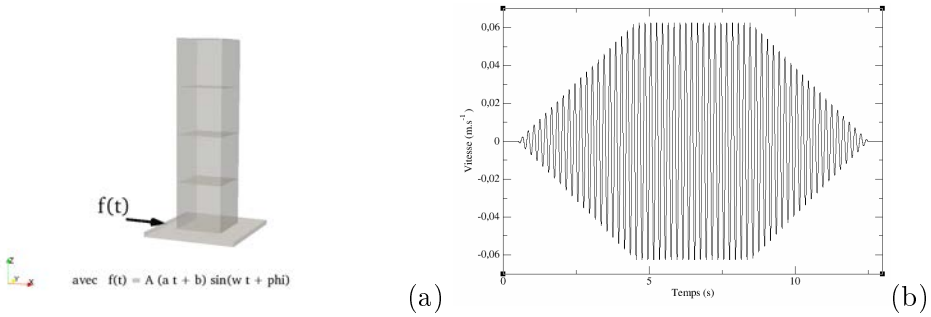


Figure 7.14 – Colonne sous chargement oscillant monofréquentiel (a) — profil de vitesse imposé à la fondation (b)

Une première série de simulations est réalisée en utilisant une convergence sévère pilotée au travers du paramètre gs_it_1 fixant le nombre d'itérations de Gauss-Seidel à réaliser avant chaque test de convergence ($gs_it_1 = 1001$). Le choix d'un coefficient de frottement identique ($\mu = 0.7$) entre les blocs et entre les blocs et la fondation est fait pour une pre-

mière simulation. Le rapport effort tranchant sur effort normal à la base de la structure ($\frac{\bar{T}}{\bar{N}}$) est tracé en fonction du déplacement relatif δu entre le bloc le plus élevé de l'empilement et la fondation. La réponse obtenue (FIGURE 7.15 (a)) est caractéristique du mécanisme de rocking ; la valeur limite correspondant au rapport d'élancement égal à 0.2 ici (rappel : le dernier bloc a une masse volumique deux fois plus importante que les autres blocs). La modification des coefficients de frottement change les mécanismes en présence. Considérons un coefficient de frottement blocs/fondation beaucoup plus faible ($\mu = 0.15$), la réponse obtenue FIGURE 7.15 (b) est différente et correspond ici au glissement de la colonne sur la fondation. Enfin, pour un coefficient très proche du rapport d'élancement, la réponse est mixte FIGURE 7.15 (c).

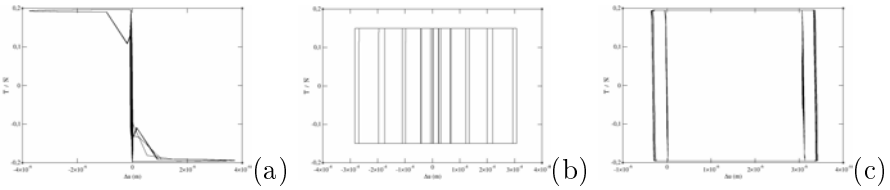

(a) (b) (c)

FIGURE 7.15 – Influence du coefficient de frottement bloc/fondation sur les mécanismes (paramètre gs_it_1 fixé à 1001 itérations) : *rocking* (a), glissement(b), comportement mixte (c)

On se focalise par la suite sur le comportement de *rocking* identifié dans les réponses présentées ci-avant pour des coefficients de frottement identiques dans la structure ($\mu = 0.7$), et notamment sur l'influence de la sévérité de la convergence sur le calcul. Deux autres simulations sont réalisées pour un nombre d'itérations gs_it_1 égal à 101 dans un premier temps, et à 501 dans un second. Les résultats donnés FIGURE 7.16 illustrent qu'un défaut de convergence peut conduire à modifier quelque peu les mécanismes de structure.

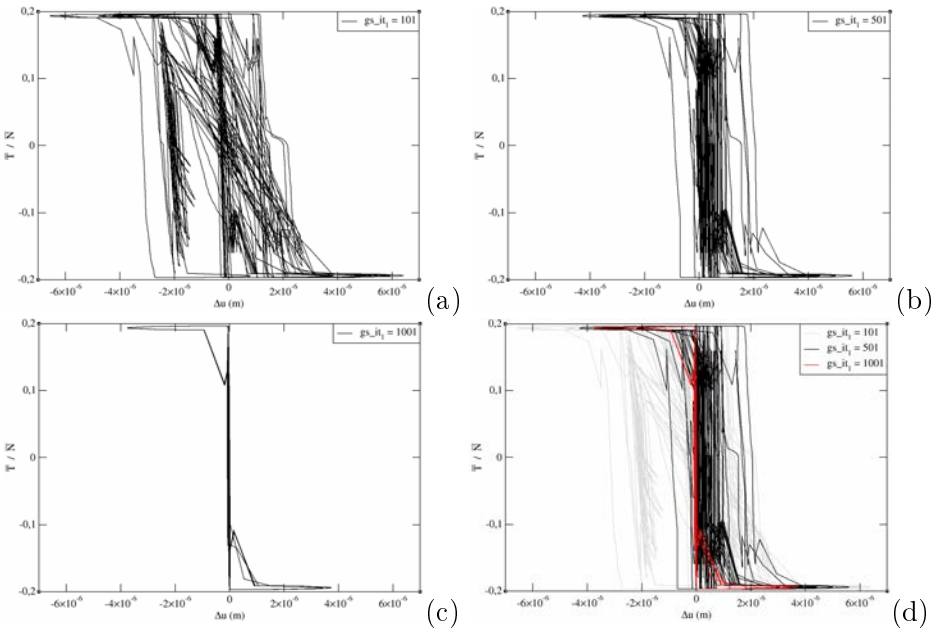


FIGURE 7.16 – Influence de la convergence sur le mécanisme de *roching*

Si ces perturbations sont, semble-t-il, assez faibles, il convient d'étudier l'influence de ces phénomènes locaux sur la réponse globale de la structure. Ce point fait l'objet de la sous-section suivante.

7.1.3 Influence sur le comportement global des structures : tests de basculement

Cette sous-section est consacrée à l'étude de structures plus complexes pour lesquelles des résultats expérimentaux sont disponibles. L'enjeu est de chercher à mesurer l'influence de l'instabilité numérique sur le comportement de structure ; plaçant de ce fait cette étude à un niveau plus global comparé à la précédente.

Une série de tests statiques portant sur l'étude du comportement de structures en maçonnerie sèche soumises à des chargements hors plan a été réalisée au Laboratoire de Mécanique et Structure de l'Université de Pavia en Italie [129]. Ces tests sont réalisés sur des spécimens réduits de maçonneries (échelle 1 :5) et consistent en des essais de basculement : les spécimens placés sur une table inclinable de sorte à déterminer expérimentalement le coefficient multiplicateur α défini comme le ratio entre les composantes horizontale et verticale de l'accélération. Ce coefficient apparaît comme l'angle d'instabilité critique pour lequel le spécimen maçonné, uniquement soumis à son poids propre, devient instable du fait de l'inclinaison de la table. Cet angle est mesuré expérimentalement avec un fil à plomb placé sur l'un des côtés de la table, la valeur obtenue étant convertie en un angle d'inclinaison.

D'Ayala et Speranza [86] dans leurs travaux sur la définition des mécanismes de rupture des bâtiments historiques en maçonnerie ont testé un total de 42 spécimens en maçonnerie afin de représenter avec ces différentes configurations les différents mécanismes de rupture hors plan affectant les ouvrages maçonnés. Le travail qui suit s'intéresse plus particulièrement à la configuration S24 d'après la classification des tests de D'Ayala et Speranza (FIGURE 7.17). Ce specimen est un assemblage constitué de trois murs montés en «U» : deux murs de refend contreventent à son extrémité un mur de dimension plus importante dans lequel deux ouvertures (fenêtres) sont percées. Comme pour l'ensemble des structures testées, le spécimen est construit avec des blocs de marbre montés sans mortier (maçonnerie sèche). Le choix de ce matériau parmi d'autres s'explique par de multiples raisons (régularité de la taille des blocs, maîtrise des aspérités, durabilité du matériau). Les blocs utilisés pour la construction des structures réduites sont des blocs parallélépipédiques de dimension $28 \times 80 \times 40$ mm. Le coefficient de frottement μ entre blocs est estimé grâce à des mesures de glissement réalisées sur des couples de blocs sur la table inclinée pour différentes pression de confinement ($0.67 \leq \mu \leq 0.77$).

Choix de modélisation et gestion de la simulation La même stratégie de modélisation que celle utilisée précédemment dans le cas du basculement de la colonne est utilisée. Les blocs de maçonnerie sont modélisés par des corps rigides ($\rho = 2732kg/m^3$) et le comportement entre les blocs est modélisé par les mêmes lois d'interface pour décrire le frottement. Le coefficient de frottement statique utilisé dans les calculs suivants est pris égal à 0.67. L'utilisation d'un coefficient de frottement uniforme sur l'ensemble de la structure est discuté par la suite ; il s'agit de façon plus générale de discuter des problèmes inhérents à la gestion des états initiaux des structures à simuler.

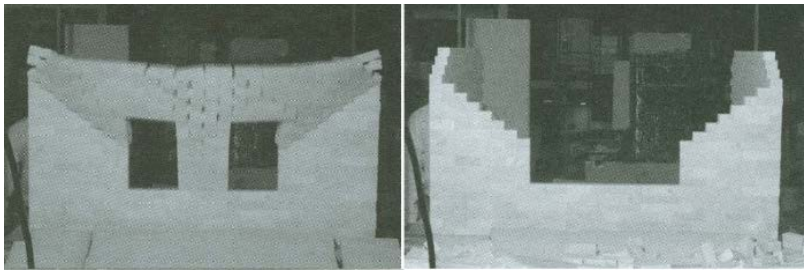


FIGURE 7.17 – Basculement du spécimen en maçonnerie S25 (Université de Pavia, Italie)

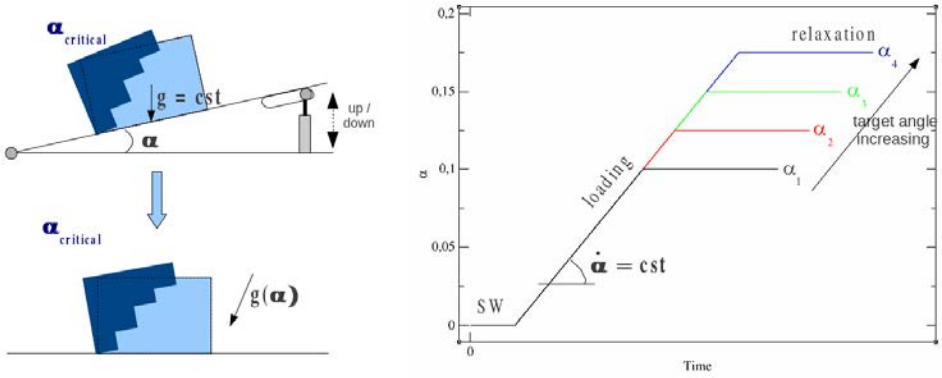


FIGURE 7.18 – Phases de chargement – essais de basculement

Pour ce qui est du chargement de l'échantillon, trois phases sont respectées (FIGURE 7.18). La première consiste à mettre la structure sous poids propre. Est initiée ensuite la phase de basculement : la table est inclinée progressivement jusqu'à atteindre un angle d'inclinaison donné. La toute dernière phase consiste à garder la table dans cette position, la structure se trouvant dans une configuration inclinée sous poids propre. Cette étape de relaxation permet de vérifier si la structure est stable pour l'angle d'inclinaison ainsi testé. L'inclinaison de la table est prise en compte dans la simulation grâce à la rotation du vecteur gravité comme pour l'étude du basculement des colonnes évoquée précédemment. La phase d'inclinaison se fait à vitesse de rotation constante $\dot{\alpha}$.

La durée des phases de chargement et notamment de la phase d'inclinaison de la table a été déterminée avec précaution de sorte à garantir la non existence de phénomènes d'inertie dans la structure. Des tests ont été réalisés pour s'assurer de la non dépendance des résultats à la vitesse de rotation de la table. Ils ne sont pas présentés ici.

L'objectif de ces tests est de déterminer l'angle critique d'instabilité de la structure, à partir duquel la structure bascule. Une série de simulations numériques est réalisée pour y parvenir, l'instabilité de la structure étant jugée suivant des considérations énergétiques (FIGURE 7.19). L'énergie cinétique dans la structure est instrumentée pendant la simulation permettant ainsi de contrôler la non existence d'entraînement inertiel de la structure et de juger de l'état de stabilité de la structure.

Comme illustré avec la colonne, les paramètres pilotant le calcul peuvent conduire à des phénomènes d'instabilité numérique influencés également par les choix de modélisa-

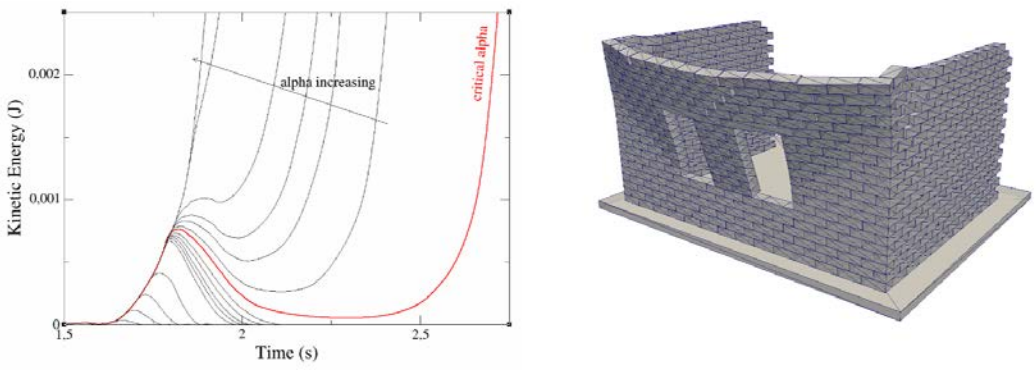


FIGURE 7.19 – Estimation de l'angle critique d'instabilité du spécimen grâce à des considérations cinématiques et visualisation avec ParaView d'un résultat de simulation obtenu avec LMGC90

tion. L'enjeu de cette partie est d'étudier les effets de cette instabilité numérique sur le comportement de structure du spécimen présenté ci-avant. Il s'agit de s'intéresser plus particulièrement à l'évolution de l'angle critique d'instabilité α en fonction des paramètres numériques pilotant le calcul ou encore en fonction des différentes écritures de la condition de Signorini-Coulomb.

Modèle rigide à interface rigide Les premières simulations sont faites avec des modèles totalement rigides, la loi de comportement utilisée pour modéliser le frottement étant non régularisée (loi type IQS_CLB). Les effets de la variation des paramètres de pilotage de l'algorithme *NLGS* sur le comportement global de la structure sont étudiés. Comme pour l'essai de basculement de la colonne, le calcul est piloté en convergence au travers du nombre d'itérations gs_it_1 réalisé avant chaque test de convergence ; l'augmentation du nombre d'itérations conduisant à faire baisser artificiellement la tolérance pour le calcul de convergence.

- *Analyse mécanique :*
Le comportement mécanique de la structure est analysé uniquement pour la formulation totalement rigide ; les phénomènes observés ici étant transposables aux autres simulations présentées ci-après. Ces analyses s'appuient sur la description d'un réseau de forces qui représente la façon dont travaille la maçonnerie. Cette approche des résultats de simulation est directement inspirée de la mécanique granulaire pour laquelle la considération des réseaux de forces faible/fort fait partie intégrante de la méthode d'analyse physique du milieu. Plutôt que de considérer les points de contact représentant la discrétisation des surfaces de contact entre corps, nous nous intéressons ici à leur résultante. Pour chaque structure de contact correspondant à une surface de contact horizontale ou verticale entre deux blocs, la résultante des réactions de contact de la surface de contact considérée est tracée au point de moment nul, en respectant sa norme et son orientation dans le repère global.

Cette représentation particulière du réseau de contacts permet de mettre en évidence des comportements de structure : la FIGURE 7.20 montre en l'occurrence l'évolution du réseau de contacts dans la colonne présentée à la fin de la section précédente (FIGURE 7.14).

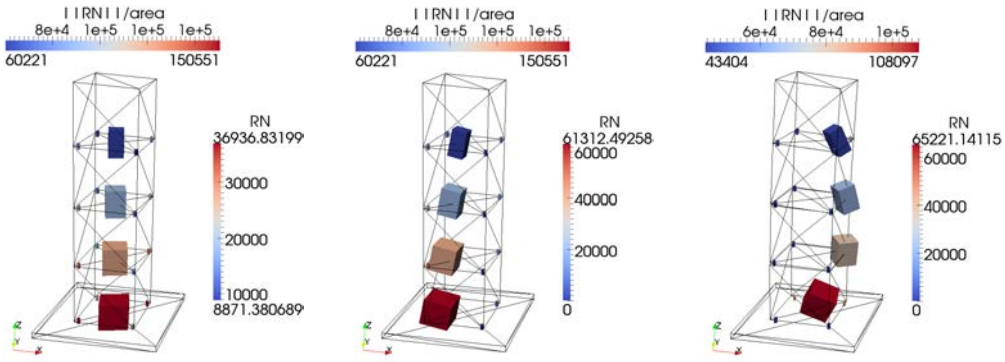


FIGURE 7.20 – Réseau de contact et analyse du comportement des structures maçonnées : repos, frottement sans glissement et *rocking*

Les différents états de la colonne sont clairement identifiables avec cette représentation spécifique du réseau de contacts. Ce type d'analyse est utilisé pour décrire les mécanismes en présence lors du basculement de la structure considérée dans cette section. Les résultats sont donnés FIGURE 7.21.

En début de simulation à $t = 10\,ms$, alors que la structure est mise sous poids propre, le réseau de forces est orienté verticalement. Classiquement, les réactions les plus importantes se situent au niveau du contact blocs/dalle ; les blocs de la première assise de la maçonnerie supportant le poids des éléments de la maçonnerie sous-jacente. La participation des différents éléments de la structure à la descente de charge est également particulièrement bien mise en valeur avec cette représentation : le réseau de forces est beaucoup plus faible au niveau des allèges et des linteaux du mur principal de la structure.

La mise en rotation de la structure conduit à une réorganisation du réseau de contact : progressivement le réseau s'oriente pour s'opposer au basculement de la structure, mettant en lumière différents mécanismes opérants dans la structure. Les murs de refends, qui contreventent le mur principal où se situent les deux fenêtres, sont sollicités dans leur plan : ils sont soumis à des phénomènes de frottement ; une partie de la maçonnerie étant amenée à glisser voire à basculer (parties diagonales supérieures des panneaux), l'autre frottant sans glisser (parties diagonales inférieures). Le réseau des forces permet d'identifier assez clairement ces zones ; les zones de frottement sans glissement concentrant les efforts les plus importants de ces panneaux d'une part et, étant caractérisée par une orientation oblique du réseau de contact s'opposant à la rotation de la structure d'autre part. L'autre partie de ces panneaux est soumise à des phénomènes de glissement et de basculement ; le brusque changement d'orientation du réseau de contact marquant la limite entre ces deux phénoménologies.
La façade quant à elle est animée essentiellement par un comportement hors plan de basculement. Du fait de la présence du harpage assurant la liaison entre les murs de contreventement et le mur de façade, le déversement du mur de façade n'est pas le résultat d'un phénomène de *rocking* au niveau d'une seule et même assise mais au contraire génère un phénomène de décrochement diagonal du panneau de maçonnerie initié sur le mur principal et se prolongeant sur les murs de refend. Ce mécanisme conduit à la formation d'un couple résistant au droit des harpages qui amène à l'ouverture verticale/au gonflement du

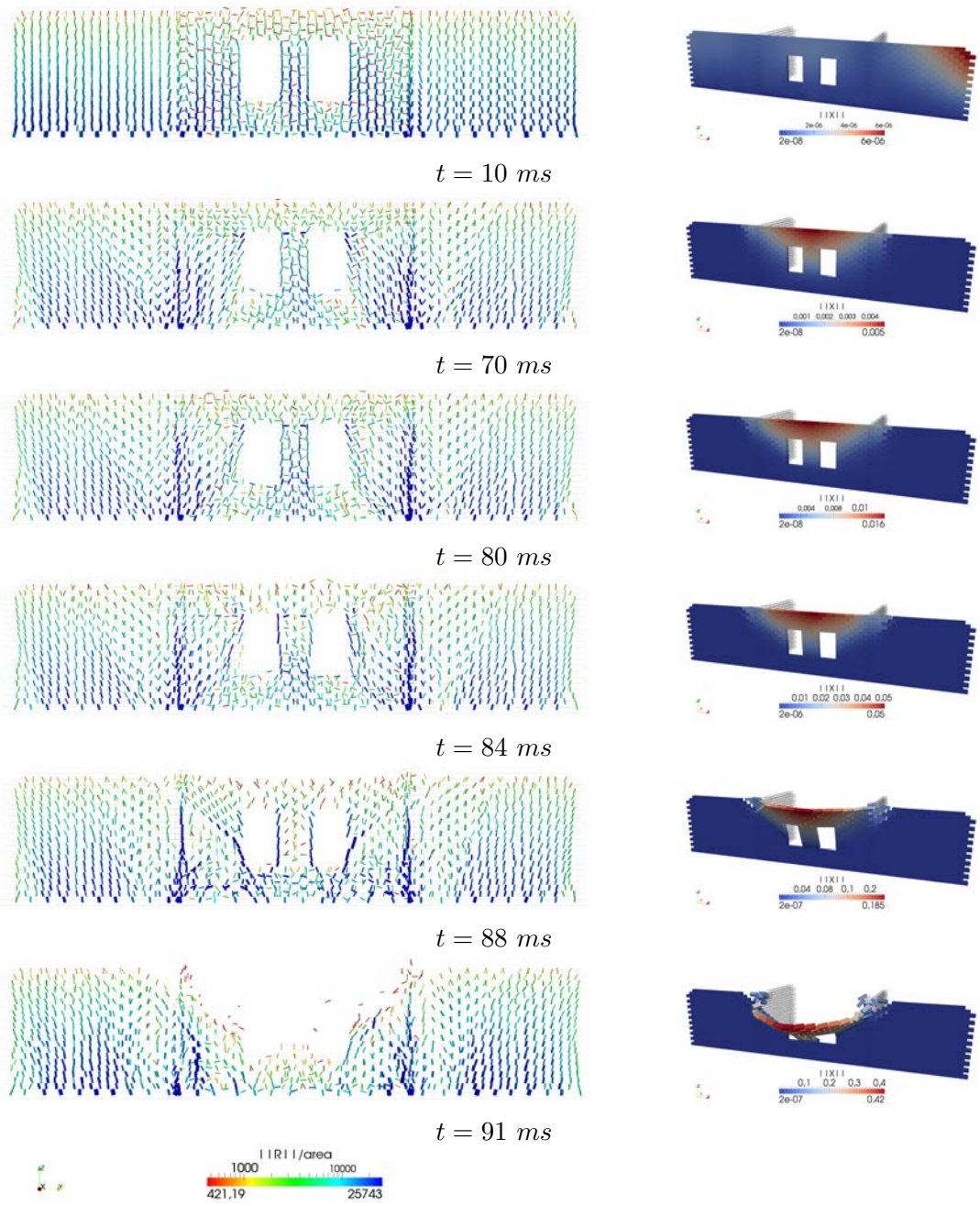


FIGURE 7.21 – Evolution du réseau de contact et du déplacement des blocs lors de l'essai de basculement

panneau de maçonnerie se déversant. Ces comportements peuvent être identifiés avec la représentation du déplacement des blocs ou du réseau de forces présent dans la façade. En toute fin de simulation ($t = 88\ ms$), le réseau fort permet d'identifier clairement les zones de la maçonnerie résistant au basculement ou au contraire se déversant.

Si l'on vient à considérer plus spécifiquement le réseau de forces au niveau de l'interaction entre la première assise et la dalle (FIGURE 7.22), la localisation des forces résultantes de contact mettent en évidence les différents mécanismes qui opèrent dans la structure.

Les panneaux latéraux s'opposent très nettement au glissement dans leur plan de sollicitation. Les résultantes des forces restent centrées sur la ligne moyenne de la surface de contact lors de la rotation de la structure dans l'ensemble de la zone frottant sans glisser. Concernant le mur de façade, les résultantes des réactions se décentrent, formant un axe autour duquel serait attendu la rotation de la structure si le chargement était maintenu suffisamment longtemps. Une zone de transition apparaît au niveau du harpage des murs de refend avec le mur de façade : les réactions des panneaux latéraux tendent à se décentrer progressivement pour tendre vers la configuration observée pour le panneau principal ; les extrémités inférieures du harpage concentrant le maximum des efforts (pseudo rotulage).

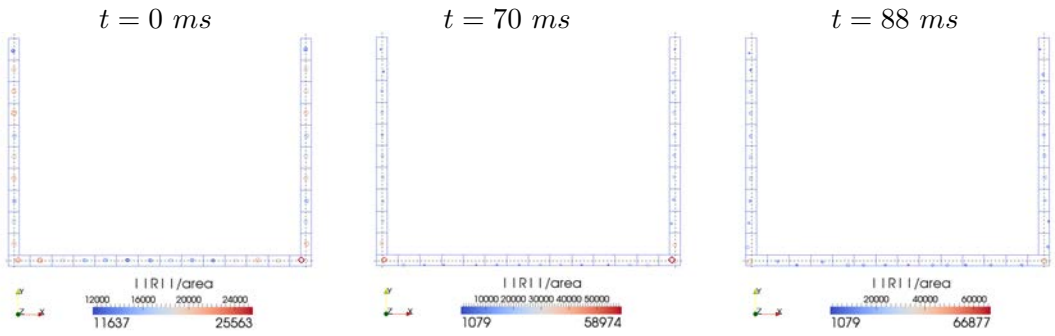


FIGURE 7.22 – Evolution des réactions à la base de la structure

NOTA : Si l'analyse mécanique est essentielle pour comprendre la manière dont fonctionne la structure, elle ne sera pas détaillée dans les discussions dans la suite de cette section. Nous nous intéresserons à l'influence de la convergence sur la solution en considérant des indicateurs «globaux» — en l'occurrence l'angle critique d'instabilité — permettant de décrire une réponse à l'échelle de la structure toute entière.

- Etude du problème de convergence :
L'évolution de l'angle critique d'instabilité évalué pour différentes valeurs du paramètre gs_it_1 est donnée FIGURE 7.23. Les résultats sont cohérents avec ceux établis dans le cas du basculement de la colonne. Une valeur critique du paramètre gs_it_1 permet d'identifier les solutions faiblement convergées de celles qui le sont totalement et pour lesquelles la valeur de l'angle critique d'instabilité converge α_{crit}^{cv}. L'erreur ϵ_{cv}, définie par le ratio $\frac{\Delta_{cv}}{\alpha_{crit}^{cv}}$ où α_{crit}^{cv} est la valeur de l'angle convergée inhérente aux solutions totalement convergée ($gs_it_1 \geq gs_it_1^{crit}$) et Δ_{cv} est l'écart maximal entre les angles d'instabilité relatifs aux solutions faiblement convergées et la valeur de l'angle convergée ($\Delta_{cv} = max\{|\alpha_{crit}^{cv} - \alpha_{crit}^{gs_it_1}|, gs_it_1\}$), semble être une mesure satisfaisante de l'instabilité numérique induite par un manque de convergence. En ce qui concerne ces premières configurations testées de l'algorithme *NLGS* (norme et tolérance de convergence fixées, ordre de parcours des contacts figé), cette erreur est estimée à un peu plus de 5 % ($\epsilon_{cv} = 5.17\%$).

Une seconde série de simulations est réalisée pour illustrer le comportement de l'algorithme *NLGS*, en pilotant cette fois la convergence grâce au paramètre fixant la tolérance (FIGURE 7.24). Des simulations sont faites pour des valeurs toujours plus sévères de la tolérance conduisant à atteindre des niveaux de qualité et de convergence différents des solutions.

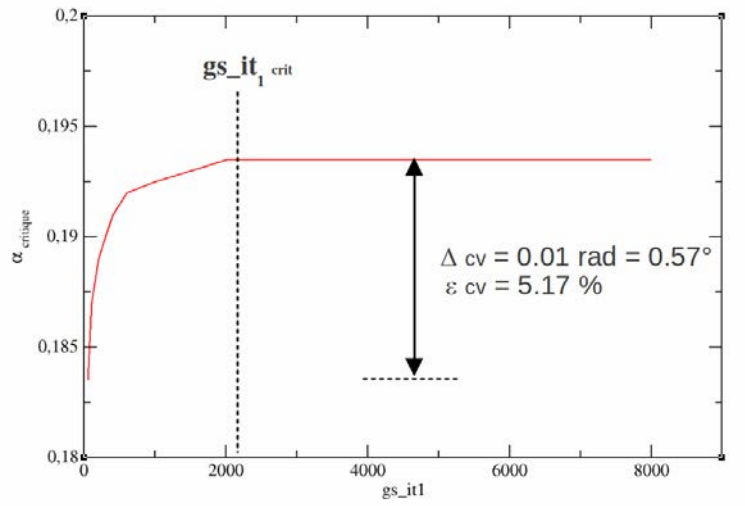


FIGURE 7.23 – Estimation de l'erreur sur la valeur de l'angle critique d'instabilité induite par un manque de convergence

Le paramètre fixant la tolérance peut être diminué de sorte à minimiser les erreurs locales en chaque point de contact comme illustré avec la colonne. Indépendamment des autres paramètres numériques considérés au travers du solveur *NLGS* et notamment du nombre d'itérations gs_it_1, l'angle d'instabilité converge pour peu que la tolérance de convergence fixée soit suffisamment sévère. Avec de tels choix de tolérance, les effets introduits en pilotant la convergence au travers du paramètre gs_it_1 — diminution artificielle de la tolérance — n'affectent plus les résultats et sont pour ainsi dire transparents.

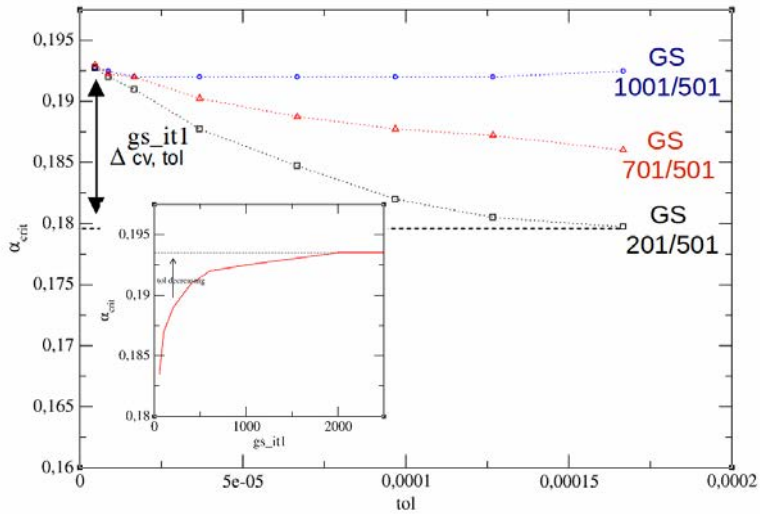


FIGURE 7.24 – Pilotage grâce au paramètre fixant la tolérance de la convergence du calcul pour différentes configurations de l'algorithme *NLGS*

Enfin une toute dernière série de simulations est réalisée pour mieux comprendre l'influence de l'ordre de parcours des contacts lors de la résolution du problème de contact sur le comportement de structure (FIGURE 7.25). L'importance de ce point a notamment

été soulignée dans le chapitre précédent. Les problèmes multicorps frottants admettant plusieurs solutions (non unicité), la façon dont est résolu le problème de contact conduit à la sélection d'une solution plutôt qu'une autre. Il s'agit de mettre en évidence une incertitude sur la valeur de l'angle critique ainsi estimé du fait de la non unicité de la solution. Ici l'écart entre les deux solutions convergées $\epsilon_{cv}^{ctc\ set}$ peut être estimée à environ 1.3%.

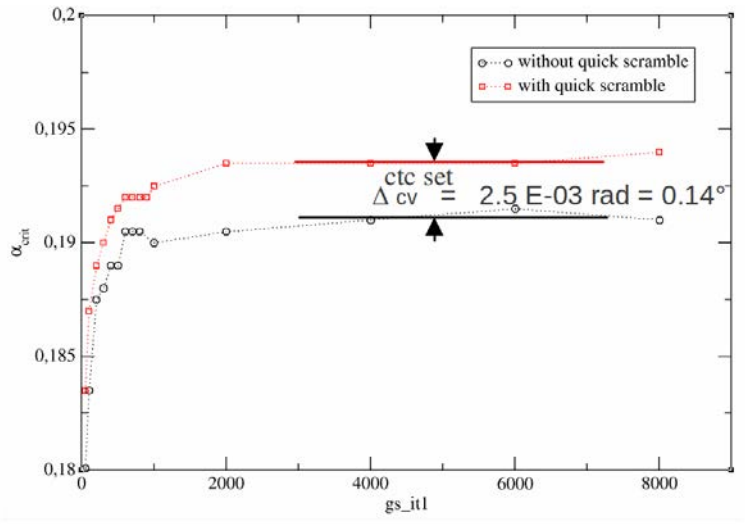


FIGURE 7.25 – Influence sur la valeur convergée de l'angle d'instabilité critique de l'ordre de parcours des contacts lors de la résolution

La représentativité des résultats numériques doit également être mise en regard des résultats expérimentaux. L'écart ϵ_{num} entre l'angle d'instabilité mesuré expérimentalement et les valeurs convergées obtenues numériquement est définie classiquement par le ratio $\frac{\Delta_{num}}{\alpha_{crit}^{exp}}$ où α_{crit}^{exp} est la valeur de l'angle critique obtenue expérimentalement ($\alpha_{crit}^{exp} = 0.156$) et Δ_{num} la différence entre la valeur expérimentale et la valeur numérique de l'angle ($\Delta_{num} = |\alpha_{crit}^{cv} - \alpha_{crit}^{exp}|$).

Avec un modèle totalement rigide (corps rigides et interfaces inélastiques), il s'avère que ces écarts sont importants (de l'ordre de 24%). Ceci peut s'expliquer du fait de la surestimation de la rigidité apparente de structure due au choix de modélisation. Les effets de l'introduction d'élasticité sont discutés dans le dernier paragraphe de cette section.

Prise en compte de la variabilité des conditions de frottement L'influence du coefficient de frottement sur la stabilité de la structure est trivialement et simplement montrée FIGURE 7.26. En ce qui concernce l'utilisation d'un même coefficient réparti uniformément sur toutes les interfaces de la structure, on retrouve très naturellement le fait que plus le coefficient est faible, plus le basculement de la structure est précoce (angle critique faible). Etant donné la grande variabilité mesurée lors des tests expérimentaux réalisés pour la qualification du coefficient de frottement entre les blocs ($0.67 \leq \mu \leq 0.77$), il semble raisonnable de penser que la distribution de ces coefficients n'est pas uniforme dans la structure.

Une série de simulations est réalisée pour discuter de l'influence de l'état initial de la structure et pour traiter de façon plus réaliste les cas d'étude comme des structures non

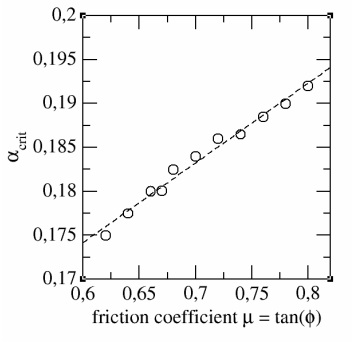


FIGURE 7.26 – Evolution de l'angle critique d'instabilité en fonction du coefficient de frottement uniformément réparti dans la structure

idéalisées. La variabilité du coefficient de frottement est prise en compte dans le modèle d'interface. Les valeurs du coefficient de frottement sont fixées aléatoirement suivant une distribution normale (π, σ) en chaque point de contact (FIGURE 7.27). Ce choix de modélisation de l'interface permet de prendre en compte les aspérités des blocs au travers de l'utilisation de coefficients de frottement différents affectés aux points de contact discrétisant une même surface de contact. La différence entre la fonction densité de probabilité correspondant à la distribution des coefficients de frottement dans les échantillons et celle visée peut s'expliquer étant donné le faible nombre de tirages effectués pour réaliser la statistique. Ceci se traduit dans notre cas à ce que la variation autour du coefficient de frottement moyen $\pi = 0.67$ soit limitée.

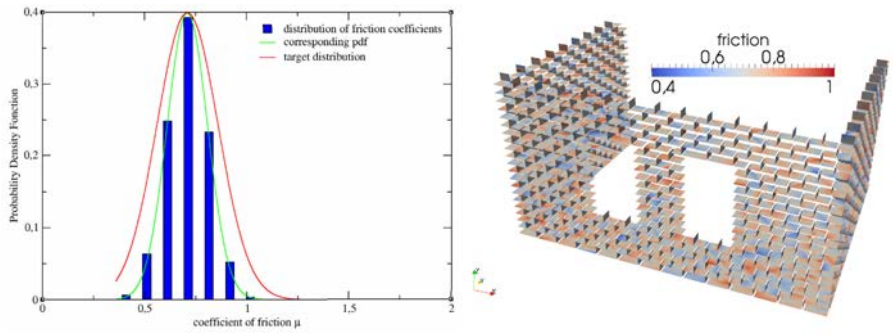


FIGURE 7.27 – Affectation aléatoire des coefficients de frottement dans l'échantillon suivant une distribiution normale $(\pi,\ \sigma)$

Environ 200 tirages ont été effectués pour 4 différentes valeurs du paramètre gs_it_1 ($gs_it_1 = 51, 201, 501 \text{et} 1001$) tandis que les autres paramètres sont figés (gs_it_2 et tolérance). Les valeurs de l'angle critique de basculement obtenues pour les différents tirages sont données FIGURE 7.28. Les résultats sont comparés avec ceux obtenus pour une distribution uniforme du coefficient de frottement (FIGURE 7.29).

Il apparaît clairement que le basculement de la structure est sensible à l'introduction de variabilité en qui concerne la description du coefficient de frottement. Leur répartition amène à ce que la structure soit plus ou moins encline au phénomène de basculement. Ceci étant dit, il est à noter que les valeurs moyennes des angles critiques obtenues pour

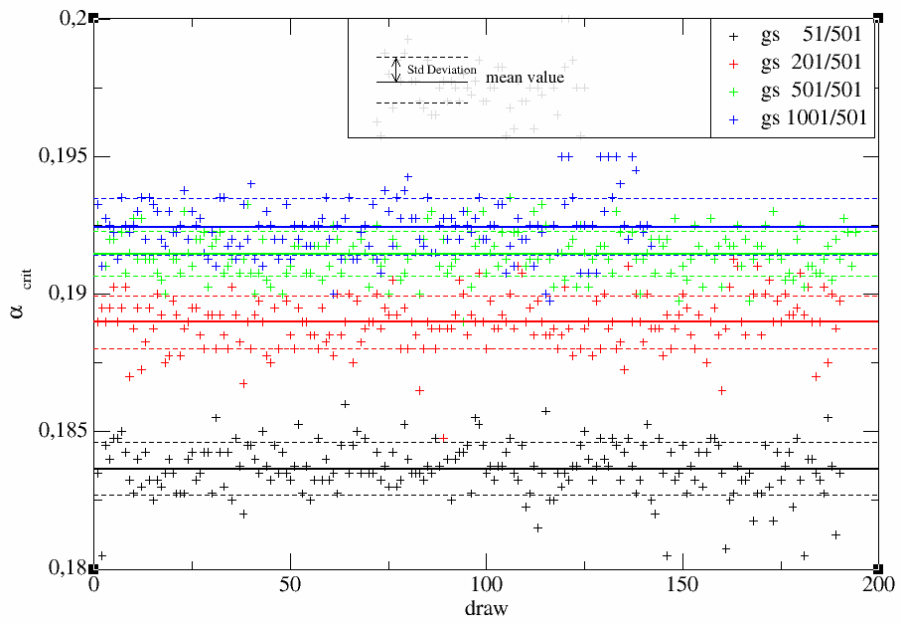


FIGURE 7.28 – Angles critiques d'instabilité obtenus pour différentes configurations de l'algorithme *NLGS* piloté avec le paramètre gs_it_1 et pour différents états initiaux (coefficients de frottement aléatoirement affectés dans la structure suivant une distribution normale)

les différents tirages à gs_it_1 sont assez proches de celles obtenues précédemment sans introduire de variabilité dans les interfaces. La variabilité ainsi introduite au travers du coefficient de frottement permet de donner une estimation de l'erreur numérique inhérente à la modélisation de structures idéales.

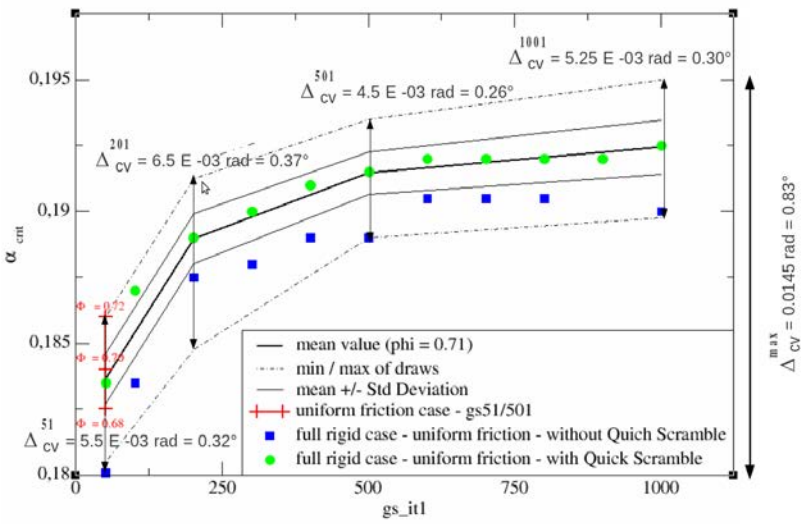


FIGURE 7.29 – Comparaison entre les valeurs de l'angle critique obtenues pour des distributions uniformes ou aléatoires du coefficient de frottement

Introduction d'élasticité au contact La prise en compte de l'élasticité dans le modèle d'interface se fait exactement de la même manière que pour les simulations faites sur la colonne, en introduisant de la restitution dans l'écriture précédente de la condition de Signorini-Coulomb. Plusieurs séries de simulations sont réalisées en faisant varier la valeur de la raideur de l'interface. Les raideurs en chaque point de contact — travaillant s'il est besoin de le rappeler uniquement en compression — sont fixées pour rendre compte de la déformabilité des corps, non décrite par le modèle rigide. Elles sont comme précédemment définies suivant les caractéristiques matériaux des blocs et de leur géométrie. Le matériau de référence considéré ici est un marbre (module d'Young $E_0 = 2.6 \times 10^{10}\ N/m^2$). Les différentes valeurs de rigidité testées sont données dans la TABLE 7.2. Elles couvrent une large gamme de valeurs permettant ainsi d'identifier des comportements marqués (FIGURE 7.30). En ce qui concerne l'efficacité de la convergence, il apparaît clairement que plus l'interface est souple et plus la convergence semble rapide : la valeur de l'angle critique est atteinte pour des valeurs relativement faibles du nombre d'itérations gs_it_1. Ceci étant dit, le système semble très perturbé localement par les oscillations des ressorts qui sont amorties difficilement.

Modules d'Young des blocs E_i	Raideurs à l'interface k_i $[N/m]$
$E_2 = E_0 \div 10$	$k_2 = 7.8285 \times 10^7$
$E_4 = (E_1 + E_2) \div 2$	$k_4 = 4.085 \times 10^8$
$E_1 = E_0$	$k_1 = 7.8285 \times 10^8$
$E_5 = (E_1 + E_3) \div 2$	$k_5 = 4.085 \times 10^9$
$E_3 = 10 \times E_0$	$k_3 = 7.8285 \times 10^9$

TABLE 7.2 – Caractéristiques mécaniques des blocs (modules d'Young) et raideurs équivalentes aux interfaces

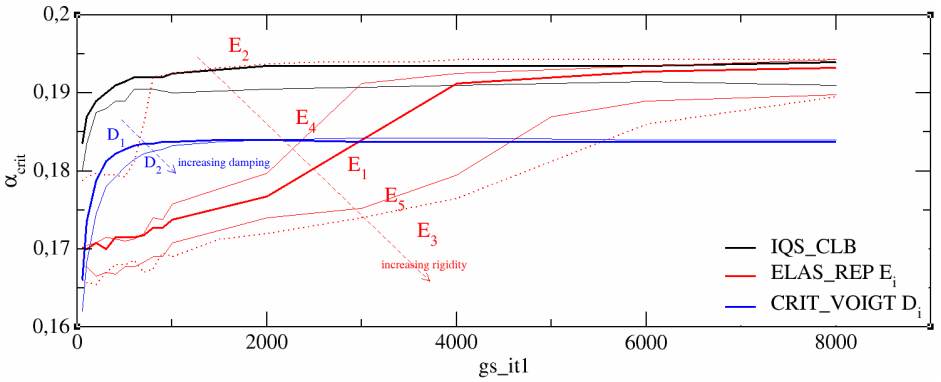


FIGURE 7.30 – Estimation des erreurs sur la valeur convergée de l'angle critique d'instabilité en fonction de l'écriture de la condition de Signorini-Coulomb

Pour limiter ces oscillations introduites par le modèle d'interface, des amortisseurs sont ajoutés en parallèle des ressorts. Cette troisième écriture de la condition de Signorini-Coulomb [9] permet de bénéficier de l'élasticité introduite par les ressorts aux points de contact tout en évitant les vibrations entretenues des ressorts. Cette loi reste une loi purement phénoménologique dont les paramètres pour rendre compte de l'élasticité des ressorts

et de la viscosité des amortisseurs sont difficilement interprétables physiquement.

Les résultats présentés FIGURE 7.30 montrent des comportements de convergence différents suivant le choix du modèle d'interface et montrent la dépendance des solutions, en ce qui concerne l'évolution de la valeur de l'angle critique de basculement, pour les différentes lois testées et pour différentes calibrations. Il est intéressant de noter que si l'évolution de l'angle d'instabilité tend à varier pour chaque modèle d'interface, la valeur convergée de l'angle critique semble être identique (tout du moins pour ce qui est des lois en frottement sec rigides et élastiques sans amortissement). Le cas de la loi déformable avec amortissement semble un peu différent. Il est à noter que seulement deux valeurs d'amortissement D_i ont été testées pour ce modèle d'interface. L'écart sur la valeur de l'angle de basculement convergée semble être du à la modification du comportement tangent dans l'interface, phénomène non introduit dans les lois élastiques sans amortissement travaillant uniquement comme un ressort unilatéral en compression.

Enfin la FIGURE 7.31 présente l'ensemble des résultats traités en termes de tolérance effective. Comme précédemment avec la colonne en basculement, il est possible de donner une estimation de la tolérance effectivement atteinte lors de la convergence des calculs en fonction du pilotage de l'algorithme *NLGS* avec le paramètre gs_it_1. Cette représentation des résultats tend à mettre en évidence l'efficacité de certaines formulations de la condition de Signorini-Coulomb par rapport à d'autres, et à montrer également, pour une même écriture, l'influence des paramètres du modèle d'interface sur la convergence de l'algorithme.

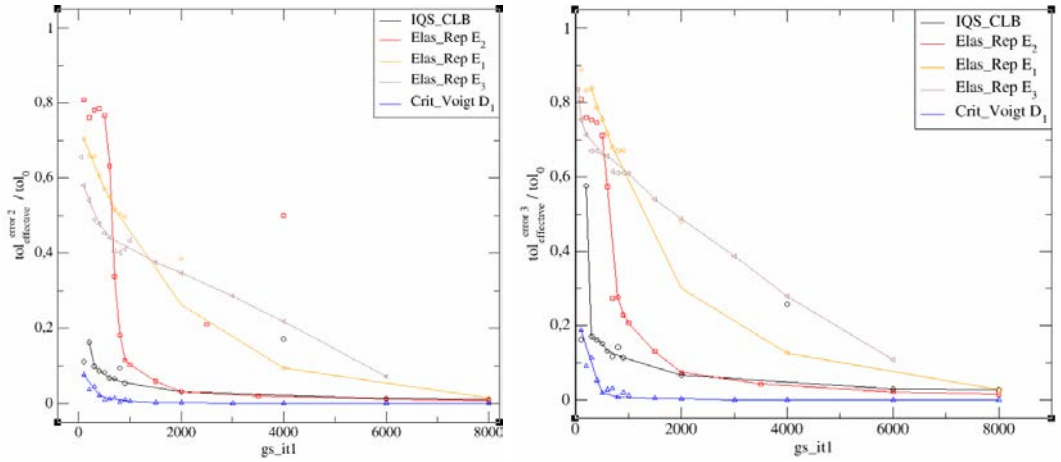


FIGURE 7.31 – Estimation de la tolérance effective artificiellement imposée pour trois lois de contacts testées et pour l'estimation de deux types d'erreur de convergence (erreurs 2 et 3) définis dans la sous-section précédente

NOTA : cette étude montre l'influence de la description physique et numérique du problème sur les solutions simulées. Les choix algorithmiques et les choix de modélisation (ici le choix du modèle d'interface) ont une influence sur le comportement du solveur et sur les solutions au problème. Ces aspects numériques peuvent conduire à l'introduction de comportements de structure non négligeables. Quoiqu'il en soit, il semble clair que ces différences de comportements tendent à disparaître pour peu que la convergence soit suffisamment sévère. Par ailleurs, il est à noter que ces choix affectent également les durées de calcul, qui peuvent être, en première approximation, estimées simplement en regard du

nombre d'itérations effectué sur l'ensemble de la simulation.

7.1.4 Types de structures et gestion du calcul en tolérance

Cette sous section se propose de revenir sur la gestion des calculs en tolérance et de mettre en lumière l'influence des choix du critère de tolérance sur les temps de calcul d'une part et de donner des pistes de réflexions quant au choix de ce critère en regard du type de structure considéré d'autre part. Des premiers calculs de basculement sont réalisés sur des colonnes (cas «1D») et, dans un deuxième temps sur des murs d'élancement de moins en moins importants pour capter la transition entre le fonctionnement d'une simple colonne et celui d'un assemblage plus complexe (un panneau de maçonnerie, cas «2D»).

Le calcul est piloté uniquement en tolérance. Le but est de procéder au nombre minimal d'itérations de Gauss-Seidel dans la résolution du problème de contact. Pour se faire, le nombre d'itérations de la boucle interne gs_it_1 est fixé à une itération et le paramètre de boucle externe gs_it_2 est fixé à une valeur très élevée que l'on considérera infinie. En d'autres termes, il s'agit ici de regarder la convergence du système à chaque itération de l'algorithme *NLGS* ; la solution ainsi obtenue étant trouvée pour un nombre minimal d'itérations. En pratique il ne convient pas de contrôler la convergence du calcul de cette façon : le test de convergence est coûteux en termes de temps de calcul (il prend la durée d'une itération de Gauss-Seidel) ; raison pour laquelle il est effectué en temps normal après un certain nombre d'itérations $k \times gs_it_1,\ k \in \mathbb{N}$ nécessaire à la diffusion de l'information calculée dans l'échantillon et donc à la convergence du système. Les temps de calcul sont enregistrés pour chaque simulation et correspondent, étant donné la gestion de la convergence, à environ le double du temps minimal qui pourrait être obtenu pour un pilotage idéal de la convergence du système ; c'est-à-dire un calcul pour lequel il y ait convergence, pour chaque pas de temps, après une première série d'itérations gs_it_1 qui soit minimal pour chaque pas de temps considéré.

Il s'agit ici de maîtriser au plus près la convergence et de considérer l'influence sur les temps de calcul obtenus (évolutions et tendances) ; la prudence restant de mise quant à l'interprétation des durées réellement mesurés. Il est question de mettre en regard différents niveaux de tolérance, les temps de calcul et la configuration de la structure qui peut être considérée au travers du nombre de blocs dans la structure, le nombre de points de contact ou de surfaces de contact et leur type (il sera question ici de nombre de structures vis-à-vis totales ou horizontales).

Cas 1D Les colonnes sur lesquelles sont faites les tests de basculement sont strictement identiques aux colonnes testées précédemment (géométrie, matériaux, modèle d'interface) tout comme le chargement : la gravité est modifiée jusqu'à leur basculement. Différentes hauteurs de colonne sont testées en fonction du nombre de blocs dans les assemblages. La colonne de référence est constituée de 4 blocs superposés les uns aux autres. Jusqu'à 8 blocs y sont rajoutés. Dans ce cas précis, le nombre de blocs constituant la colonne est identique au nombre de structures vis-à-vis (*id est* surfaces de contacts) horizontales ou totales : il n'y a pas de surfaces de contact verticales et il existe une surface de contact horizontale entre chaque bloc et entre le premier bloc et la fondation. Il est procédé à 15 simulations par configuration, pour lesquelles le critère de tolérance est modifié, variant de $tol = 0.1666 \times 10^{-2}$ à $tol = 0.1666 \times 10^{-6}$, soit un rapport 10^4 entre les valeurs minimale

et maximale. Les temps de simulation sont présentés en fonction de la configuration des colonnes, les niveaux de tolérance se distinguant les uns des autres grâce à des icônes de couleurs différentes (FIGURE 7.32).

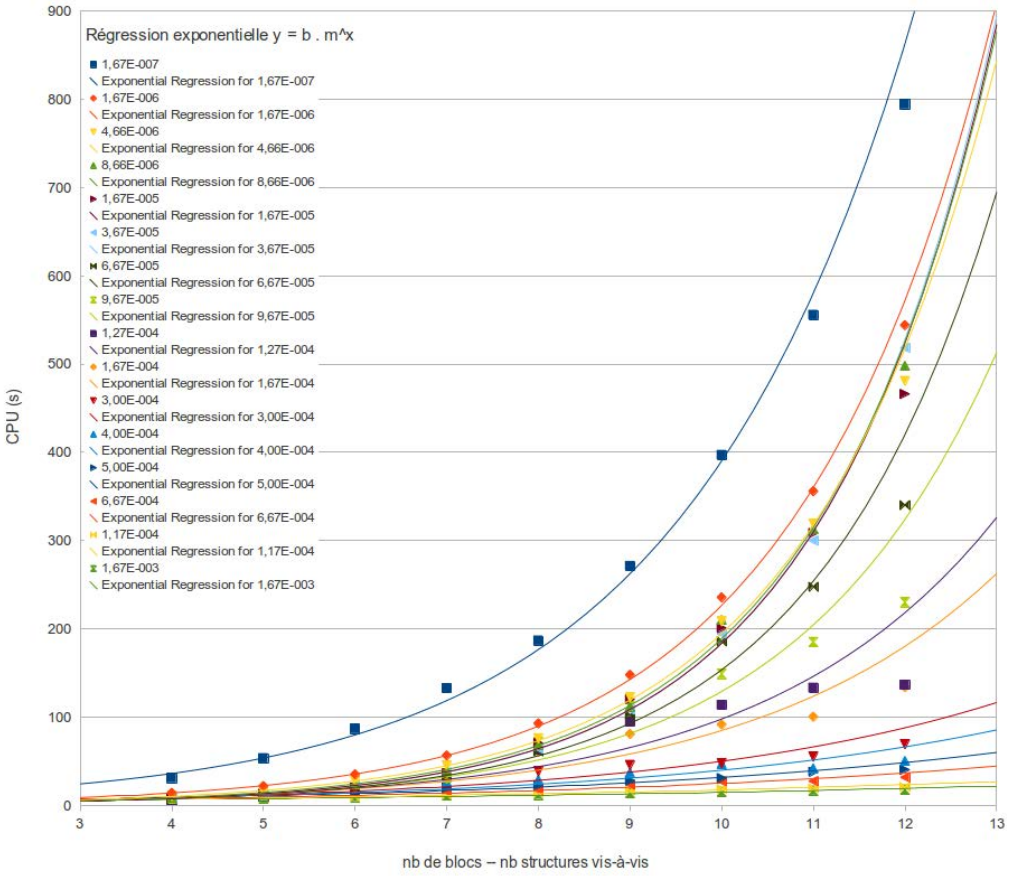


FIGURE 7.32 – Dépendance du temps de calcul (CPU) à la configuration de la colonne (nombre de blocs dans la colonne *id est* nombre de surfaces de contact) pour différents niveaux du critère de tolérance *tol*

L'évolution du temps de calcul pour un niveau de tolérance donné suit une évolution exponentielle en fonction du nombre de blocs / nombre de structures vis-à-vis caractérisant la structure. La TABLE 7.3 donne, pour chaque niveau de tolérance, les coefficients b et m de la régression $y = b\ m^x$ où y correspond au temps de calcul et x au nombre de blocs ou de surfaces de contact, et le coefficient de corrélation R^2. Leur évolution est donnée FIGURE 7.33.

Ces résultats tendent à montrer la dépendance des temps de calcul au nombre de blocs présents dans la structure ; ce qui en soit pouvait être largement prévu. La dépendance exponentielle des temps de calcul à la configuration de la structure est en revanche bien plus intéressante tout comme la caractérisation des paramètres d'évolution en fonction de la tolérance. Le paragraphe suivant se propose d'analyser plus finement la dépendance des temps de calcul à la configuration de la structure en procédant au même type de tests mais sur des structures plus complexes, passant de l'étude de configuration en pseudo colonnes (élancements très importants) à des panneaux de maçonnerie. L'enjeu ici est de mettre en

tol	b	m	R^2	tol	b	m	R^2
0.1666×10^{-6}	7.39	1.49	0.99	0.1266×10^{-3}	1.77	1.49	0.94
0.1666×10^{-5}	2.21	1.59	1	0.1666×10^{-3}	1.96	1.46	0.94
0.0466×10^{-4}	1.47	1.63	1	0.3000×10^{-3}	2.97	1.33	0.88
0.0866×10^{-4}	1.13	1.67	1	0.4000×10^{-3}	3.13	1.29	0.89
0.1666×10^{-4}	0.97	1.69	1	0.5000×10^{-3}	3.79	1.24	0.90
0.3666×10^{-4}	0.94	1.70	1	0.6666×10^{-3}	3.63	1.21	0.94
0.6666×10^{-4}	1.00	1.65	0.99	0.1166×10^{-2}	4.13	1.16	0.95
0.9666×10^{-4}	1.30	1.58	0.97	0.1666×10^{-2}	4.05	1.14	0.97

TABLE 7.3 – Coefficients obtenus lors de la régression exponentielle des résultats de simulations donnant le temps de calcul des simulations en fonction de la configuration des échantillons pour différentes tolérances

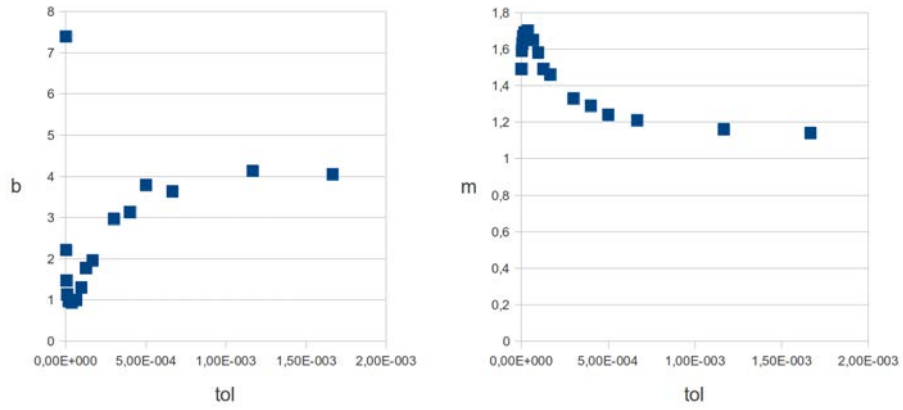


FIGURE 7.33 – Evolution des coefficients de la régression exponentielle en fonction des niveaux du critère de tolérance *tol*

regard les temps de calcul avec le nombre de surfaces de contact ou leur type.

Cas 2D Les panneaux de maçonnerie considérés sont constitués de blocs identiques à ceux utilisés pour les tests effectués sur les colonnes précédemment, montés en panneresse. Chaque panneau est constitué de 2 types d'assises différentes constituées respectivement de N et $M = N - 1$ blocs montés de sorte que les joints verticaux ne se superposent pas (décalage d'un demi bloc). On parle de configuration N–M pour identifier spécifiquement ces configurations d'assemblages. Différentes configurations de panneaux sont testées, le nombre de blocs N et $N - 1$ dans les assises pouvant varier au même titre que le nombre d'assises. Ces dispositions permettent de faire varier plus généralement l'élancement de ces panneaux. 5 configurations d'assises différentes sont considérées (2–1, 3–2, 4–3, 5–4 et 10–9) pour des nombres d'assises différents (4, 6, 8 ou 10 assises). Les différents panneaux ainsi obtenus pour un nombre d'assises fixé à 4 sont représentés FIGURE 7.35.

Dans ce genre d'assemblage, le nombre de surfaces de contact par type est directement relié au nombre de blocs présents dans les panneaux. Pour des nombres d'assises

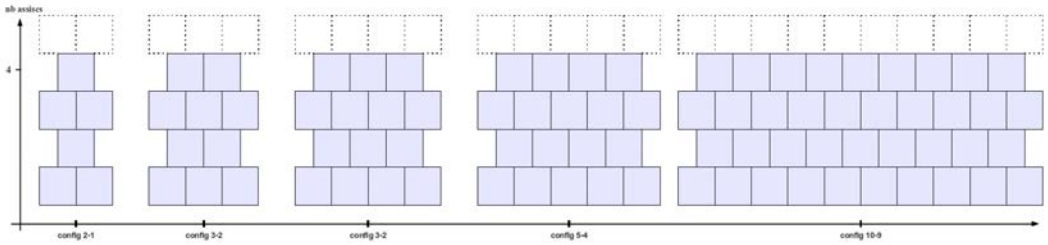


FIGURE 7.34 – Configurations des panneaux testés (nombre d'assises limité à 4 ici)

fixés (2, 4, 6, 8 et 20) et pour les 5 configurations données précédemment, il est identifié pour chaque panneau constitué le nombre total de blocs dans l'assemblage et le nombre de surfaces de contacts entre blocs ; le nombre de surfaces de contact horizontales (entre blocs de deux assises différentes) étant spécifié par ailleurs. Les nombres des surfaces de contact (totales et horizontales) sont reportés sur les différents graphiques proposés FIGURE 7.35 en fonction des configurations et du nombre d'assises ; chaque graphe correspondant à la représentation de ces structures de contact en «vis-à-vis» en fonction du nombre de blocs, pour les 5 configurations testées et pour un nombre d'assises donné. L'évolution du nombre de structures en «vis-à-vis» est linéaire, que cela soit pour le nombre total de ces structures ($y_T = a_T\ x + b_T$) ou plus spécifiquement pour les surfaces de contact horizontales ($y_H = a_H\ x + b_H$).

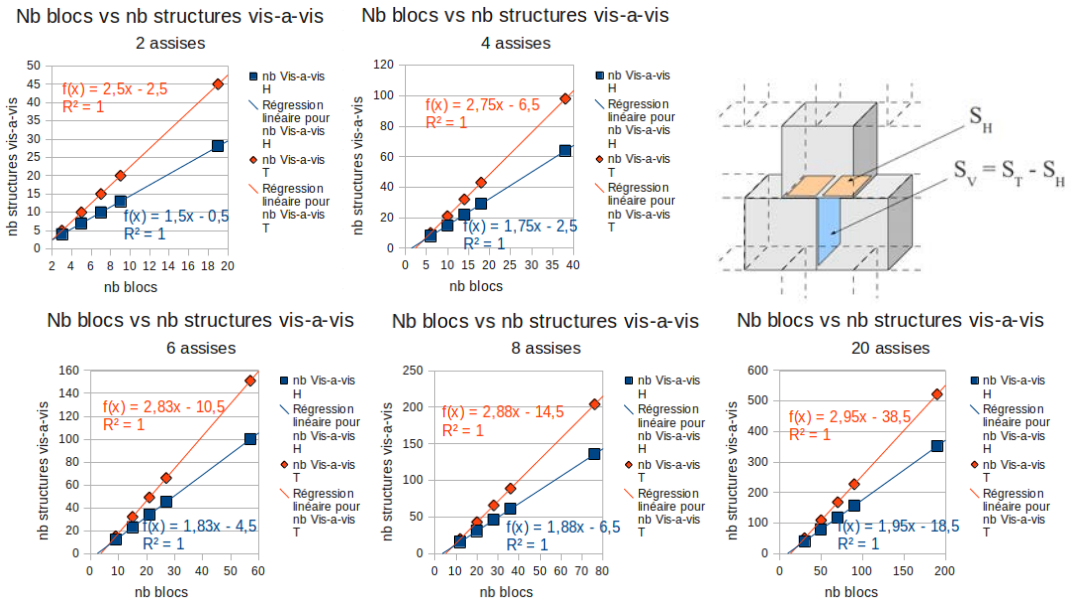


FIGURE 7.35 – Caractérisation des configurations des panneaux : relation entre le nombre de blocs et le nombre et la nature des surfaces de contact (structures vis-à-vis)

A noter que si l'on vient à s'intéresser à l'évolution des paramètres de la régression linéaire (a_H, b_H) et (a_T, b_T) en fonction du nombre d'assises, il s'avère que les coefficients convergent vers des valeurs caractéristiques : le nombre total de structures «vis-à-vis» tend ainsi vers 4 (2 si l'on considère uniquement les surfaces de contact horizontales) de telle

sorte que le ratio $\frac{a_H}{a_T} \rightarrow \frac{2}{3}$. Le ratio $\frac{b_H}{b_T}$ tend quant à lui vers $\frac{1}{2}$.

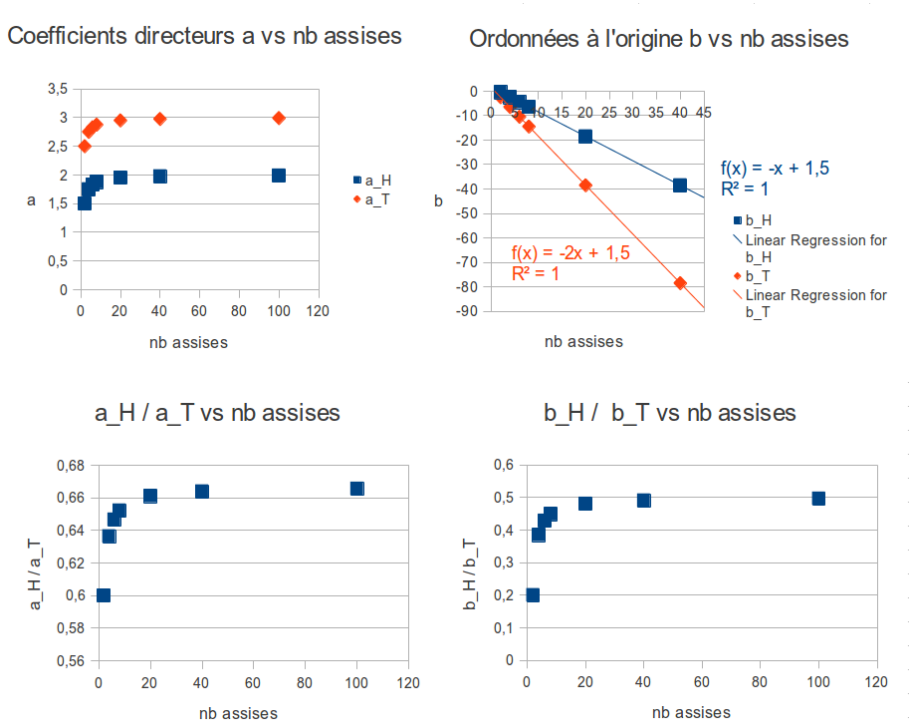


FIGURE 7.36 – Evolution des paramètres de la régression linéaire en fonction du nombre d'assises — comportement asymptotique des ratios $\frac{a_H}{a_T}$ et $\frac{b_H}{b_T}$

Comme pour le cas 1D, la durée des simulations est mesurée. Il s'agit d'identifier ici quel paramètre de structure est susceptible d'influencer le plus les temps de calcul et donc la résolution du problème de contact par le solveur itératif *NLGS*. Plutôt que de tracer le temps de calcul en fonction des paramètres caractérisant la structure (nombre de blocs, nombre de structures vis-à-vis) pour différentes valeurs du critère de tolérance, la durée de simulation est représentée en regard du critère de tolérance *tol* pour différentes configuration de l'assemblage. La FIGURE 7.37 (a) représente l'évolution du temps de calcul en fonction de la tolérance pour 8 configurations données, définies au travers du nombre de structures vis-à-vis total (T), horizontal (H), du nombre de blocs constituant l'assemblage, du nombre d'assises et enfin du nombre de blocs dans les différentes assises (M/N).

La FIGURE 7.37 (a) ne donne pas d'enseignements très pertinents sur les aspects reliant convergence, temps de calcul et configurations de structures. Globalement les résultats suggérés par ce graphe ne peuvent que mettre en évidence des comportements assez triviaux : la sévérité de la tolérance tend à augmenter les durées de simulation qui sont aussi impactées par le nombre de blocs dans la simulation. La FIGURE 7.37 (b) cherche quant à elle à établir l'influence des différents paramètres de configuration de la structure avec un peu plus de finesse. Le graphique (b-I) met en regard deux calculs de structures assez différentes en apparence — l'une étant beaucoup plus élancée que l'autre (6 assises, M/N=3/2 contre 4 assises, M/N=4/3) — mais très proches regardant les paramètres T, H et le nombre de blocs total constituant la structure. Les deux courbes se superposent pour ainsi dire, ce qui tend à confirmer les premières observations faites sur la colonne. Les paramètres de

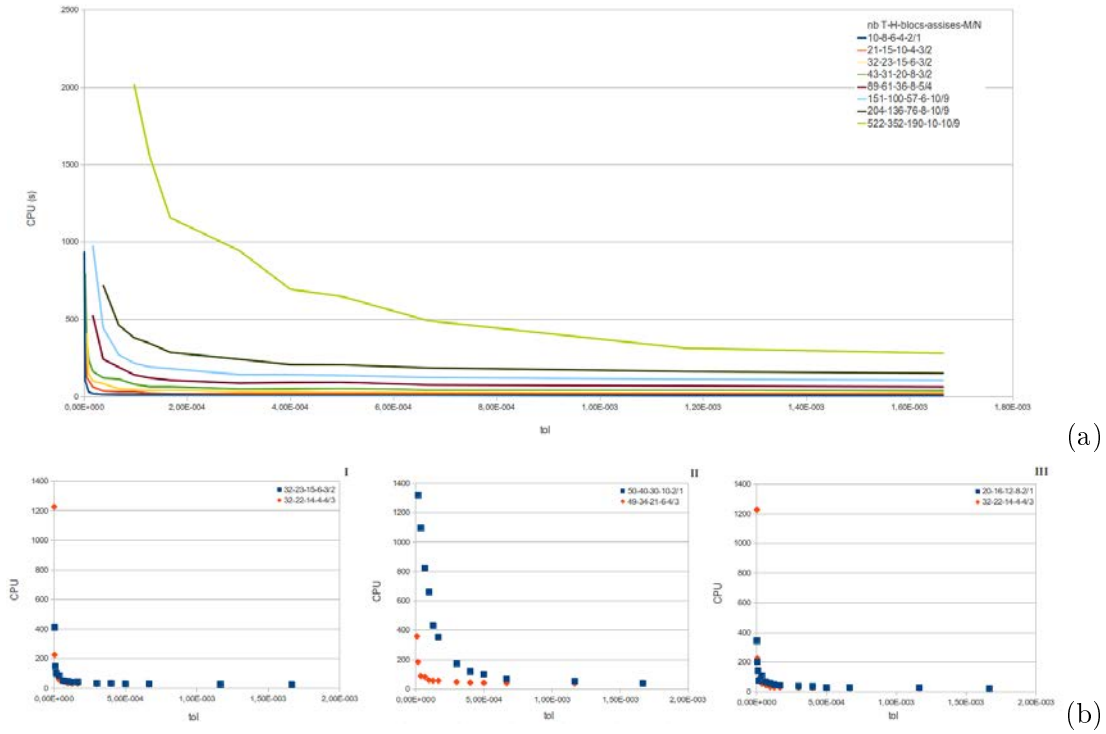


FIGURE 7.37 – Evolution du temps de calcul en fonction de la tolérance pour différentes configurations de structures

configuration T, H et le nombre de blocs influencent directement les temps de calcul. A paramètres équivalents, deux structures tendent à avoir le même comportement à la convergence. Les graphes (b-II) et (b-III) cherchent à mettre en évidence le rôle prépondérant de l'un de ces paramètres sur les autres. Le graphe (b-II) propose de la même manière deux échantillons structurellement différents (l'un étant assez semblable à une colonne, et l'autre à un panneau de maçonnerie) pour lesquels seul le nombre de surfaces de contact est identique dans la configuration. Les réponses ne se superposant pas, il semble donc que ce paramètre ne pilote pas *a priori* la convergence des échantillons. Enfin le graphe (b-III) propose de confronter deux résultats pour lesquels seul le nombre de blocs est à peu près identique encore une fois pour des structures d'aspects très différents. Les courbes de réponses pour ces deux échantillons tendent à avoir le même comportement, montrant finalement que le paramètre prépondérant dans le pilotage de la convergence de structures confinées telles que celles présentées dans ces exemples est tout simplement le nombre de blocs présents dans l'assemblage.

NOTA : Ces résultats qui ne peuvent confirmer que le «bon sens» montrent à quel point il est difficile d'extraire de véritables tendances à partir des données recueillies à l'issue des multiples tests réalisés dans ces campagnes de calcul. Si les analyses fournies ne permettent d'établir clairement de règles précises permettant de relier configurations de structure, tolérance et temps de calcul, il n'en demeure pas moins qu'elles mettent en garde l'utilisateur contre une utilisation non apropriée du solveur. Ces aspects doivent être intégralement pris en compte dans les choix de modélisation.

7.1.5 Conclusion

Comme mis en relief avec la formulation du problème de contact inhérent à la méthode *NSCD* présentée dans le premier chapitre de cette partie, il apparaît clairement que les choix de modélisation (comportement volumique ou d'interface) et la gestion numérique du problème sont très étroitement liés et affectent le comportement du solveur et les solutions du problème considéré. La gestion de la qualité du calcul est directement liée à la gestion de la convergence des solutions mais se trouve également impactée par les choix de modélisation ; ces choix étant quant à eux garants de la représentativité de la simulation. Ce dernier point n'a été que survolé ici — seule la prise en charge du comportement d'interface variant —, l'étude se concentrant davantage sur la sensibilité des solutions à la gestion numérique du problème.

Ce travail montre clairement la dépendance des comportements locaux dans les structures aux choix de pilotage de l'algorithme *NLGS* ; l'instabilité numérique ainsi introduite du fait de défauts de convergence peut exacerber des comportements de structures ou dans certains cas les dénaturer. Pour ce qui est du choix de différentes formulations de la condition de Signorini-Coulomb, il a permis de mettre en évidence l'influence de la description d'une même physique sur le comportement du solveur et par là même sur son efficacité. Les conditionnements du problème ainsi proposés permettent de gagner en efficacité avec des lois régularisées avec amortissement. Cette étude permet ainsi de mieux comprendre le comportement numérique des solutions. Reste à mettre en regard ces résultats avec les physiques à décrire dans les simulations.

La représentativité des simulations est gouvernée essentiellement par les choix de modélisation (modèles de comportements des corps, comportements des interfaces). Ces aspects n'ont pas été suffisamment considérés dans cette étude. Mais en regard des résultats obtenus avec des modèles rigides, et à la lumière des essais présentés dans le chapitre précédent, il semble que les choix de modélisation auxquels il a été procédé ici ne soient pas totalement satisfaisants. Si les faciès de rupture lors du basculement des structures sont conformes aux observations effectuées lors des essais expérimentaux, il s'avère que quantitativement, les résultats numériques soient assez éloignés (surestimation de près de 25% de l'angle de déclenchement du basculement de la structure). Le défaut de déformabilité de la structure semble pouvoir être mis en cause pour expliquer ces aspects. L'utilisation d'une représentation rigide des corps est inadaptée au calcul de structures maçonnées confinées au sens large du terme. Ce point essentiel est développé dans la section suivante. Plus généralement, il s'agit de discuter les choix de modélisation et de description des corps dans la réponse des structures.

Nota : Sans contester la surestimation de la capacité de la structure, l'écart entre les réponses numériques et expérimentales doit néanmoins être considéré avec beaucoup de précaution étant donnée que le protocole de mesure de l'angle de basculement n'est pas clairement défini d'une part, et que d'autre part, les angles expérimentaux donnés dans l'étude correspondent aux angles obtenus pour un unique essai de basculement.

7.2 Gestion des choix de modélisation et prise en compte de la rigidité apparente des structures

Les aspects liés à la convergence des solutions et la notion sous-jacente de qualité de solution ont été longuement discutés dans les points précédents. Si ces considérations sont bien évidemment essentielles pour la bonne gestion d'une modélisation, elles peuvent s'avérer complètement inutiles si les modèles ne décrivent pas les comportements physiques attendus. Pour ce qui est du calcul de structures maçonnées et comme précisé précédemment, certains points sont essentiels pour juger de la représentativité d'une solution, en l'occurrence le comportement linéaire de la structure, l'initiation et l'évolution de son endommagement jusqu'à sa ruine. Les modélisations en corps rigides permettent de représenter, de ce point de vue, assez bien les faciès de rupture des structures mais tendent à surestimer leur capacité ; la notion de rigidité apparente de structure ne pouvant pas du tout être décrite par ce type de modèle. En somme, ce type de modélisation permet de caractériser la ruine des ouvrages de façon qualitative mais non quantitative.

L'objet de cette section est de revenir sur les limitations des modélisations en corps rigide et de discuter les choix de modélisation en regard des comportements à reproduire. L'utilisation de modèles rigides ne permet pas de décrire convenablement les phénoménologies en présence dès lors que l'on a à faire à des structures pour lesquelles la déformabilité des corps contribue en grande partie aux mécanismes. Les approches rigides étant trop limitées pour aborder convenablement le calcul de structures maçonnées, la question des choix de modélisations est discutée, l'étude portant toujours sur le comportement des maçonneries sèches. Une structure simpliste modélisée en corps rigides ou en corps déformables est étudiée ; les modèles d'interface proposés pour le modèle rigide étant identiques à ceux évoqués précédemment. Le but ici est de chercher à exacerber le rôle de l'interface dans la prise en compte de l'élasticité de la structure pour le cas rigide et de mettre en regard les résultats obtenus avec des approches prenant compte de la déformabilité des objets de façon plus classique.

Nota : les calculs sont tous faits pour un niveau donné de convergence et plus largement pour une gestion de la convergence figée.

7.2.1 Choix d'un modèle volumique adapté à la modélisation des maçonneries «confinées»

Les calculs envisagés ici sont réalisés sur des structures très simples et de taille moyenne de sorte à diminuer autant que possible les durées de simulation mais en conservant l'aspect structurel de l'échantillon. Une structure torique de section carrée, de côté $c = 2.10\ m$ et de hauteur $h = 3.60\ m$, est soumise à un test de basculement géré une nouvelle fois en faisant tourner la gravité. Les blocs de dimension régulière $400 \times 100 \times 150\ mm$ $(L \times l \times h)$ sont montés sur la tranche en panneresse $\frac{1}{4}$ de sorte à avoir une structure assez élancée propice au phénomène de basculement. L'enjeu de ces tests de basculement, comme explicité précédemment, est de montrer, d'une part les limites d'utilisation des modèles d'interface présentant de l'élasticité introduite pour compenser la non déformabilité des corps rigides et ainsi permettre de représenter des pseudo rigidités apparentes de structures ; et d'aborder d'autre part la modélisation en corps déformables avec tous les problèmes qui en découlent.

Approche rigide En première approche, les blocs sont représentés comme des corps rigides. Le frottement siégeant entre les blocs est modélisé par l'écriture traditionnelle de la condition de Signorini-Coulomb. Deux simulations sont réalisées avec ce modèle, la résolution du problème de contact étant aléatoire ou non (calculs notés iqs_clb et iqs_clb2 dans la FIGURE 7.38). Deux autres simulations sont réalisées en introduisant de l'élasticité dans l'interface avec ou sans *damping* (calculs elastic_repell_clb et critical_voigt_ds_clb). Les paramètres de la loi d'interaction ainsi écrite sont calés comme précédemment en utilisant les dimensions géométriques du bloc et ses caractéristiques matériaux ($E_{bloc} = 20\ GPa$). Cette valeur correspondant au module d'Young d'une pierre calcaire. A noter qu'il s'agit ici de comparer entre eux des calculs numériques pour juger de l'aptitude des modèles à décrire des rigidités apparentes de structures. Les résultats sont donnés FIGURE 7.38. La force de cisaillement à la fondation F_{shear} est tracée en fonction du déplacement horizontal au sommet de la structure u_x.

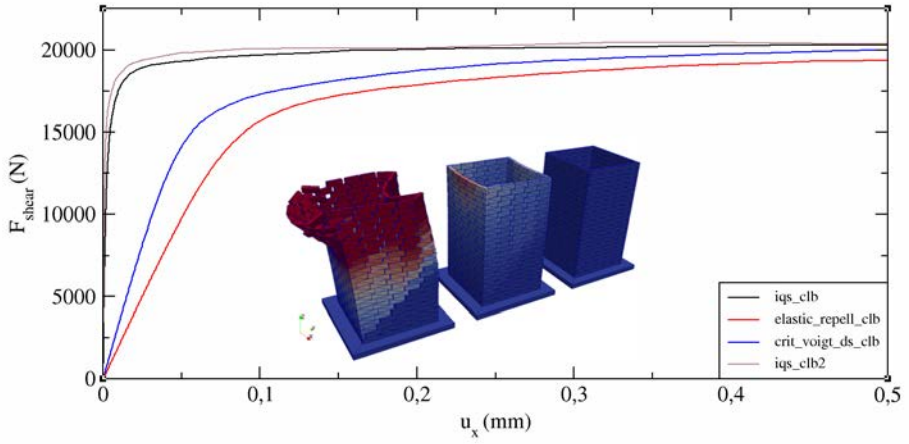


FIGURE 7.38 – Basculement du tore : modélisation en corps rigides avec différentes écritures de la condition de Signorini-Coulomb

Ces modèles, à s'y méprendre, semblent avoir *a priori* des comportements différents lors de la phase de réponse élastique de la structure (FIGURE 7.38) notamment si l'on compare les modèles introduisant de l'élasticité dans l'interface aux modèles utilisant une loi de frottement classique non régularisée. Même si les réponses tendent à être moins raides, elles s'avèrent être très élevées ; en atteste l'échelle utilisée pour représenter le déplacement horizontal u_x qui est donnée sur la figure en mm.

Une série de simulations est réalisée pour exacerber le comportement élastique de l'interface et réussir à compenser le manque de déformabilité des blocs en jouant sur l'élasticité de l'interface. L'idée revient finalement à essayer de condenser toute la déformabilité du corps dans la loi de contact. L'élasticité, s'il est besoin de le rappeler, est modélisée dans le modèle d'interface par l'ajout de ressorts unilatéraux aux points de contact. Plusieurs calculs sont réalisés pour des raideurs de ressorts de plus en plus faibles. Le but de ces simulations est d'étudier l'influence de l'élasticité aux interfaces sur le comportement de structure. Les résultats numériques sont donnés FIGURE 7.39.

Les raideurs des ressorts k_i sont définies comme précédemment par la relation $k_i = (E_{bloc} \times S_{contact})/4h_{bloc}$. Des valeurs arbitraires du module d'Young E_{bloc} sont définies de

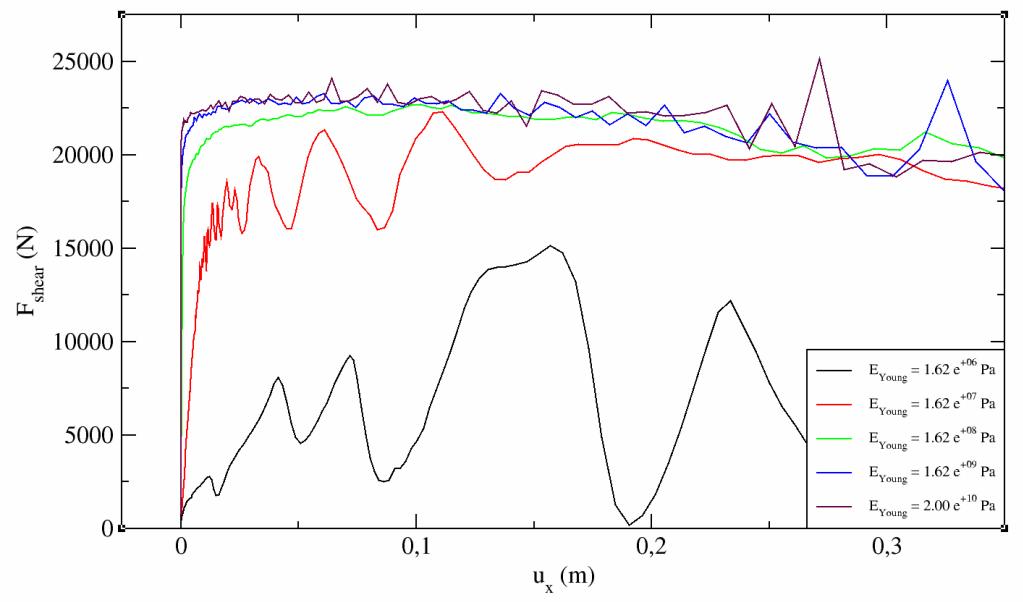


FIGURE 7.39 – Gestion de la rigidité apparente de la structure par l'introduction d'élasticité à l'interface

sorte que les raideurs des ressorts d'interface soient toujours plus petites. Les valeurs testées sont données TABLE 7.4 ; les valeurs les plus faibles ne correspondant à aucune caractéristique d'un quelconque matériau de construction.

E_{bloc_1}	$1.62 \times 10^5\ Pa$	E_{bloc_4}	$1.62 \times 10^8\ Pa$
E_{bloc_2}	$1.62 \times 10^6\ Pa$	E_{bloc_5}	$1.62 \times 10^9\ Pa$
E_{bloc_3}	$1.62 \times 10^7\ Pa$	E_{bloc_6}	$2.00 \times 10^{10}\ Pa$

TABLE 7.4 – Caractéristiques mécaniques des blocs (modules d'Young) utilisées pour le calcul des raideurs équivalentes des ressorts aux interfaces

La FIGURE 7.39 tend à montrer que pour des raideurs très petites, la structure devient plus souple et que des rigidités apparentes de structures peuvent être mesurées. Il faut néanmoins rester très prudent par rapport à ces résultats. La pseudo rigidité qui est décrite ici est uniquement due au travail des ressorts en compression autrement dit elle nécessite des interpénétrations des blocs en contact pour exister. Ces interpénétrations sont d'autant plus importantes que les raideurs sont faibles, allant de quelques μm à une dizaine de centimètres (11 cm). Par ailleurs un phénomène oscillant est introduit dans la structure et visible sur les courbes de réponses ; les comportements ainsi modélisés n'ayant plus rien à voir avec des phénoménologies physiques. Ceci pouvait finalement être attendu. La régularisation de la loi est une manière de faire diminuer l'hyperstaticité localement. Néanmoins, elle est censée décrire la même physique que les lois de frottement classiques non régulières. L'erreur consiste ici à vouloir donner un sens physique à un paramètre qui n'en aurait pas *a priori*. Le recours à des modélisations plus sophistiquées pour modéliser des comportements de structures plus proches de la réalité semble inévitable. L'exemple du tore est traité avec des modèles déformables dans le prochain paragraphe.

Approche déformable La déformabilité des corps est introduite directement dans la modélisation des blocs dans ce qui suit. Les blocs de maçonneries sont en effet décrits comme des objets déformables avec un comportement élastique linéaire. Les caractéristiques mécaniques des blocs utilisées dans la modélisation correspondent aux deux valeurs les plus élevées données TABLE 7.4 ($E_{Young} = 1.62$ et $20.0\ GPa$), les autres n'ayant pas été traitées. Deux approches sont envisagées dans les simulations qui suivent en fonction de la prise en compte ou non de la nature discrète de l'assemblage. Une première série de simulations ne tient pas compte du modèle «blocs à blocs» de la maçonnerie ; la structure étant assimilée à un objet continu pour lequel il n'y donc pas de problème d'interface entre solides déformables à gérer. La seconde série propose quant à elle de tenir compte de la nature discrète de la structure, chaque bloc étant décrit par un corps déformable.

modèles continus :
Les premiers calculs sur les tores permettent de mettre en évidence que la seule donnée de caractéristiques mécaniques différentes du matériau permet de décrire des comportements de structure différents dans la phase linéaire. Des rigidités apparentes bien distinctes peuvent ainsi être mises en évidence dont le ratio tend à être égal à celui des modules d'Young (FIGURE 7.40).

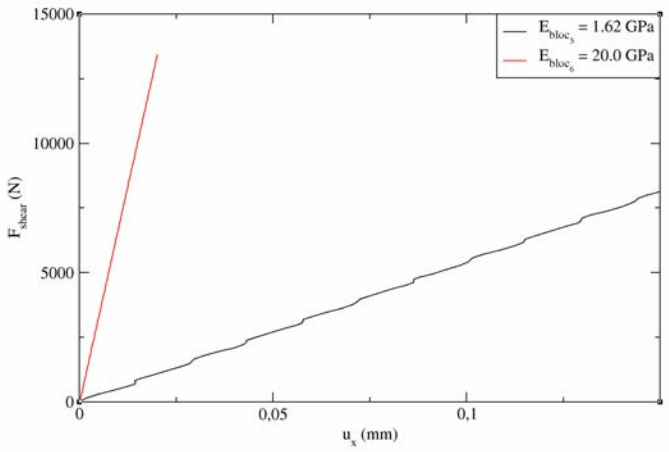


FIGURE 7.40 – Réponse linéaire des modèles continus pour deux modules d'Young

A noter toutefois que les valeurs de ces rigidités apparentes de structures restent très élevées. Les niveaux atteints semblent s'expliquer simplement du fait de la description de la maçonnerie comme une structure continue. Lors du basculement, les parois (I) et (III) opposées du tore de normale Y, soumises à des comportements hors plan lors du basculement, sont mises respectivement en compression et en traction (FIGURE 7.41). La résistance à la traction du modèle tend à introduire une surestimation de la rigidité apparente de la structure, ces phénomènes n'étant pas pris en charge dans le cas d'une modélisation «blocs à blocs».

modèles discrets :
La modélisation discrète déformable proposée ici est assez rudimentaire si l'on vient à considérer la discrétisation utilisée pour décrire les blocs (les aspects liés aux choix de dis-

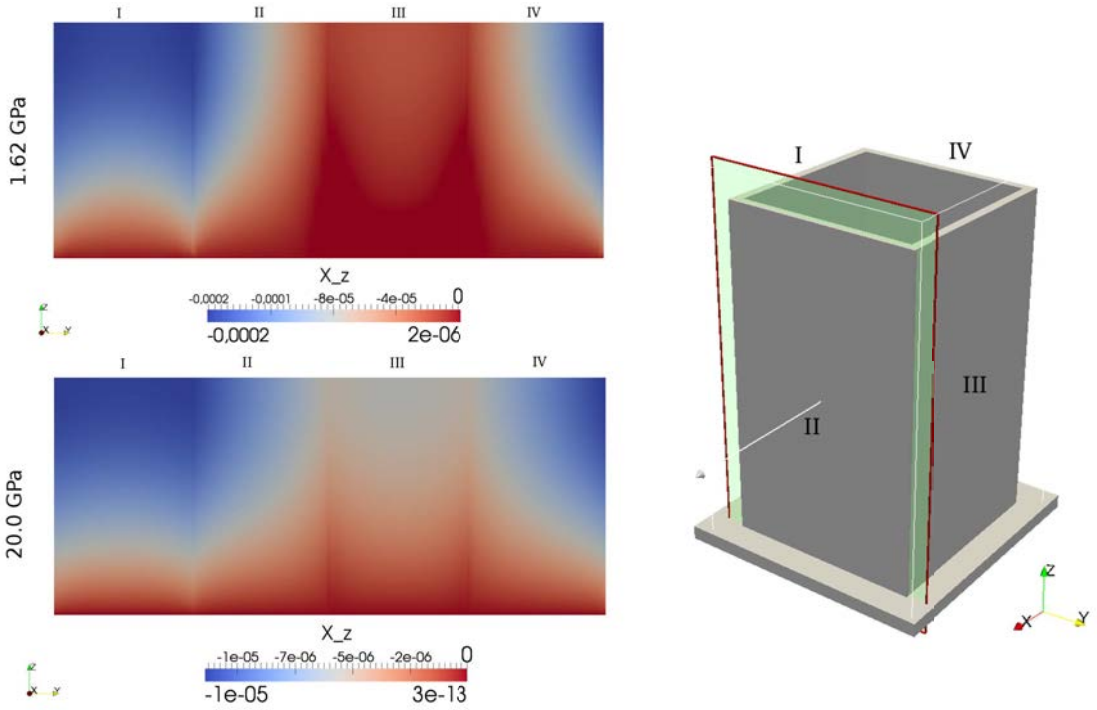


FIGURE 7.41 – Travail des panneaux de maçonnerie en traction et en compression (cas du tore continu, $E_{Young} = 1.62$ et $20.0\ GPa$)

crétisation sont décrits plus en détail dans la partie suivante). Le choix d'une discrétisation à *minima* et permettant de disposer de maillages conformes est utilisée, chaque objet étant décrit au travers de 4 mailles hexaédriques (FIGURE 7.42). Une seule simulation est réalisée correspondant à la modélisation «blocs à blocs» de la structure torique pour le matériau le plus souple ($E_{Young} = 1.62\ GPa$).

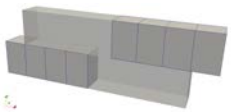


FIGURE 7.42 – Modèle discret déformable : maillage des blocs

Les résultats sont comparés à ceux obtenus pour les modèles rigides et le modèle continu correspondant (FIGURE 7.43). La réponse du modèle discret est beaucoup plus souple que les précédentes et notamment beaucoup moins raide que la réponse du tore continu, ce qui était attendu conformément à l'analyse qui a été faite précédemment. La structure ne reprend en effet aucune traction à l'échelle des panneaux (frottement sec) et des phénomènes de glissement entre assises peuvent se produire ; tous ces aspects contribuant à ce que la réponse de la structure soit, semble-t-il, beaucoup plus représentative (déclenchements plus précoces du déversement des murs et description d'une véritable rigidité apparente). Ceci étant dit, ces aspects ne peuvent être réellement discutés avec ces calculs, ou tout du moins ne semblent pouvoir être réellement quantifiés ; les résultats donnés ici étant interprétés de façon relative, c'est-à-dire les uns par rapport aux autres. On peut toutefois en donner une interprétation ; la modélisation des blocs par des corps déformables

semble avoir des influences assez différentes suivant que l'on considère les panneaux soumis à des chargements hors plan ou encore ceux soumis à des efforts de cisaillement (refends) ; la combinaison de ces effets conduisant manifestement à des résultats plus proches de la réalité.

Les blocs des panneaux, du fait de leur déformabilité, peuvent introduire un pseudo mode de flexion qui favoriserait le déclenchement du basculement de la maçonnerie. Ceci est vrai pour des blocs présentant d'une part un rapport d'élancement (hauteur/épaisseur) assez élevé et, d'autre part, une discrétisation suffisante pour décrire ce phénomène. Dans notre cas, il semble clair que ce type de mécanisme ne peut pas être géré étant donné nos choix de discrétisation. Par ailleurs, il semble que l'utilisation de blocs déformables permette une bien meilleure description des panneaux en cisaillement ; ces panneaux prenant activement part, dans le cas de maçonneries harpées, à la stabilité de la structure en prévenant, notamment, le déversement des murs contreventés, et surtout, contribuant pour l'essentiel à la rigidité apparente de la structure. Ce point est discuté plus en détail dans le chapitre suivant.

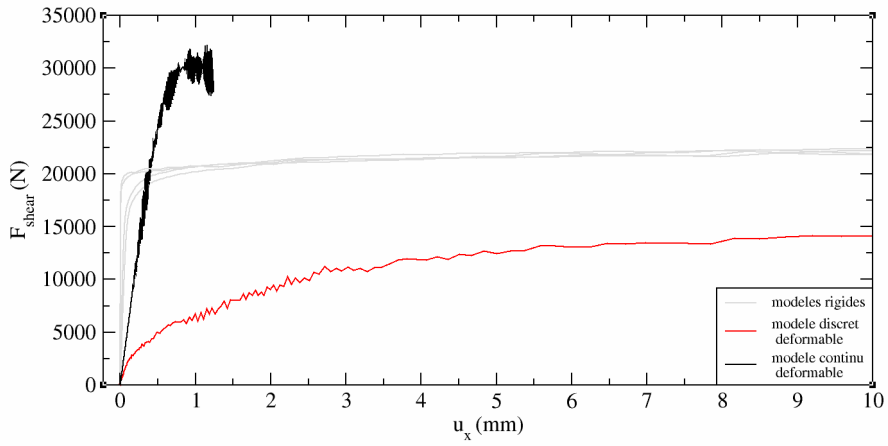


FIGURE 7.43 – Choix de modélisation et influence sur la description de la rigidité apparente des structures

Si le recours à des modèles plus sophistiqués semble garantir une meilleure représentativité des résultats et s'avère être indispensable pour produire des simulations fiables, la question des coûts de calcul engendrés par ces approches doit être abordée. La dernière sous-section de ce chapitre se propose de revenir sur ces considérations.

A noter que se posent également toutes les questions relatives à l'utilisation de la méthode des éléments finis dans le calcul et notamment celle de la dépendance des solutions au maillage... Si nous avons en tête tous ces aspects, ils ne seront pas développés dans ces travaux, faute de temps.

7.2.2 Approche du problème en dynamique corotationnelle

Description de l'approche La modélisation par des objets rigides peut être considérée comme une approche minimaliste. Les objets modélisés sont décrits uniquement au travers

du mouvement de leurs centres d'inertie où est concentrée toute leur inertie. Pour autant, ce type de modélisation présente un avantage certain en termes de temps de calcul.

La modélisation des corps par des objets déformables est *a contrario* beaucoup plus riche : le caractère déformable de l'objet permet ainsi d'obtenir des comportements beaucoup plus réalistes des corps, ce qui se traduit numériquement par la possibilité de calculer des champs de contraintes ou de déformations dans les objets considérés. La richesse du modèle se traduit immédiatement par des coûts de calcul élevés induits notamment par un nombre plus important de DDL à gérer. Par ailleurs, des difficultés supplémentaires sont rencontrées lorsque les objets déformables sont soumis à de grands déplacements et/ou rotations ; leur traitement se faisant au prix de coûts de calculs encore plus importants.

Une formulation dynamique de type «corotationnelle» [1], qui vise à superposer «mouvements de corps rigides» et «déformation» a été développé dans LMGC90 [130]. La décomposition du champs de vitesse est basée sur la construction de deux opérateurs : un opérateur de relèvement G fournissant à partir d'une vitesse rigide $\mathbf{v}^R = \{\mathbf{v}_c, \boldsymbol{\omega}\}^T$ la vitesse en chaque point du solide et un opérateur de projection L tel que $L\ G$ soit l'application identité sur l'image de l'application G, notée $\mathcal{V}_R$. Le choix de ces opérateurs définis dans le premier chapitre de cette partie permet de décomposer l'espace vectoriel des vitesses $\mathcal{V}$ en une somme directe d'espaces relatifs aux vitesses purement déformables $\mathcal{V}_D$ et aux vitesses de corps rigide $\mathcal{V}_R$. En s'appuyant sur une écriture de la puissance ($<,>$ et $<.>$) on peut de manière similaire décomposer l'espace des efforts $\mathcal{F}$ en deux espaces supplémentaires $\mathcal{F}_R$ et $\mathcal{F}_D$.

$$\begin{array}{rcl} \mathcal{V} = \mathcal{V}_R \oplus \mathcal{V}_D & <,> & \mathcal{F} = \mathcal{F}_R \oplus \mathcal{F}_D \\ L \downarrow\uparrow G & & G^T \downarrow\uparrow L^T \\ \mathcal{V}^R & <\ .\ > & \mathcal{F}^R \end{array} \tag{7.1}$$

(7.2)

Le but est de proposer une formulation permettant de prendre en compte la déformabilité des corps par rapport à un mouvement de solide rigide, et de traiter séparément dynamique de corps rigide et déformation ; une combinaison des deux réponses permet d'obtenir la dynamique globale. L'enjeu ici est donc de considérer les phénomènes de déformation dans le repère d'inertie des objets — comme un repère entraîné — dans lequel la description du mouvement de solide rigide du corps est naturelle et la gestion des opérateurs liés à la configuration géométrique de l'objet est facilitée : la matrice d'inertie $\mathbb{J}'$ est alors diagonale et n'a pas à être recalculée lorsque le solide change de configuration. Il en est de même pour les opérateurs de relèvement et de projection G' et L' qui sont exprimés dans ce repère. Le caractère implicite du problème est contenue dans la connaissance de la matrice d'orientation $\mathcal{R}_c$ comme le montre la réécriture des EQUATIONS 5.9, 5.10 et 5.11 dans le repère entraîné :

$$\left\{ \begin{array}{l} m\dot{\mathbf{v}}_c + \mathcal{R}_c \int_{\Omega(t)} \rho(\mathbf{x}')\dot{\mathbf{v}}'_D \, d\Omega = \int_{\Omega(t)} \rho(x)\mathbf{f}_v(t)\, d\Omega + \int_{\Gamma(t)} \mathbf{t}(x,t)\, d\Gamma \\ \\ \mathbb{J}'\dot{\boldsymbol{\omega}}' + \boldsymbol{\omega}' \times \mathbb{J}'\boldsymbol{\omega}' + \int_{\Omega(t)} \rho(\mathbf{x}')\mathbf{x}' \times \dot{\mathbf{v}}'_D \, d\Omega = \\ \qquad \int_{\Omega(t)} \rho(\mathbf{x}')\mathbf{x}' \times \mathcal{R}_c^T \mathbf{f}_v(t) d\Omega + \int_{\Gamma(t)} \mathbf{x}' \times \mathcal{R}_c^T \mathbf{t}(\mathbf{x},t)\, d\Gamma \\ \\ \int_{\Omega(t)} \rho(\mathbf{x}')\dot{\mathbf{v}}'_D \cdot \hat{\mathbf{v}}'_D d\Omega + 2\boldsymbol{\omega}' \times \int_{\Omega(t)} \rho(x')\mathbf{v}'_D \cdot \hat{\mathbf{v}}'_D d\Omega + \int_{\Omega(t)} \underline{\underline{\sigma}}' : \nabla \hat{\mathbf{v}}'_D \, d\Omega = \\ \qquad \int_{\Omega(t)} \rho(\mathbf{x})\mathcal{R}_c^T \mathbf{f}_v(t) \cdot \hat{\mathbf{v}}'_D \, d\Omega + \int_{\Gamma(t)} \mathcal{R}_c^T \mathbf{t}(\mathbf{x},t) \cdot \hat{\mathbf{v}}'_D \, d\Gamma \end{array} \right. \tag{7.3}$$

où $\mathcal{R}_c$ est la matrice d'orientation dans le repère global du système exprimé dans le repère principal d'inertie,$\boldsymbol{\omega}'$ la vitesse de rotation dans le repère principal d'inertie ($\boldsymbol{\omega} = \mathcal{R}_c\boldsymbol{\omega}'$), $\mathbf{v}'_D$ est la vitesse déformable exprimée dans le repère entraîné et $\mathbf{x}'$ la position.

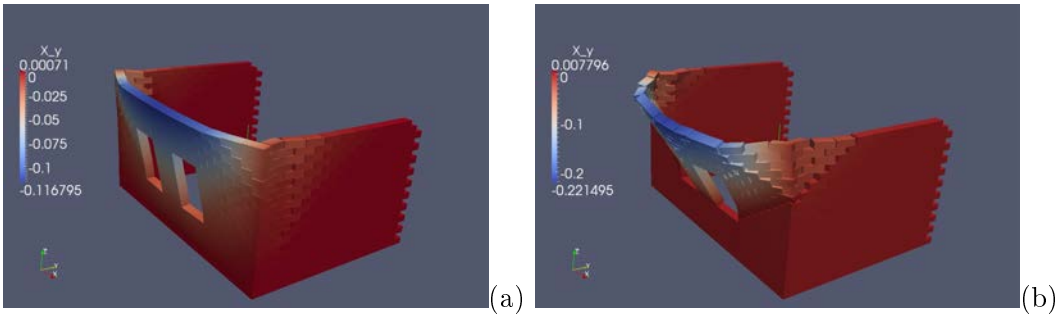
Mise en défaut de l'approche HPP – Gestion des grandes transformations : recours à l'approche «corotationnelle» Ce type de stratégie nous semble particulièrement intéressant pour traiter le cas des structures maçonnées. Les comportements de basculement observés lors de la ruine des ouvrages ne permettent pas de rester dans le cadre des hypothèses des petites perturbations, condamnant dès lors l'utilisateur à procéder à des calculs en grandes déformations des ouvrages pour pouvoir gérer les grands déplacements et rotations. L'utilisation de ce type de stratégie semble donc prometteuse, les mouvements de corps rigides spécifiques du phénomène de déversement des murs contreventés étant pris en charge à moindre frais dans une approche HPP classique, tout comme la réponse des murs en cisaillement, permettant ainsi de décrire convenablement la réponse des structures.

Nous nous proposons de traiter la structure en basculement comportant deux ouvertures en utilisant une approche HPP classique *a priori* non adaptée à la gestion des grandes rotations occasionnées lors du déversement du mur principal et une approche en dynamique «corotationnelle» ; les résultats étant comparés à ceux obtenus avec un calcul en grande déformation du problème. Il s'agit ici de montrer d'une part l'intérêt de la prise en compte du modèle déformable dans la réponse de structure à travers notamment une meilleure description du déclenchement du déversement de la structure (angle limite de stabilité) ; et d'autre part de montrer l'intérêt de l'approche «corotationnelle» par rapport aux formulations classiques HPP et grandes déformations.

- description du modèle :
Les blocs de la maçonnerie sont modélisés par des corps déformables auxquels est associé un comportement élastique linéaire caractérisé par les propriétés mécaniques suivantes : $\rho = 2732\ kg/m^3$, $E_{Young} = 7{\times}10^{10} N/m^2$, $\nu = 0.2$. La discrétisation des blocs est minimaliste — 2 éléments hexaédriques par bloc — de sorte à ce que les maillages soient conformes. Il ne s'agit pas ici de chercher à définir l'angle critique d'instabilité mais de montrer sur un calcul, pour un angle de basculement test donné inférieur aux angles critiques déterminés précédemment pour le modèle rigide ($\alpha = 0.150$), l'instabilité de la structure. Nous cherchons donc à montrer que le choix de modélisation au travers de la prise en compte de la déformabilité des blocs permet d'obtenir des réponses de structures plus proches de la réalité.

- résultats de simulation :
Le basculement intervient pour l'angle testé alors que celui-ci est inférieur à l'angle de basculement défini expérimentalement ($\alpha_{exp} = 0.156$). Le rôle de la prise en compte de la déformabilité sur le déclenchement du basculement semble donc avéré conformément à ce qui avait pu être déduit précédemment. Par ailleurs, différentes hypothèses peuvent expliquer le déclenchement pour une telle valeur de l'angle test. Deux aspects de la modélisation sont plus particulièrement à considérer : le choix des caractéristiques mécaniques du matériau mais également la gestion du positionnement des points de contact permettant la discrétisation des surfaces de contact. Pour mieux gérer la détection du contact entre objets, les points de contact sont positionnés au niveau de la projection des points de Gauss sur les surfaces de contact du maillage. Ceci permet de ne pas avoir à gérer les phénomènes

de pertes de contact entre deux corps soumis à de la dilatation ou un effet Poisson que l'on peut rencontrer en l'occurrence lorsque les points de contact sont positionnés aux nœuds du maillage. En revanche, une telle position conduit à favoriser l'instabilité des blocs au phénomène de *rocking* ; le bras de levier entre les points de contact et la projection sur la face en contact du centre d'inertie du bloc étant plus petite dans cette configuration.



(a) (b)

FIGURE 7.44 – Structure en basculement – influence de l'approche sur la réponse de la structure : approche HPP (a) et «corotationnelle» (b)

Pour ce qui est des faciès de rupture observés avec les trois approches, il apparaît très clairement que l'approche HPP atteint ses limites. La localisation de la zone de la maçonnerie sujette au déversement n'est pas conforme aux résultats observés expérimentalement ou avec les autres approches numériques déformables voire rigides. La ligne de basculement se situe en pied de structure alors qu'avec les autres approches, le basculement est initié au niveau de la partie basse de la fenêtre au centre du mur de façade. Cette différence significative sur le faciès de rupture peut s'expliquer en regard du non respect de l'hypothèse des petites perturbations dans laquelle est faite le calcul. L'approximation des petites déformations revient à dire que la dilatation volumique est approximée à 1. L'utilisation de cette approche dans un contexte ne respectant pas ces hypothèses conduit à une dilatation volumique non physique pouvant amener un entraînement inertiel de la structure comme cela semble être le cas ici. En ce qui concerne les calculs en grandes déformations ou avec l'approche «corotationnelle», les faciès de rupture observés sont fidèles à ceux obtenus expérimentalement. La différence majeure concerne les temps de calculs considérablement diminués avec l'approche en dynamique «corotationnelle».

Bilan Le chapitre suivant se propose d'analyser plus finement le rôle des choix de modélisation dans la prise en compte des comportements de cisaillement des panneaux de maçonnerie, et de poser plus largement les bases essentielles qui nous semblent pertinentes pour modéliser correctement les structures maçonnées. Nous reviendrons également sur l'un des enjeux cruciaux qui transparaît naturellement dans toutes les simulations et qui a été peu mis en exergue jusqu'à présent, à savoir la durée des simulations. Nous proposerons des stratégies de modélisation adaptées au calcul de maçonnerie pour améliorer leur efficacité — et dont l'approche corotationnelle fait partie intégrante — et présenterons enfin des stratégies numériques en développement tournées vers l'amélioration des performances de calcul.

Chapitre 8

Vers une approche de la modélisation des maçonneries représentative et une maîtrise des durées de simulations

Sommaire

8.1 Proposition d'une Modélisation Adaptée 234

8.1.1 Calcul de panneaux de maçonnerie en cisaillement 234

8.1.2 Extension à un mur en cisaillement avec une ouverture 247

8.2 Perspectives & Amélioration des Performances 247

8.2.1 Approches mixtes/hybrides et *switch* de modèles 247

8.2.2 Stratégies numériques : parallélisation et décomposition de domaines 250

8.3 Conclusion : «*There is no free lunch !*» 257

A la lumière de l'ensemble des réflexions qui ont pu être faites tout au long des points développés dans les chapitres précédents, nous proposons de décrire dans ce chapitre qui clôt la partie portant sur les aspects de modélisations des maçonneries, ce qui nous semble être une stratégie de modélisation pertinente pour décrire le plus convenablement possible les structures en maçonnerie. Bien évidemment, les notions de représentativité et de qualité seront les critères qui permettront de juger la proposition de modélisation donnée dans la première section.
La dernière section est consacrée, quant à elle, à l'autre grande problématique découlant de ces choix : les durées de simulation. Plusieurs stratégies de modélisation, adaptées au calcul des maçonneries, sont proposées, ainsi que des stratégies numériques s'appliquant indépendamment du type de milieu à modéliser ; leur but étant de mieux gérer les temps de calcul.

8.1 Vers une sophistication *a minima* des choix de modélisation : proposition d'une modélisation adaptée au calcul des maçonneries avec LMGC90

Comme cela a pu l'être souligné, la modélisation des maçonneries grâce à la méthode des éléments discrets permet de prendre en compte fidèlement la nature divisée de ces structures. Pour autant, si elle parvient à fournir des réponses de structures *a priori* cohérentes au regard des faciès de ruptures observés lors des simulations, il semble que les modélisations proposées jusqu'à présent — trop simplistes *a priori* — ne puissent permettre de décrire quantitativement les phénoménologies ; ces modèles — notamment les modèles rigides — ayant une propension certaine à surestimer la capacité des ouvrages aux simulations.

Comme le laissait entendre la fin du chapitre précédent, il semble qu'une meilleure gestion de la représentativité des simulations passe inévitablement par une sophistication des modèles proposés. La modélisation des maçonneries avec des corps déformables proposée précédemment tend à confirmer ce constat. Il s'agit ici d'aller plus loin et de proposer une stratégie de modélisation adaptée aux maçonneries, permettant de procéder à des simulations réalistes tant d'un point de vue quantitatif que qualitatif ; le but étant toutefois de proposer une modélisation la plus simple possible et donc la moins coûteuse possible. Nous parlerons de sophistication *a minima* pour qualifier le modèle proposé ci-après.

8.1.1 Calcul de panneaux de maçonnerie en cisaillement

La décomposition des mécanismes opérant dans une structure permet d'appréhender plus simplement leur comportement et *in fine* leur modélisation. Il semble cependant que cela puisse conduire à des problèmes de représentativité si l'on considère, dans les choix de modélisation, certains mécanismes plutôt que d'autres tant les mécanismes présents lors de la sollicitation des structures peuvent difficilement être identifiés ; les structures se comportant suivant des modes mixtes. L'exemple de la structure à trois murs en basculement ou de la structure torique semble en être une parfaite illustration : les phénomènes de déclenchement du déversement des panneaux sollicités en dehors de leur plan étant étroitement liés à la bonne description des mécanismes de cisaillement opérant dans les murs latéraux de contreventement. Cette première sous section propose un modèle de maçonnerie adapté à la description de comportements de panneaux en cisaillement ; le modèle ainsi validé sur un cas *a priori* étant ensuite utilisé pour le calcul de structures plus complexes — un mur avec ouverture pouvant être considéré comme un assemblage de panneaux (cas 2D étendu) et à une structure 3D — dans les deux sous-sections suivantes.

Description du cas d'étude La gestion des choix et stratégies de modélisation est discutée au regard d'un cas d'étude rencontré dans la littérature reposant sur des essais expérimentaux (projet CUR [131], Raijmakers et Vermeltfoort [132], [133]) et pour lequel des modélisations numériques ont été réalisées [32]. Ces tests consistent en des essais de cisaillement réalisés sur des structures maçonnées présentant ou non une ouverture centrale. Les essais relatifs au mur sans ouvertures sont discutés ci-après et ceux présentant l'ouverture dans la sous-section suivante.

- géométrie et chargement
Les murs pleins en question correspondent à des panneaux de maçonnerie de dimensions moyennes $990 \times 1000\ mm^2$ et dont le ratio hauteur sur largeur est proche de l'unité. Ces structures maçonnées sont constituées de 18 assises ; 16 étant libres, les deux dernières — correspondant aux assises supérieure et inférieure de l'assemblage — étant quant à elles fixées sur des poutres métalliques permettant la gestion des conditions limites. Les panneaux de maçonnerie sont constitués de blocs réguliers de dimensions $210 \times 52 \times 100\ mm^3$ et montés au mortier (joints horizontaux et verticaux de 10 mm). La base du mur *via* la poutre métallique inférieure est bloquée. Le panneau est chargé verticalement pour différentes pressions de confinement p_i appliquées sur la dernière assise du mur par l'intermédiaire de la poutre. Une fois l'opération de mise en compression achevée, les forces de compression uniformément réparties sont maintenues tandis que le mur est chargé horizontalement de façon monotone (contrôle du chargement en déplacement d) jusqu'à la ruine du panneau. La description du panneau et du chargement est donnée FIGURE 8.1.

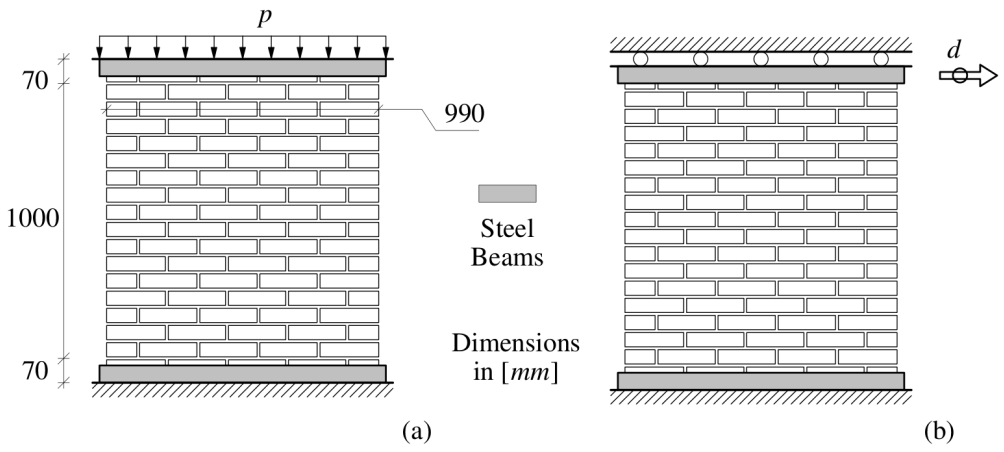


FIGURE 8.1 – Panneaux de maçonnerie en cisaillement ([132], [133]) : géométrie et phase de chargement vertical (a) – chargement horizontal contrôlé en déplacement (b)

Une série de 4 simualtions est réalisée pour 3 pressions de confinement différentes p_i égales à 0.30 N/mm^2, 1.21 N/mm^2 et 2.12 N/mm^2 ; deux calculs étant réalisés pour la première. Le choix de ces différentes valeurs correspond à des niveaux de compression dus à la gravité rencontrés usuellement dans les structures maçonnées anciennes.

- caractéristiques mécaniques des matériaux et nature des résultats
Les propriétés mécaniques des blocs et du mortier ont été décrites dans CUR [131], Raijmakers et Vermeltfoort [132], [133] et sont classiquement données TABLE 8.1 et TABLE 8.2. Des données relatives à la fissuration des blocs sont par ailleurs fournies. Si plusieurs valeurs sont données pour caractériser un même paramètre, alors cela signifie que le choix de la valeur dépend du chargement vertical p_i. A noter que l'ensemble de ces données a été caractérisé expérimentalement, à l'exception des paramètres relatifs à la rigidité des joints k_n et k_s calibrés pour ajuster les réponses à la rigidité apparente de la structure obtenue expérimentalement.

Les faciès de rupture observés lors de la simulation sont donnés FIGURE 8.2 : une

Module d'Young $E\ [MPa]$	Coefficient de Poisson $\nu\ [-]$	Rigidités $[N/mm^3]$ normale et tangentielle		Resistance à la traction $f_t\ [N/mm^2]$	Energie de rupture G_f^I $[Nmm/mm^2]$
		k_n	k_t		
16700	0.15	1.0×10^6	1.0×10^6	2.0	0.08

TABLE 8.1 – Caractéristiques mécaniques des blocs : propriétés élastiques (première partie de tableau) – caractérisation de la rupture des blocs (deuxième partie)

p_i	Rigidités		Traction		Cisaillement				Désagrégation	
$[MPa]$	k_n	k_t	f_t	G_f^I	c	$tan\ \phi$	$tan\ \psi$	G_f^{II}	f_m	C_{ss}
0.30	82	36	0.25	0.018				0.125	10.5	
1.21	110	50	0.16	0.012	$1.4f_t$	0.75	0.0	0.050	11.5	9.0
2.12	82	36	0.16	0.018				0.050	11.5	

TABLE 8.2 – Caractéristiques mécaniques du mortier : propriétés élastiques (à gauche) et inélastiques (à droite) — avec k_n et k_t en N/mm^3, G_f^I et G_f^I en $[Nmm/mm^2]$ et f_t, f_m et c, en $[N/mm^2]$ — pour les différentes pressions de confinement p_i

fissuration diagonale du panneau apparaît pour l'ensemble des cas testés ; des fissures horizontales se propageant au niveau de la première et dernière assise dans le cas de faibles chargements ($p = 0.30\ MPa$). Les courbes de réponses décrivant l'évolution de la force horizontale en fonction du déplacement horizontal pour les différentes pressions de confinement sont données FIGURE 8.3. Nous nous proposons ici de retrouver ces résultats en utilisant un modèle approprié pour représenter le comportement de la maçonnerie.

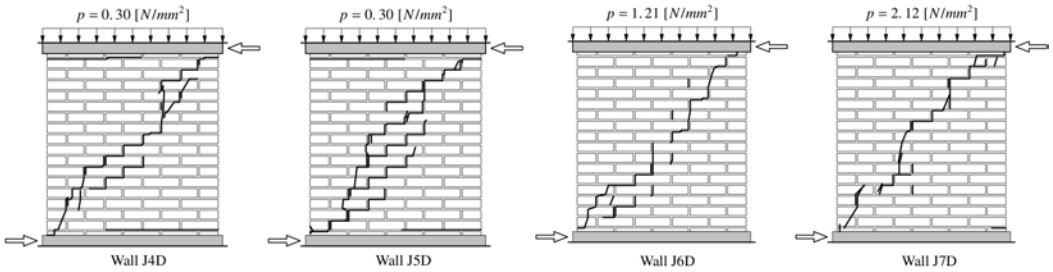


FIGURE 8.2 – Faciès de ruptures observés lors du cisaillement des panneaux de maçonnerie (résultats expérimentaux [132], [133])

Choix de modélisation L'enjeu de cette sous-section est de proposer une stratégie de modélisation adaptée au calcul des maçonneries avec LMGC90. La structure présentée ci-avant est modélisée par des blocs déformables, discrétisés *a minima* — 1 élément hexaédrique par demi bloc —, un modèle élastique linéaire étant utilisé pour décrire le comportement des corps. Un modèle d'interface (loi de contact type RCC) permet de prendre en compte le comportement du mortier. Les caractéristiques de la loi de contact utilisée

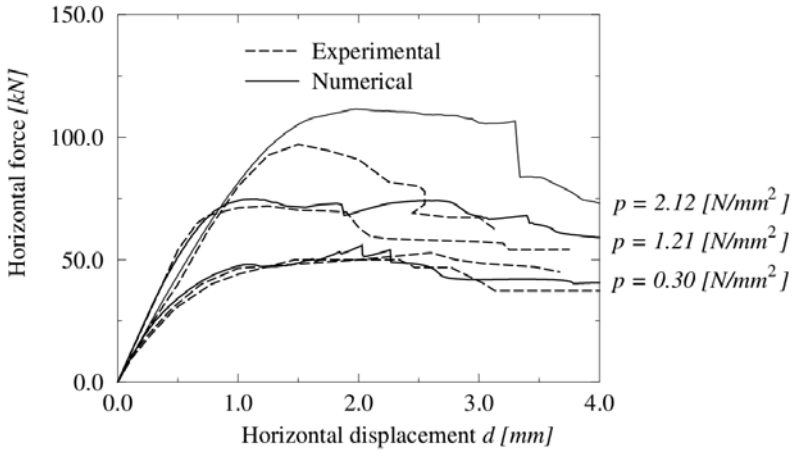


FIGURE 8.3 – Diagramme force-déplacement – panneau de maçonnerie en cisaillement (d'après Lourenço [32])

par la suite sont décrites dans le deuxième chapitre de cette partie et rappelées rapidement ci-après. Il s'agit ici de discuter différentes options de modélisation en se référant aux résultats expérimentaux décrits dans le point précédent.

- *modélisation des blocs*
Comme précisé, les blocs sont modélisés à travers une discrétisation minimaliste et un modèle de comportement assez simple. Les aspects de convergence des solutions au maillage ne sont pas discutés ici, ni la sensibilité des résultats aux choix de modèles volumiques. Il s'agit plutôt de considérer l'éventuelle rupture des blocs. Comme il a pu l'être évoqué précédemment lors de la discussion sur la modélisation de la triplette, de nombreuses options de modélisation permettent de prendre en compte l'endommagement et la rupture d'un corps (zones cohésives diffuses, *etc.*) ; ces méthodes pouvant très rapidement nécessiter des efforts de modélisation importants synonymes le plus souvent de temps de calculs exorbitants. Il s'agit ici de proposer une stratégie minimaliste de l'endommagement des blocs de sorte à représenter la relaxation du système due à la fissuration de blocs voire au phénomène de *crushing* (désagrégation du matériau).

La représentation de la fissuration des blocs est minimaliste, seule la rupture verticale des blocs entiers pouvant être décrite. Ces blocs sont considérés au travers de deux demi blocs assemblés par une loi de recollement décrivant la rupture des blocs telle que donnée TABLE 8.1. Au delà d'une certaine contrainte, les demi blocs sont sortis de la simulation pour représenter le phénomène de *crushing*. Les simulations à venir cherchent à montrer l'importance de la gestion de la rupture des blocs sur la réponse du panneau. Trois cas sont considérés par la suite suivant que les blocs sont considérés comme étant endommageables ou non, et si l'endommagement est localisé ou non (les blocs susceptibles d'être endommagés étant préalablement définis).

- *modélisation des joints*
Comme dit précédemment le comportement du mortier est représenté par une loi de contact de type RCC [126] (FIGURE 8.4). Cette loi modélise les phénomènes de cohésion. Le comportement du mortier sain est décrit au travers des raideurs en traction et en cisaillement (c_N, c_T). Le phénomène de décohésion, autrement dit la rupture de l'interface, est décrit

au travers d'une loi d'endommagement, la rupture étant caractérisée par un paramètre d'endommagement β compris entre 0 et 1 (représentant respectivement la rupture ou un état sain). L'endommagement du mortier intervient au delà d'une contrainte critique σ_{crit}, la rupture étant pilotée au travers de l'énergie de décohésion $\bar{\omega}$.

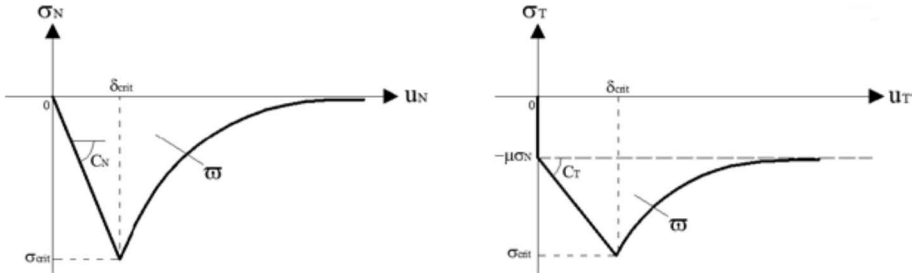


FIGURE 8.4 – Loi cohésive type RCC

Le phénomène de frottement est décrit au travers de deux paramètres : les coefficients de frottement statique et dynamique μ_s et μ_d. Les paramètres liés à la rigidité du mortier sain c_N et c_T sont calibrés de sorte à obtenir numériquement des rigidités apparentes de structures proches de celles obtenues expérimentalement. Le choix du paramètre fixant l'énergie de décohésion est discuté par la suite tout comme la description du comportement tangent de la loi de contact ; les effets combinés de ces deux paramètres étant considérés sur la réponse des simulations.

• **Mécanismes de rupture et énergie de décohésion :** Deux valeurs sont données TABLE 8.2 pour décrire l'énergie de rupture correspondant à des valeurs obtenues expérimentalement pour des ruptures en traction (G_f^I) et en cisaillement (G_f^{II}). La distinction entre ces «énergies» revient finalement à proposer différents critères de rupture pour décrire les mécanismes opérant dans la structure. Si la description des modes simples est assez bien maîtrisée, celle des modes mixtes reste très problématique. Or, le plus souvent, ce sont ces phénomènes mixtes qui pilotent le comportement de ces structures. Se pose dès lors la question du choix d'un critère de rupture tenant compte ou non de la distinction entre deux niveaux de rupture obtenus expérimentalement pour représenter au mieux la phénoménologie.

La loi de contact ne prend en compte dans sa calibration qu'un seul niveau d'énergie de rupture : le critère de rupture proposé ne permet donc pas, *a priori*, de distinguer les différents mécanismes en présence de différents niveaux d'énergie de rupture ; la loi se trouvant calibrée de sorte à représenter fidèlement l'un ou l'autre des mécanismes. Une version évoluée de cette loi d'interface cherche à corriger ce point. Le donnée de l'énergie de rupture en traction G_f^I et du ratio G_f^I/G_f^{II} permet d'avoir un pilotage plus fin des niveaux d'énergie de rupture pour considérer à la fois les valeurs G_f^Iet G_f^{II} en fonction des mécanismes en présence. Si ce ratio est donné égal à 1.0, alors le calcul est traité «classiquement» *id est* la rupture n'est pilotée que par un niveau d'énergie (celle de rupture en traction pure le plus souvent $\bar{\omega} = G_f^I$). Pour des valeurs inférieures à 1, la gestion de la rupture prend en compte les deux paramètres : la consommation de l'énergie de décohésion traduisant la manière dont l'interface est amenée à rompre fait intervenir un critère de rupture «mixte» pour lequel sont considérés les phénomènes de traction et de cisaillement. A la rupture et avec l'introduction du ratio G_f^I/G_f^{II}, la relation 8.1 suivante est vérifiée :

$$0 \;=\; \bar{\omega} \;-\; [\, c_N \, u_N^2 \;+\; \frac{G_f^I}{G_f^{II}} \, c_T \, u_T^2 \,] \tag{8.1}$$

Pour $\bar{\omega} = G_f^I$, et dans le cas d'une rupture en traction pure ($u_T = 0$) ou en cisaillement pur ($u_N = 0$), l'*E*QUATION 8.1 devient respectivement :

$$\begin{cases} \text{traction pure :} \quad u_T = 0 \;\Rightarrow\; 0 \;=\; G_f^I \;-\; [\, c_N \, u_N^2 \,] \\ \text{cisaillement pur :} \quad u_N = 0 \;\Rightarrow\; 0 \;=\; G_f^{II} \;-\; [\, c_T \, u_T^2 \,] \end{cases} \tag{8.2}$$

les deux mécanismes étant bien représentés pour une définition convenable du ratio G_f^I / G_f^{II}.

• **Phénomène de frottement vs rupture :** Un dernier paramètre qui n'a pas été décrit jusqu'à présent dans la présentation de la loi cohésive et qui concerne plus particulièrement la description du comportement tangent de la loi de contact, est étudié ici. Deux phénomènes ont lieu simultanément dans une interface soumise à du cisaillement : le frottement et le travail du joint (déformation et rupture). Ces deux phénomènes ne peuvent être considérés en même temps dans la description de la loi de contact ; le travail du joint étant généralement décrit avant la prise en compte du frottement (FIGURE 8.5 (a)). La gestion du comportement tangent avec cet ordonnancement des phénoménologies semble toutefois moins réaliste que celle proposant d'initier le phénomène de frottement avant le travail du joint (FIGURE 8.5 (b)).

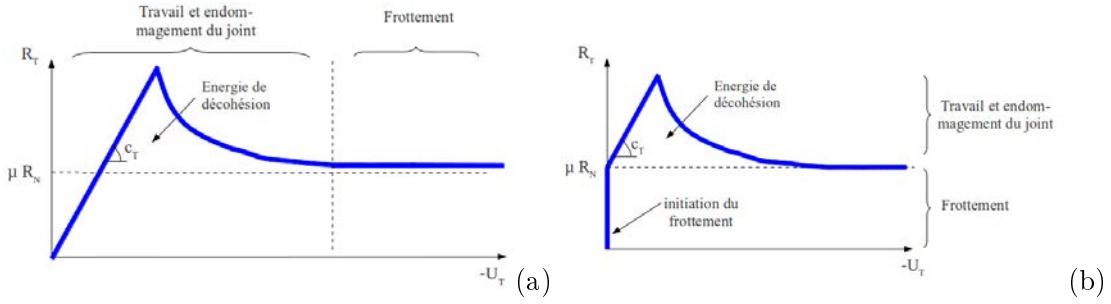


FIGURE 8.5 – Prise en charge du comportement tangent de la loi RCC : initiation du frottement (b) ou non (a)

La non initiation du frottement avant le travail du joint induit généralement des comportements d'accommodation importants dans les joints qui conduisent à des comportements de structure peu réalistes se traduisant notamment par une sous-estimation de la rigidité apparente de structure. *A contrario* l'activation du frottement avant l'endommagement de l'interface permet de mieux maîtriser le comportement de structure. Il semblerait que cette stratégie de modélisation introduise un effet de pseudo dilatance dans le joint.

NOTA : les résultats de calculs présentés ici ont été obtenus pour des niveaux de convergence identiques, et suffisamment sévères pour garantir la qualité des solutions. Par ailleurs, les paramètres numériques d'intégration (dt et θ) ont également été définis avec précaution même s'ils ne sont pas discutés dans ces résultats.

Résultats de simulation Une série de simulations a été réalisée pour essayer de mettre en évidence l'influence de la prise en charge de l'endommagement et de la rupture des blocs, ou encore les mécanismes de rupture initiés aux interfaces sur la réponse de la structure. Différentes stratégies de modélisation sont proposées ici pour gérer au mieux l'ensemble de ces points de modélisation. La difficulté majeure de ce genre d'entreprise réside dans le fait que les réponses des modèles sont liées à l'ensemble des choix de modélisation : il est souvent bien difficile d'identifier le rôle d'un unique paramètre du modèle sur le comportement de structure. L'influence d'un paramètre sur le comportement global de la structure doit se faire en regard de l'ensemble des choix de modélisation. Il s'agit ici de juger de la représentativité du modèle au travers de l'ensemble de la combinatoire offerte par l'espace paramétrique décrivant les stratégies de modélisation. Les résultats obtenus lors des simulations sont analysés en comparant les courbes de réponses des panneaux (diagrammes force F_{hor} - déplacement d) et les faciès de rupture obtenus numériquement. Les résultats présentés dans un premier temps correspondent aux résultats de simulation pour le niveau de confinement $p_1 = 0.30\ MPa$.

- aspects de convergence et influence du rapport G_f^I/G_f^{II}
Les premières remarques qui sont faites ici concernent les aspects de convergence et de gestion de la qualité des solutions. Les premiers calculs réalisés lors des simulations ont cherché à définir un niveau de convergence suffisant pour l'étude ; l'algorithme *NLGS* étant piloté grâce au nombre d'itérations gs_it_1. L'importance de la gestion de la convergence sur les résultats est manifeste. La FIGURE 8.6 montre simplement l'influence du nombre d'itérations gs_it_1 sur deux modèles différents ($G_f^I/G_f^{II} = 0.144$ ou 1.0) pour lesquels est pris en charge la rupture des blocs en demi blocs, mais pas leur désagrégation (*crushing*) ; le frottement étant par ailleurs activé initialement pour les deux modèles. Comparées deux à deux, les réponses obtenues pour chaque modèle différent suivent les mêmes tendances. Le défaut de convergence induit par un nombre d'itération gs_it_1 trop faible conduit à des réponses plus faibles en rupture, l'instabilité numérique introduite étant responsable de la ruine précoce de la structure (rupture diffuse des joints, FIGURE 8.7 (a)).

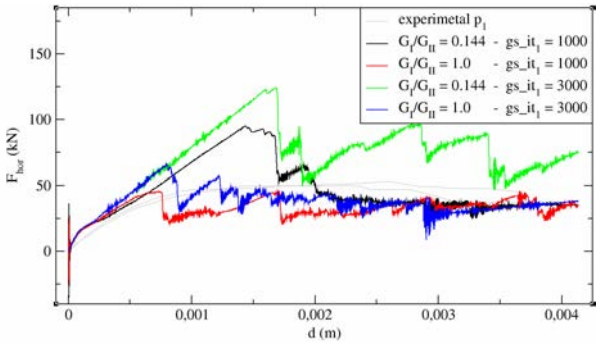


FIGURE 8.6 – Influence du défaut de convergence sur le test de cisaillement et du rapport G_f^I/G_f^{II} ($p_1 = 0.30\ MPa$, activation initiale du frottement, fissuration des blocs sans désagrégation)

La même tendance est observée si l'on en vient à considérer par ailleurs le rôle du rapport G_f^I/G_f^{II} sur la réponse de la structure FIGURE 8.7 (b). La distinction des mécanismes ou non lors de la simulation conduit à une rupture localisée ou non des interfaces. Un phénomène de rupture diffuse se produit lorsque la loi de contact est calibrée pour

une rupture en traction des interfaces ($\bar{\omega} = G_I^f$ et $G_f^I/G_f^{II} = 1.0$). L'endommagement des interfaces est quant à elle localisée dans la diagonale du panneau lorsque ce rapport est pris égal à 0.144, permettant ainsi d'adapter la rupture aux mécanismes en présence. A noter toutefois que si l'initiation du phénomène est localisée, il s'avère qu'en fin de calcul la zone de rupture dans les interfaces s'étend sur une large bande autour de la diagonale ($\approx 50\%$ des interfaces étant endommagée). Par ailleurs, l'endommagement des interfaces concerne principalement les joints verticaux situés entre les blocs d'une même assise, ce qui est caractéristique d'une rupture en traction et non d'une rupture en cisaillement.

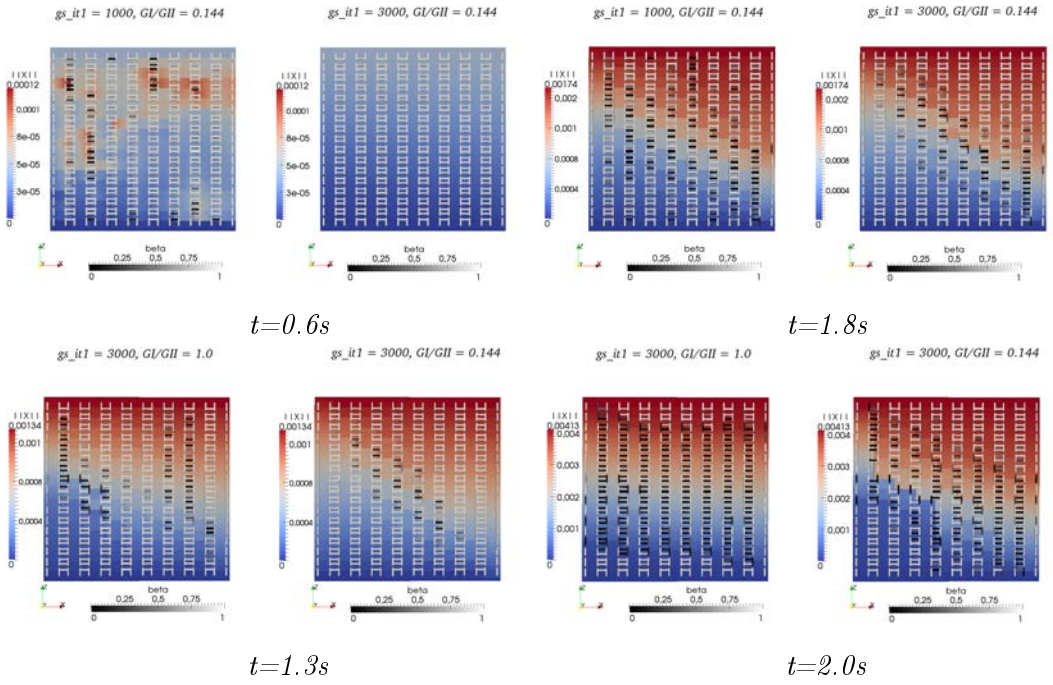


FIGURE 8.7 – Influence du défaut de convergence (a) et du rapport G_f^I/G_f^{II} (b) sur les faciès de rupture : mise en évidence du phénomène de rupture diffuse des joints

Ces premiers résultats indiquent clairement la nécessité de garantir un niveau de convergence suffisant pour ne pas polluer le calcul avec une instabilité numérique qui peut conduire à une sous-estimation des comportements de structure. Par ailleurs, il semble également que la prise en compte d'un critère de rupture trop simple basé sur une seule énergie de rupture pour le pilotage du modèle d'interface influence considérablement la localisation de l'endommagement dans le panneau ; amenant ainsi à des faciès de rupture peu réalistes. Pour des simulations suffisamment convergées et pour lesquelles le mode de rupture des interfaces n'est pas piloté par un seul niveau d'énergie, les résultats obtenus tendent à surestimer le comportement de structure ; ceci pouvant par ailleurs être expliqué par des reprises d'effort de certains blocs non réalistes ($\sigma_{1/2\ bloc} >> f_m$).

- prise en compte de la désagrégation des demi blocs

La gestion de la désagrégation de ces blocs doit permettre de corriger cette surestimation du comportement. Les blocs surcontraints (compression) sont sortis de la simulation, permettant ainsi de relaxer le système ; le niveau de réponse obtenu se trouvant considérablement diminué (FIGURE 8.8). La gestion du phénomène de *crushing*, en tout ou rien

ici, conduit à l'introduction de chocs dans la structure due à la disparition brutale d'un élément de la simulation et de ses contacts et à la formation de nouveaux. Ce phénomène apparaît clairement sur la courbe de réponse très bruitée (propagation d'ondes lors de chaque désagrégation de bloc). L'amélioration de la convergence ($gs_it_1 = 4000$) et l'introduction d'amortissement numérique (Rayleigh) permet de minimiser ces effets néfastes sur la solution.

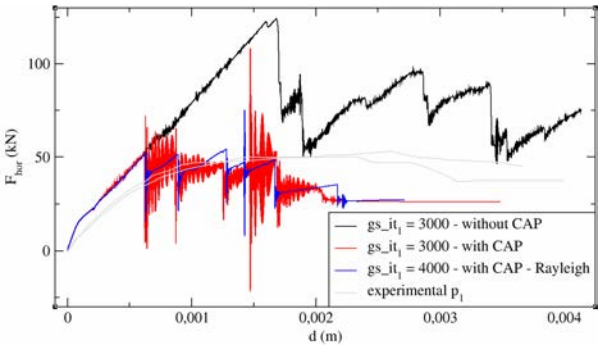


FIGURE 8.8 – Influence du CAP et gestion des phénomènes oscillants induits sur le test de cisaillement ($p_1 = 0.30\ MPa$, activation initiale du frottement, fissuration des blocs, $G_f^I/G_f^{II} = 0.144$)

Concernant les faciès de rupture (FIGURE 8.9), il s'avère que la prise en compte du phénomène de *crushing* dans le modèle améliore également les motifs de ruines obtenus lors des simulations, la rupture se faisant, autour de la diagonale, de façon beaucoup moins diffuse. Comme précédemment, la rupture des joints affecte principalement les joints verticaux. Pour ce qui est du comportement de désagrégation, il ne semble pas convenablement maîtrisé. L'initiation du phénomène sur une assise tend à se propager de voisin en voisin, ce phénomène n'étant pas observé expérimentalement.

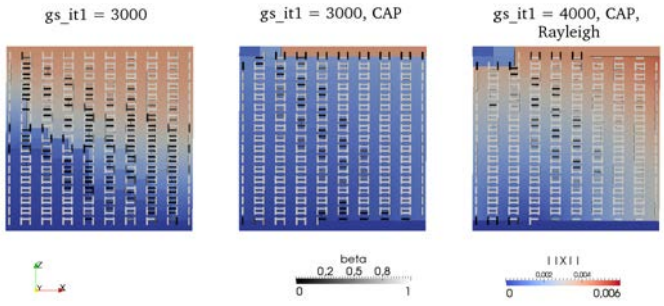


FIGURE 8.9 – Phénomène de *crushing* et influence sur les faciès de rupture obtenus en fin de simulation (*t=2.0s*)

Des simulations cherchant à limiter la propagation de ce phénomène à un bloc ou à un ensemble restreint de blocs ne semblent pas régler le problème : les courbes de réponses obtenues conduisent à considérablement surestimer le comportement de la structure (FIGURE 8.10 (a)) ; les motifs de ruptures obtenus étant également perturbés (FIGURE 8.10 (b)). Le pilotage du calcul ainsi proposé ne semble donc pas pleinement satisfaisant. Le rôle du

frottement n'a pas été réellement mis en relief dans ces simualtions. Une seconde série de simulations tend à étudier son influence sur la réponse des panneaux.

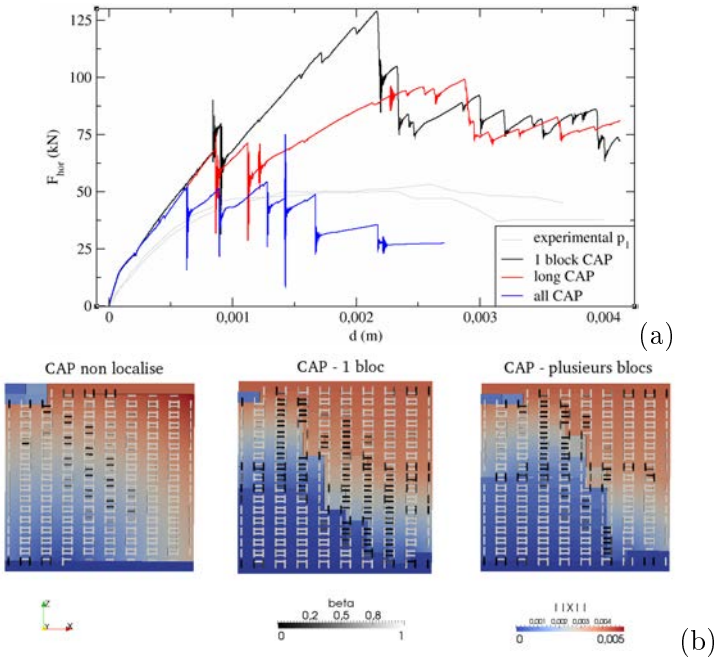


FIGURE 8.10 – Influence de la gestion de la localisation du CAP sur le test de cisaillement ($p_1 = 0.30\ MPa$, activation initiale du frottement, fissuration des blocs, CAP, $G_f^I/G_f^{II} = 0.144$, $gs_it_1 = 4000$) : réponses des modèles (a) – faciès de rupture (b)

- gestion du phénomène de frottement

L'ensemble des modélisations présentées ci-avant décrit le frottement dans les interfaces de la même façon : de la pseudo dilatance est introduite en initiant le frottement dans les interfaces avant de faire travailler le joint, et aucune distinction n'est faite entre coefficients de frottement statique et dynamique ($\mu_s = \mu_d$). La prise en compte de valeurs différentes pour ces deux coefficients change la réponse tangente de l'interface (FIGURE 8.11). Nous cherchons à en mesurer l'influence à l'échelle du panneau.

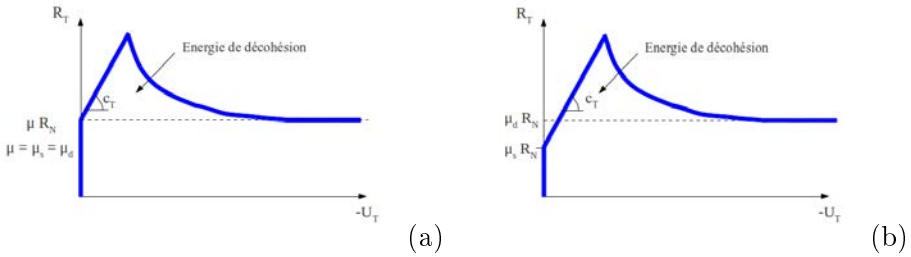


FIGURE 8.11 – Influence des coefficients de frottement statique et dynamique sur le comportement tangent de la loi RCC (activation initiale du frottement) : cas $\mu_s = \mu_d$ (a) et $\mu_s \neq \mu_d$ (b)

Plusieurs simulations sont réalisées pour des coefficients de frottement statique différents (μ_s = 0.3, 0.5 ou 0.75) et pour des valeurs différentes du rapport G_f^I/G_f^{II} (1, 0.9, 0.144). Les résultats sont analysés comme précédemment au regard des courbes de réponses numériquement obtenues et des faciès de rupture observés en fin de simulation. Deux phénomènes semblent influencer considérablement la réponse des panneaux, l'un agissant sur la rigidité apparente des panneaux, l'autre sur l'initiation de leur rupture. Le coefficient de frottement statique agit directement sur la rigidité apparente du panneau ; une perte de rigidité manifeste pouvant être constatée pour les valeurs les plus faibles (FIGURE 8.12 (a)). Les comportements ainsi obtenus tendent à se rapprocher de ceux observés lorsque le frottement n'est pas initialement pris en compte dans le comportement de l'interface. Le rapport G_f^I/G_f^{II} pilotant les mécanismes de rupture dans le panneau, permet quant à lui de gérer le niveau de rupture dans le panneau (FIGURE 8.12 (b)). Les faciès de rupture FIGURE 8.13 mettent en évidence une meilleure description du phénomène de rupture ; le coefficient statique influençant directement le type de rupture affectant les joints : l'endommagement est à la fois localisé et concerne les joints horizontaux et verticaux.

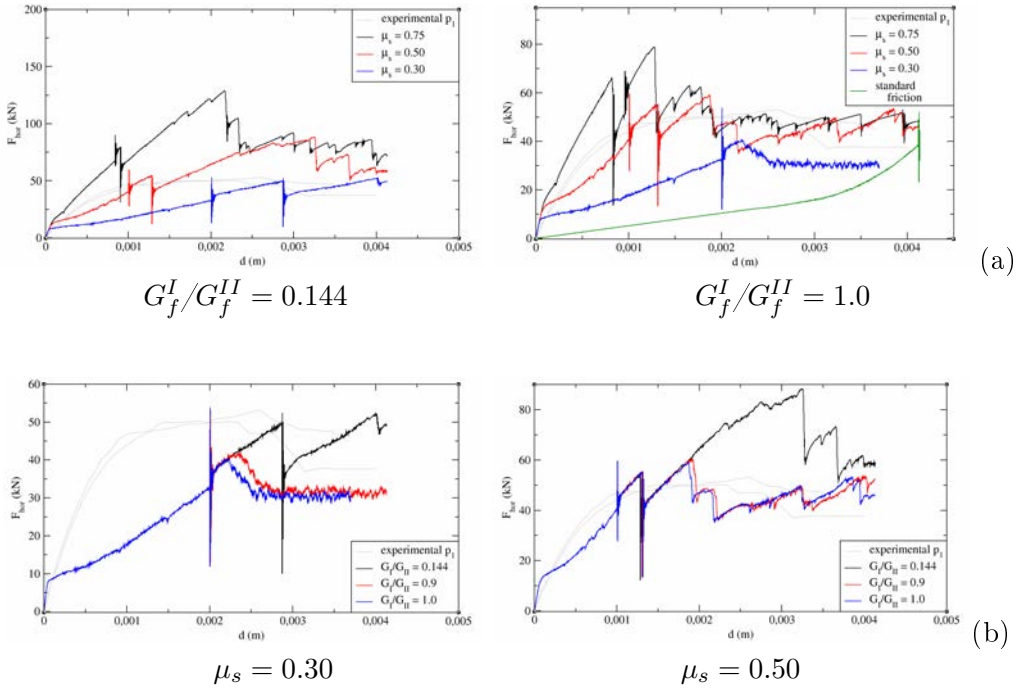


FIGURE 8.12 – Influence du coefficient de frottement statique μ_s et du rapport G_f^I/G_f^{II} : réponse du panneau en cisaillement pour différentes valeurs du rapport G_f^I/G_f^{II} (a) et du coefficient μ_s (b) fixées

Conclusion Ces premiers résultats tendent à confirmer la nécessité d'utiliser des modèles suffisamment sophistiqués pour décrire des comportements de structure réalistes [32]. Lourenço établit les caractéristiques qui doivent être décrites pour représenter convenablement le comportement des structures ; ces caractéristiques étant spécifiques à des phénoménologies rencontrées dans les joints — rupture des interfaces en traction (a), glissement au niveau des lits de joint (b) —, dans les blocs de la maçonnerie — fissuration des blocs en traction (c) — ou encore à des mécanismes mixtes — rupture diagonale des blocs (compression/cisaillement) (d), *crushing* (e) — ; l'ensemble de ces mécanismes

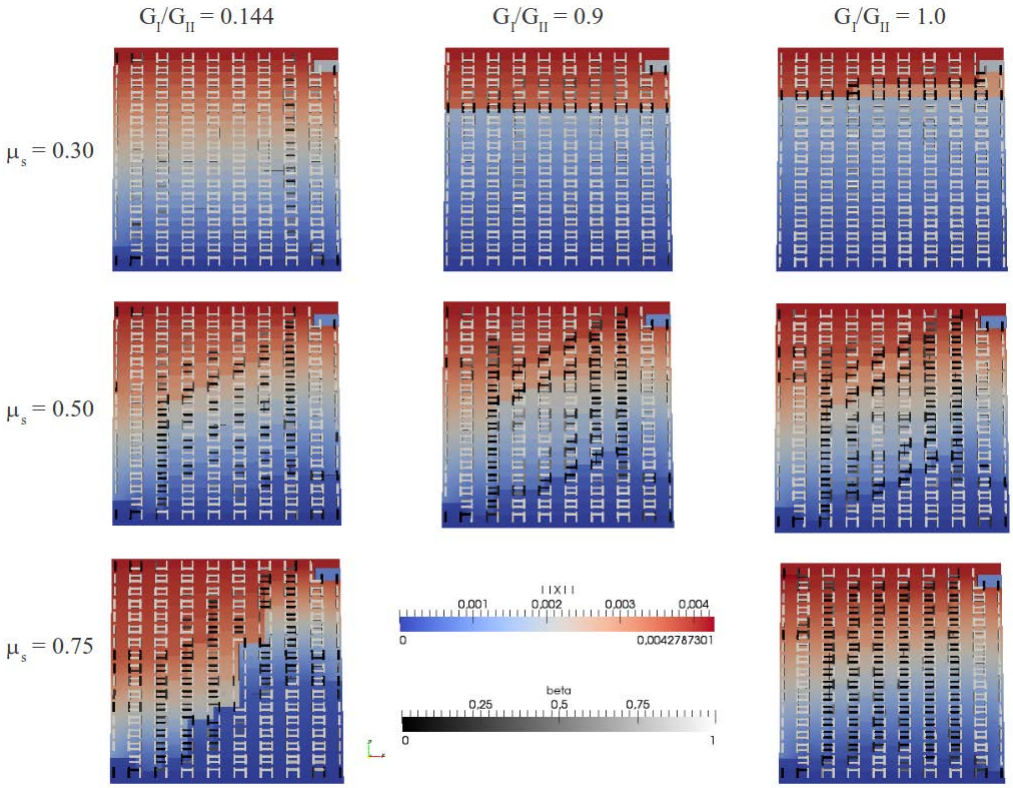


FIGURE 8.13 – Influence du coefficient de frottement statique μ_s et du rapport G_f^I/G_f^{II} sur les faciès de rupture des panneaux en cisaillement

étant illustrés FIGURE 8.14. La difficulté consiste bien évidemment à proposer des modèles permettant de décrire l'ensemble de ces comportements.

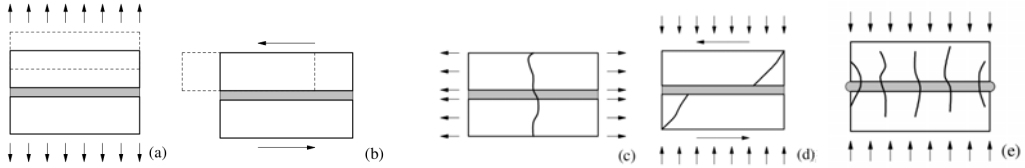


FIGURE 8.14 – Mécanismes élémentaires de rupture dans les maçonneries (d'après Lourenço [32])

Le recours à des approches trop simplistes ne permet de décrire que partiellement ces comportements élémentaires et donc ne permet d'obtenir que des informations incomplètes sur le comportement global de la structure modélisée. Les résultats fournis ne décrivent pas totalement la phénoménologie. Si les différents modèles présentés semblent approcher avec plus ou moins de précision la courbe de réponse du panneau, de grosses différences apparaissent entre les modèles dès lors que l'on s'intéresse aux faciès de rupture. La forme générale de la rupture (évolution de la fissuration, faciès de rupture) est représentée avec une grande disparité ; les motifs de rupture observés n'ayant pas toujours de réalité physique. Il est ainsi difficile de fournir des réponses qui soient satisfaisantes tant quantitativement que qualitativement. Si l'utilisation de stratégies plus évoluées tend à le permettre, leur maîtrise reste

délicate. Un travail de fond doit être fourni pour y parvenir.

Cette étude permet d'ores et déjà de mettre en évidence certaines caractéristiques du modèle à considérer pour représenter convenablement les structures maçonnées. La gestion en corps déformables des blocs est indispensable au même titre que l'introduction de la rupture des blocs et leur désagrégation. Ces mécanismes sont nécessaires si l'on veut obtenir des réponses numériques qui ne surestiment pas la résistance de la structure. Par ailleurs, la gestion de la dilatance dans le joint *via* l'activation initiale du frottement dans l'interface semble être également nécessaire pour obtenir des réponses de structures satisfaisantes ; notamment concernant les aspects liés à la rigidité apparente. Comme nous avons pu le voir, la gestion du coefficient de frottement statique et de la rigidité tangentielle dans la loi de contact permettent de gérer la réponse avant rupture des panneaux, tandis que l'énergie de décohésion et le coefficient de frottement dynamique permettent de piloter la rupture, l'endommagement et la phase post rupture (retour au frottement). Le choix d'une pondération des énergies de rupture en traction et en cisaillement pur grâce à la définition du ratio G_f^I/G_f^{II} permet quant à lui de maîtriser les mécanismes de ruptures dans le panneau. Il semble qu'une valeur du ratio proche de 1 suffise à initier des ruptures de joints cohérentes, c'est-à-dire non diffuses, sur la diagonale et affectant à la fois les joints horizontaux et verticaux.

Si ces séries de simulations nous ont permis de mettre en évidence les bases d'une approche de modélisation nous semblant adaptée au calcul des maçonneries, un travail conséquent reste à fournir pour comprendre plus en détail l'influence de l'ensemble des paramètres du modèle entre eux. A noter que le modèle proposé ici reprend quatre des cinq mécanismes décrits par Lourenço (a,b,c, et e). Seule la rupture diagonale des blocs n'est pas prise en charge ; ceci pour chercher à réduire autant que possible la complexité du modèle de bloc. L'influence de ce choix sur la réponse du panneau mériterait d'être testée. L'absence de ce mécanisme dans la description du modèle peut peut-être expliquer les difficultés rencontrées dans les simulations pour faire coïncider niveaux de rupture et faciès.

Par ailleurs, cet exemple *a priori* assez simple montre de toute évidence les difficultés à maîtriser l'influence de chacun des paramètres du modèle sur la réponse globale de la structure. Il est essentiel de bien comprendre et maîtriser ce genre de tests de base pour pouvoir espérer gérer des modélisations de structures plus complexes ; la représentativité des simulations en dépendant.

Le modèle présenté ci-avant est testé dans les deux sous-sections suivantes sur des structures plus complexes, passant de la modélisation d'un simple panneau à celle d'un mur entier présentant une ouverture ; la modélisation de ce mur permettant d'introduire une dimension structurelle dans la réponse due notamment à la présence de l'ouverture. La réponse d'une structure plus réaliste est ensuite considérée. Les tests réalisés sur le panneau de maçonnerie et sur le mur avec ouverture s'apparentent à des tests 2D ; les mécanismes en présence étant uniquement liés à des mécanismes dans le plan de sollicitation. Le dernier cas présenté ici cherche à mettre en relief l'influence d'une meilleure prise en charge de ces phénoménologies sur le comportement global de la structure faisant intervenir à la fois des mécanismes dans le plan de sollicitation et hors plan (fonctionnement 3D). Nous nous intéressons notamment à la contribution d'une meilleure modélisation des comportements de cisaillement sur le déclenchement des mécanismes de déversement/basculement.

8.1.2 Extension à un mur en cisaillement avec une ouverture

L'extension à des cas plus complexes dont celui du mur avec une ouverture n'est pas traité dans ce manuscrit. Il fait l'objet d'une future communication à l'occasion du XI^{ème} colloque National en Calcul des Structures CSMA 2013.

8.2 Perspectives : vers des approches multi-modèles (rigides/ déformables) et multi-échelles pour une meilleure gestion des temps de calcul

Seulement mis en exergue à la fin du chapitre précédent avec l'évocation de la dynamique corotationnelle, la gestion des temps de simulation n'a pas réellement été abordée dans ce travail alors que ce point est au centre des débats dès lors qu'il s'agit de confronter un choix de modélisation à un autre. L'évaluation de la performance d'un modèle doit être mise en regard de la qualité et de la représentativité des résultats qu'il fournit. Ces deux derniers aspects ont fait clairement l'objet de beaucoup de considération dans cette partie dédiée au calcul des structures maçonnées avec la méthode *NSCD*. Nous nous proposons ici de mettre en évidence des pistes qui nous semblent intéressantes pour aborder la problématique liée à la réduction des temps de calcul.

Les stratégies présentées ci-après résultent de nos réflexions sur les aspects de modélisation des maçonneries découlant des observations faites lors des simulations utilisant la méthode *DEM*. Ces points ne sont pas développés en détail ; les propositions de stratégies de modélisation sont justifiées en référence aux comportements observés et décrits dans ce travail ; les difficultés inhérentes à ces stratégies étant mises en lumière lorsqu'elles sont identifiées. Les aspects liés aux choix de modélisation et aux stratégies numériques sont traités séparément dans les deux sous-sections suivantes.

8.2.1 Approches mixtes/hybrides et *switch* de modèles

Les structures maçonnées sont soumises à des comportements dont les descriptions sont plus ou moins bien prises en charge par les modèles et dépendent des choix de modélisations qu'ils reflètent. Nous nous intéressons ici plus particulièrement à deux aspects bien différents qui sont au coeur de la méthode *NSCD* utilisée dans le logiciel LMGC90 et support de nos simulations ; à savoir la gestion de la discrétisation des corps (modèles «blocs à blocs», modèles de panneaux) et la gestion des choix de modélisation.

Rigide/déformable Comme évoqué précédemment dans la description de la dynamique corotationnelle, les structures maçonnées sont soumises à la fois à des phénomènes qui conduisent à des mouvements de corps rigides (comportements hors plan) et à des phénomènes de confinement pour lesquels il est nécessaire de prendre en compte des comportements plus fins des corps (déformabilité) pour proposer des réponses et des simulations adaptées. La première section de ce chapitre tend à démontrer la nécessité de considérer des modèles suffisamment sophistiqués pour rendre compte correctement du comportement des ouvrages ; ce point ayant été notamment mis en évidence avec l'utilisation de corps

déformables pour la description des phénomènes de cisaillement dans les panneaux de maçonnerie. La description plus complexe de ces modèles conduit inévitablement à une augmentation considérable des temps de calcul due entre autres à une augmentation du nombre de DDL qui incombe l'utilisation de corps déformables ; leur discrétisation étant ô combien même minimaliste. Dans le même temps, il semble qu'une partie des corps de la simulation seulement ne semble devoir être ainsi décrite pour satisfaire aux phénomènes physiques affectant des zones particulières de la maçonnerie. Ces observations nous conduisent à proposer un modèle hybride en corps rigides et en corps déformables ; l'affectation de ces modèles étant adaptée dans les différentes zones de la maçonnerie en fonction des types de mécanismes auxquels elles sont soumises.

Nous nous proposons de mettre en évidence les difficultés liées à ce genre de stratégies de modélisation. Des structures simples de bâtiments (maçonnerie sèche) de petite taille (R+1) sont calculées sous poids propre ; ces structures étant modélisées avec des blocs déformables ou avec des blocs à la fois déformables et rigides. Le modèle totalement déformable fait figure de cas de référence. Deux modèles mixtes sont proposés correspondant à des affectations des modèles déformable ou rigide suivant la direction longitudinale des murs. Le premier modèle mixte (dénommé mixte 1 par la suite) correspond au modèle pour lequel les murs de façade — au niveau desquels se trouvent les ouvertures — sont modélisés en corps rigides et les murs de refend en corps déformables ; et l'inverse pour le second modèle (mixte 2).

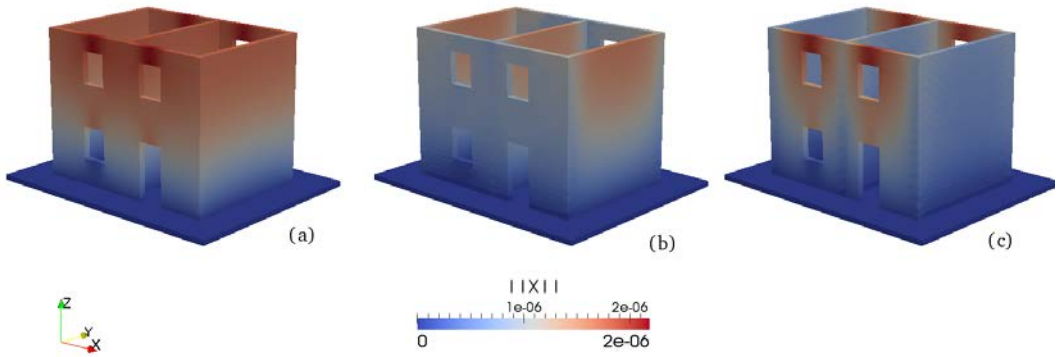


FIGURE 8.15 – Modélisations hybrides – descente de charge : champs de déplacement pour le modèle totalement déformable (a) et les modèles mixtes (b & c) avec un modèle d'interface élastique et avec amortissement

La FIGURE 8.15 montre les résultats obtenus à l'issue de la mise sous poids propre de la maçonnerie (nous nous intéressons ici à la norme des déplacements). Le cas totalement déformable (a) est pris comme référence. Il illustre le tassement de la structure sous son propre poids. Les cas de la descente de charge des modèles mixtes 1 et 2 représentés respectivement en (b) et (c) montrent un comportement pathologique au niveau du recollement entre corps rigides et corps déformables (harpage) même s'il tend à être minimisé ici avec l'utilisation d'un modèle d'interface élastique et amorti. La différence de comportements cinématiques des deux types de modèles conduit à des phénomènes de pincements qui contraignent considérablement la déformation des panneaux déformables ; leur réponse étant de ce fait sensiblement différente de celle obtenue pour le modèle totalement déformable.

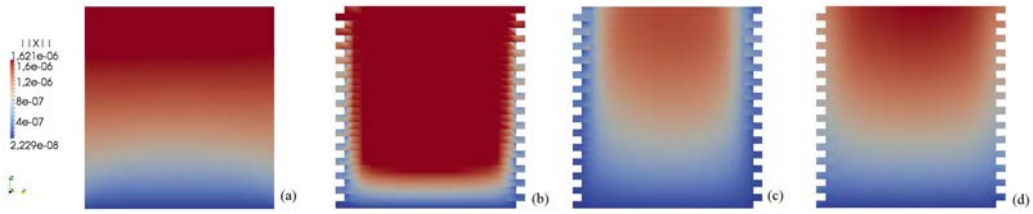


FIGURE 8.16 – Influence du choix de la loi de contact au niveau du recollement entre corps rigides et corps déformables : champs de déplacement au niveau du mur de refend pour le modèle totalement déformable (a) et le modèle mixte 1 avec interface rigide (b), élastique sans amortissement (c) et élastique avec amortissement (d)

Ces différences de cinématiques sont à considérer sérieusement si l'on veut parvenir à utiliser ce type de stratégies de modélisation. Il s'agit de mettre en place des modèles de recollement qui permettent de minimiser ces comportements pathologiques. Une gestion adaptée du recollement semble améliorer considérablement ce problème : l'introduction d'élasticité avec de l'amortissement permettant vraisemblablement d'obtenir des réponses assez proches de la référence (FIGURE 8.16 & 8.17). Sans gestion adaptée des conditions de recollement entre les deux types de modèles, l'information mécanique relative aux panneaux de maçonneries déformables semble peu fiable.

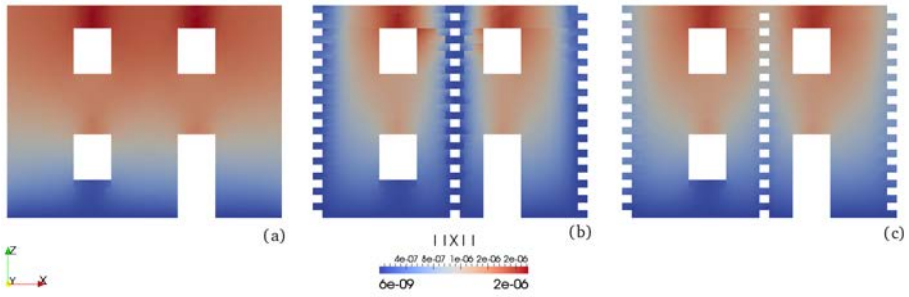


FIGURE 8.17 – Influence du choix de la loi de contact au niveau du recollement entre corps rigides et corps déformables : champs de déplacement au niveau du mur de façade pour le modèle totalement déformable (a) et le modèle mixte 2 avec une interface élastique sans amortissement (b) et élastique avec amortissement (c)

Macro/discret Dans le même ordre d'idées, en fonction de la sollicitation, il semble que des zones de la maçonnerie soient quasiment inertes. Ces zones, même décrites avec des modèles cinématiquement pauvres (modèle rigide par exemple), nécessitent des temps de calcul assez longs — caractéristiques des approches discrètes — mais qui ne semblent pas forcément justifiables étant donné le faible niveau de réarrangement local qui caractérise ces zones dites «mortes». Il semble donc que la discrétisation de la structure ne soit pas tou-

jours adaptée aux comportements prenant part dans la structure. L'utilisation de modèles de panneaux permettant de gérer ces zones dans lesquelles peu d'information mécanique est apportée par la nature discrète du modèle est ainsi envisagée. De multiples représentations sont à imaginer pour reproduire convenablement des comportements de macro-éléments plus ou moins riches. La difficulté majeure de ce genre d'entreprise est de réussir par la suite à faire dialoguer dans la même simulation des objets de tailles très différentes.

Conclusion :*switch* de modèles et adaptation des choix de modélisation aux besoins de la simulation L'idée sous-jacente des stratégies de modélisation présentées ci-avant est d'adapter les choix de modélisation aux exigences des physiques à représenter localement. Dans les différentes zones de la maçonnerie, des modèles sophistiqués *a minima* permettent ainsi de décrire des comportements représentatifs tout en optimisant de ce fait les performances du calcul. Ces choix de modélisation adaptés sont pour l'instant faits *a priori* en début de simulation et n'évoluent plus même si en cours de simulation, les choix initiaux ne semblent plus vraiment adaptés aux comportements locaux en présence. L'adaptation des stratégies de modélisation en cours de calcul en fonction des besoins de la simulation permettrait de pallier ces défauts. Cette stratégie consistant à passer d'une représentation du milieu à une autre en cours de calcul est ambitieuse. Elle fait l'objet d'un travail de recherche (projet SALADYN) auquel participe le LMGC consistant au couplage du code de calcul LMGC90 avec notamment Code_Aster (EDF) et Siconos (INRIA) pour la gestion de tels systèmes multi-échelles.

8.2.2 Stratégies numériques : parallélisation et décomposition de domaines

La maîtrise des temps de simulations peut être envisagée au travers de l'utilisation *ad hoc* de stratégies de modélisation (choix de modèles, discrétisation) comme nous l'avons vu dans la sous-section précédente. Si ces approches semblent intéressantes, de nombreux problèmes restent non résolus pour pouvoir utiliser ces stratégies en phase opérationnelle.

D'autres approches sont développées pour améliorer les performances des codes de calcul. Elles sont de l'ordre de la stratégie numérique plutôt que de la stratégie de modélisation ; ces méthodes étant basées sur des développements informatiques permettant d'utiliser au mieux les ressources à disposition. Nous reviendrons brièvement sur ces aspects développés dans le logiciel LMGC90 dans des travaux de thèse et post-doctoraux notamment ; ces approches semblant incontournables pour réussir à appréhender des simulations toujours plus ambitieuses.

multithreading & multiprocessing Les ordinateurs dits «multithreadés» sont dotés de matériel leur permettant d'exécuter efficacement des *threads* (tâches informatiques) multiples. Ils sont à distinguer des systèmes multiprocesseurs tels que les systèmes multi-cœurs dans la mesure où les *threads* partagent les ressources d'un unique cœur, c'est-à-dire les unités de traitement, le cache processeur et le *translation lookaside buffer*. Le *multithreading* a pour but d'augmenter l'utilisation d'un seul cœur en tirant profit des propriétés des *threads* et de leur niveau de parallélisme. A l'inverse, les systèmes multiprocesseurs incluent plusieurs unités de traitement complètes : l'idée derrière cette approche est d'utiliser

plusieurs cœurs de calcul pour la simulation d'un même processus. Ces deux techniques sont complémentaires et sont parfois combinées.

Le code de calcul LMGC90 est parallélisé permettant ainsi de traiter notamment la résolution du problème de contact de façon plus efficace : plusieurs contacts sont traités simultanément. La parallélisation induit donc que la solution du problème de contact ne soit construite qu'avec des itérés des impulsions de contact calculés lors de l'itération de Gauss-Seidel précédant l'itération courante (stratégie de résolution du contact *SDL, Store Delassus Loop*, TABLE 8.3).

(0) Evaluating all the matrices $W_{\alpha\beta}$
  $k = k + 1$ (NLGS iteration)
  !$OMP PARALLEL PRIVATE (...) SHARED (...) ...
  !$OMP DO ...
    $\alpha = \alpha + 1$ (Contact index)
    (a) Evaluating the right-hand side
      $\mathbf{U}_{\alpha,loc} = \mathbf{U}_{\alpha,free} + \sum_{\beta<\alpha} \mathbb{W}_{\alpha\beta}\mathbb{P}_{\beta}^{k+1} + \sum_{\beta>\alpha} \mathbb{W}_{\alpha\beta}\mathbb{P}_{\beta}^{k}$
    (b) Solving the local problem
  !$OMP ENDDO
  !$OMP END PARALLEL
  Convergence test for $k = 0 \dots k_{max}$

TABLE 8.3 – Gestion des temps de calcul : *multithreading* de l'algorithme *NLGS* pour une amélioration des performances du logiciel LMGC90

DDM (*Decomposition Domain Method*) et méthode *NSCD* La méthode de décomposition de domaines appliquée à la méthode NSCD ou *NSCDD (Non Smooth Contact Domain Decomposition)* ([134], [135]) consiste, pour un domaine donné subdivisé en sous-domaines, à résoudre le problème de contact sous-domaine par sous-domaine en utilisant classiquement la méthode générique *NLGS*. Ces travaux ont été entrepris initialement pour l'étude de matériaux granulaires.

Le domaine est décomposé en sous-domaines de sorte à pouvoir paralléliser le calcul sur plusieurs processeurs. Cette étape de décomposition est réalisée à chaque pas de temps pour prendre en compte les migrations de grains d'un sous-domaine à l'autre. La répartition des grains dans les différents sous domaines est réalisée géométriquement en regard de la position des centres d'inertie des grains pour lesquels l'interaction est commune à deux sous-domaines : le corps le plus proche de la frontière étant considéré comme un grain d'interface (FIGURE 8.18).

Les grains à la frontière sont donc moralement répartis dans plusieurs sous-domaines différents à la fois. La notion de multiplicité des grains est introduite pour caractériser le nombre de sous-domaines dans lesquels se trouve un même grain : les corps qui ne sont pas à la frontière sont de multiplicité 1 tandis que les grains de frontière ont une multiplicité supérieure ou égale à 2 (FIGURE 8.19 (a)). La notion de multiplicité est primordiale pour la consistance du modèle rigide : les masses et inerties des grains sont pris en compte dans chaque sous-domaine en regard de leur multiplicité de sorte à ne pas changer la nature du problème traité due à la multiplication des grains d'interface dans les différents sous-domaines auxquels ils appartiennent. La résolution du problème de contact est en-

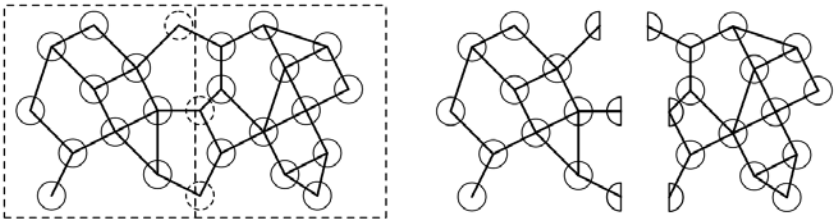
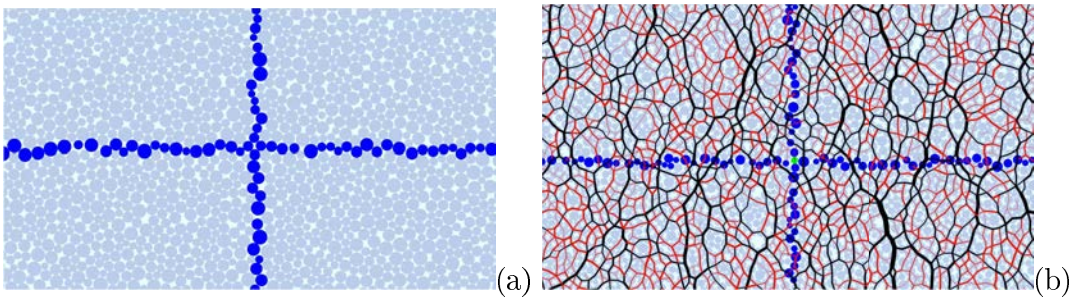


FIGURE 8.18 – Méthode *NSCDD* : répartition des corps en sous-domaines (d'après Visseq [135])

suite réalisée de façon classique sur chaque sous-domaine ; l'introduction de conditions spécifiques permettant de gérer le recollement de la solution aux frontières des différents sous-domaines (FIGURE 8.19 (b)). Les détails algorithmiques et théoriques sont donnés dans les travaux de Iceta [134] et Visseq [136].



(a) (b)

FIGURE 8.19 – Méthode *NSCDD* – essai biaxial sur un échantillon composé de 12000 disques rigides (d'après Visseq [135]) – détails : multiplicité des grains due à leur répartition dans les sous-domaines (multiplicité égale à 1 pour les particules grises, et égale à 2 pour les grains en bleu) (a) – chaines de forces (b) dans une portion de l'échantillon (distinction entre forces fortes $f_n > \bar{f}_n$ et faibles $f_n < \bar{f}_n$ respectivement en noir et rouge ; et grains de multiplicité 1 en gris, 2 en bleu et 3 en vert)

Ces travaux initialement entrepris pour la modélisation d'échantillons polydisperses de disques (2D) ou de sphères (3D) ont été étendus aux calculs d'échantillons composés d'objets polyédriques adaptés notamment au calcul des structures maçonnées (projet DEGRIP [137]) ; la philosophie utilisée pour traiter le problème étant la même. La grande différence apparaît en regard de la nature du problème à proprement parler ; les assemblages particuliers qui structurent les maçonneries amenant à des différences notables sur la proportion des grains d'interface dans l'échantillon notamment. Les structures maçonnées 3D peuvent être considérées comme un assemblage de structures 2D ; raison pour laquelle la proportion des corps d'interface de ces structures est relativement faible en comparaison de celle pour les milieux granulaires 3D (TABLE 8.4).

A noter également que la présence de corps de grande taille modélisant les diaphragmes par rapport à la dimension moyenne des blocs conduit à ce que les corps associés aux diaphragmes aient une multiplicité très élevée en comparaison de celle que l'on trouve pour des échantillons granulaires pour lesquels, même pour le cas d'échantillons polydisperses,

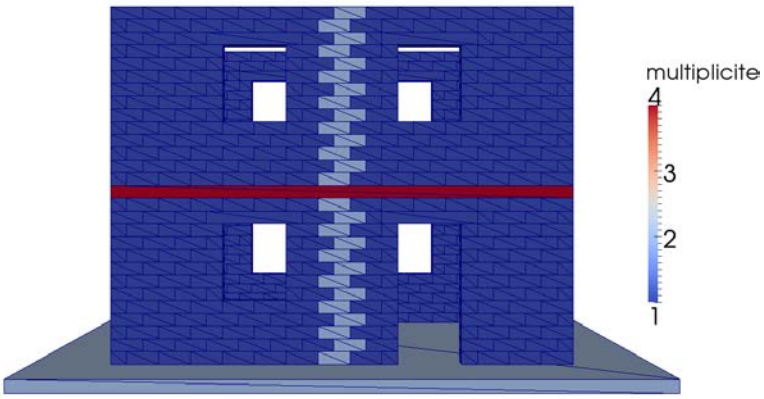


FIGURE 8.20 – Répartition des blocs de maçonneries en 4 sous-domaines – structure R+1 ([137])

Description du test	% particules d'interface	% contacts d'interface
granulaire 2D (biaxial) 12×10^3 disques	4.4%	10.7%
maçonnerie 3D 13×10^3 polyèdres	4.6%	10.2%
granulaire 3D (triaxial) 50×10^3 sphères	7.9%	17.1%
granulaire 3D (triaxial) 90×10^3 sphères	9.1%	15.1%

TABLE 8.4 – Proportion des corps et des contacts d'interface pour des milieux granulaires et des structures maçonnées – cas 2D et 3D ([138])

il n'existe pas un fort gradient sur la taille des particules.

Enfin, il est également important de préciser que la phase de répartition des corps dans les sous-domaines réalisée à chaque pas de temps dans l'étude des milieux granulaires (pour prendre notamment en compte les changements de sous-domaines des grains en écoulement) peut être réalisée beaucoup moins fréquemment dans le cas des maçonneries ; la configuration de contact dans ce type de structure étant stable.

Une étude de "scalabilité" effectuée sur la structure en maçonnerie à un étage (R+1) dont la multiplicité est donnée FIGURE 8.20 est réalisée ; le calcul consistant en une mise sous poids propre de la structure. L'approche séquentielle est comparée à deux approches de parallélisations, l'une utilisant du *multithreading* (OpenMP Ifort) et l'autre un calcul multicoeur (MPI Gfortran). L'influence du nombre de processus (1,2, 4 et 8) sur les durées de simulation est analysée au travers des notions de *speed-up* et d'efficacité. Le *speed-up* correspond au ratio du temps de calcul en séquentiel sur la durée de la simulation en utilisant le parralélisme. L'efficacité d'une méthode parallèle est définie, quant à elle, suivant la relation :

$$e = 100 \times \frac{T_{\text{mono}}}{N_{\text{procs}} T_{\text{multi}}},$$

où N_{procs} est le nombre d'unités de calcul considéré (*threads* ou coeur), T_{multi} est le temps d'exécution obtenu avec ce nombre d'unités de calcul et T_{mono} est le temps d'exécution pour une seule unité de calcul (calcul séquentiel). Une efficacité de 100% est atteinte pour une méthode complètement parallèle, où les calculs réalisés par chaque unité de calcul sont complètement indépendants. Les échanges d'informations entre les unités de calcul dégradent l'efficacité qui passe alors en dessous de 100%. Evidemment, plus l'efficacité d'une méthode de parallèle est proche de 100% plus les temps de latence dus au transfert d'information sont faibles et plus la méthode est performante.

Les résultats de la descente de charge pour lesquels les durées de simulation sont limitées à 500 pas de temps ($dt = 1\ ms$) et pour lesquels les paramètres décrivant la convergence sont fixés à $gs_it_1 = 500$, $gs_it_2 = 50$ et $tol = 0.1666 \times 10^{-3}$, sont donnés graphiquement FIGURE 8.21. Les valeurs numériques décrivant les performances des calculs sont donnés TABLE 8.5. Ces résultats encourageants sont complétés par une seconde étude de "scalabilité" portant sur une structure plus imposante.

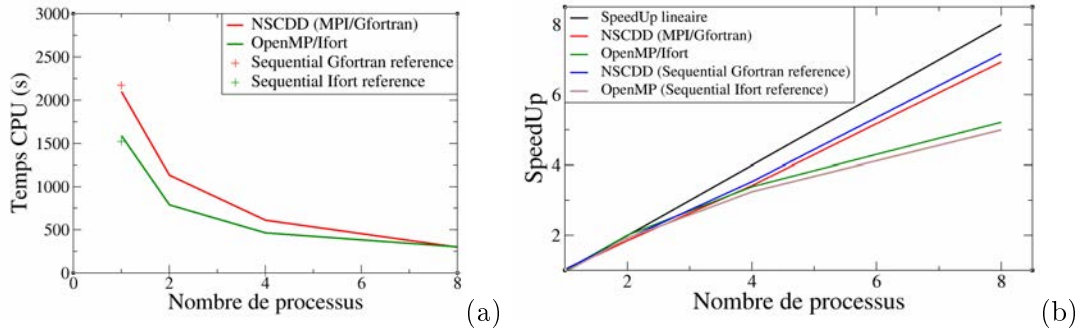


FIGURE 8.21 – Comparaison des durées de simulation (a) et des *speed up* (b) pour différentes méthodes de parallélisation (*multithreading* et *DDM*) – cas d'une descente de charge sur une structure maçonnée de petite dimension (R+1) [138]

A noter que le cas ou le nombre de processus actifs dans le calcul est égal à 1 est particulièrement intéressant. Il s'agit de calculs en séquentiel pur, ou en utilisant la parallélisation en monodomaine ou *monothreading*. Les différences entre les durées de simulation pour les calculs totalement séquentiels CPU* et ceux pour lesquels l'environnement de parallélisation (OpenMP ou MPI) est actif CPU, sont dues à deux phénomènes différents. Dans le cas des approches multithreadées (CPU $>$ CPU*), l'*overhead* est directement imputable à la parallélisation du code. Pour l'approche monodomaine (CPU $<$ CPU*), le gain de temps observé s'explique du fait de l'utilisation d'une surcouche Python pour la gestion des simulations dans la version standard du code (en séquentiel) alors que l'approche NSCDD utilise elle un pilotage en Fortran90 directement conduisant de ce fait à un léger gain de temps. Les *speed up* sont donnés en fonction du temps CPU et CPU* dans la TABLE 8.5.

Un test de performance similaire est réalisé sur un bâtiment plus important de sorte à voir si l'efficacité de la méthode est affectée par la taille de la structure. Un bâtiment de taille plus conséquente représentant un petit immeuble de quatre étages mesurant environ 20 m de long et 10 m de large pour une hauteur de 14 m fait l'objet d'une étude de "scalabilité" plus limitée : seules les performances de l'approche *DDM* sont considérées ;

Nombre processus	MPI/Gfortran			OpenMP/Ifort		
	CPU (s)	SpeedUp	Efficacité	CPU (s)	SpeedUp	Efficacité
1	2100/2170*	1.00/1.03*	1.00	1590/1523*	1.00/0.96*	1.00
2	1133	1.85/1.92*	0.93	790	2.01/1.93*	1.006
4	615	3.41/3.52*	0.85	469	3.39/3.25*	0.85
8	303	6.93/7.15*	0.87	305	5.22/5.00*	0.65

TABLE 8.5 – Performance des calculs : descentes de charge structure maçonnée R+1 suivant différentes stratégies de parallélisation (d'après [138]) : la distinction entre les temps CPU et CPU* dépend de l'activation ou non des environnements de parallélisation (MPI ou OpenMP) : la différence CPU/CPU* n'existe que si le nombre de processus est égal à 1 (CPU* désigne le temps de calcul en séquentiel pur et CPU les temps de calcul en mono domaine ou *monothreading*), *SpeedUp** correspond au *SpeedUp* par rapport au CPU*

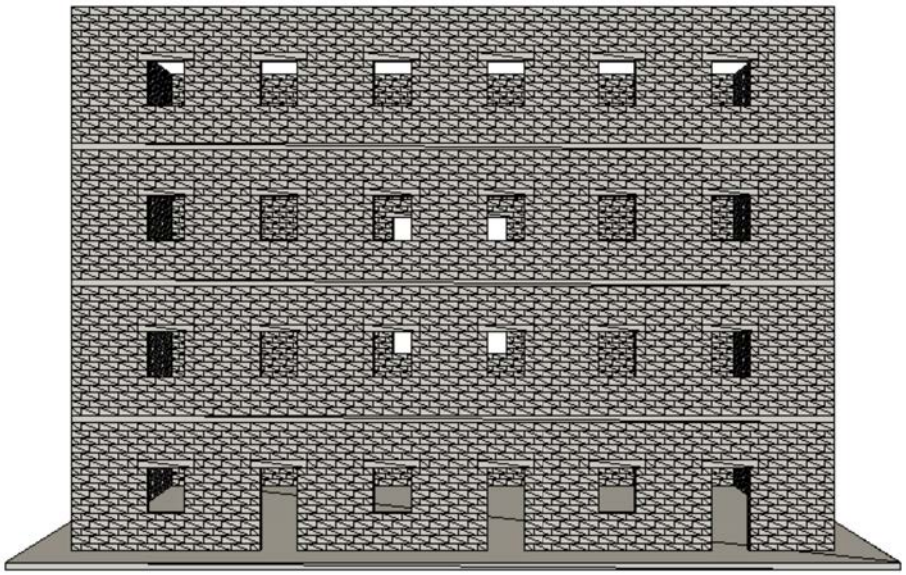


FIGURE 8.22 – Description du bâtiment d'étude utilisé pour le test de performances de la méthode de décomposition de domaines

les temps de simulation étant analysés en regard du nombre de sous-domaines utilisés pour le calcul. Le modèle «blocs à blocs» proposé comporte environ 8000 blocs (FIGURE 8.22). Trois configurations sont utilisées pour réaliser le test : l'une correspondant à un calcul mono domaine pris comme référence, et deux autres comportant respectivement deux et quatre sous-domaines (FIGURE 8.23) ; ces configurations réalisant donc une répartition des étages du bâtiment sur une, deux et quatre unités de calcul. Les planchers et la fondation sont modélisés par un corps rigide et correspondent à la frontière des sous-domaines : l'interface entre les sous-domaines contient donc un seul corps rigide dans chaque cas.

La TABLE 8.6 présente les résultats de l'étude de performances exprimés en termes d'-

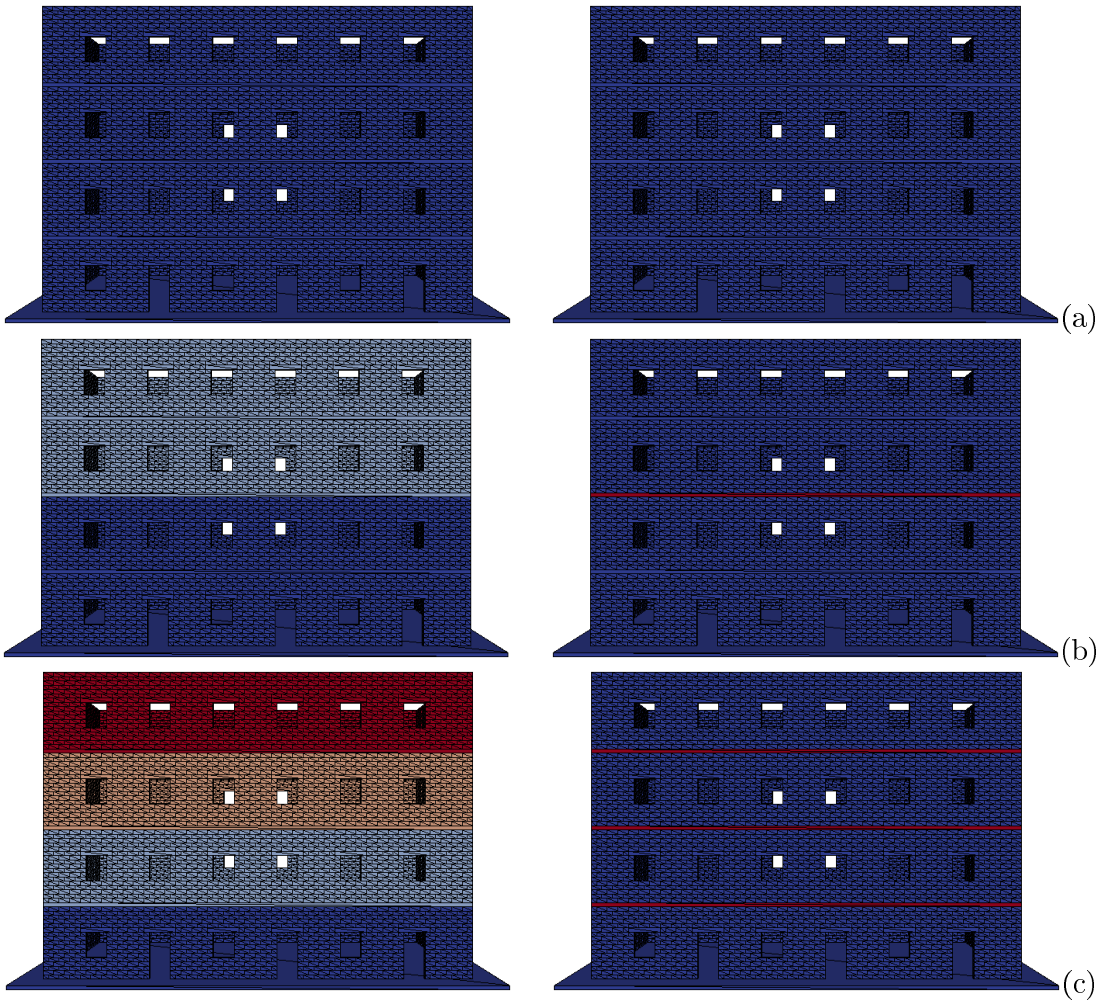


FIGURE 8.23 – Etude de performance de la méthode de décomposition de domaines — découpage en sous-domaines à gauche et multiplicité à droite (multiplicité 1 en bleu, blocs d'interface en rouge) — pour 3 décompositions différentes : mono domaine (a), 2 sous-domaines (b) et 4 sous-domaines (c) (projet DEGRIP [137])

Nombre de sous-domaines	Temps (s)	Efficacité (%)
1	20859	-
2	11464	90.98
4	5772	90.44

TABLE 8.6 – Efficacité de la méthode de décomposition de domaines en fonction du nombre de sous-domaines (projet DEGRIP [137])

efficacité. La méthode de décomposition de domaines proposée présente une efficacité d'environ 90% pour les configurations testées. Ce premier test tend donc à montrer que cette méthode peut-être considérée comme particulièrement performante ; la taille des structures n'introduisant pas de pertes d'efficacité trop importantes. Des études plus poussées doivent cependant être menées sur l'utilisation des méthodes de parallélisation dans la modélisation des maçonneries.

8.3 Conclusion : «*There is no free lunch !*»

Nous avons cherché dans cette partie consacrée à la modélisation des maçonneries avec le logiciel LMGC90 à mettre en évidence l'ensemble des paramètres influençant les simulations numériques d'une façon ou d'une autre, et à mesurer leur influence à proprement parler sur les résultats ; l'enjeu de cette démarche étant finalement de parvenir à proposer une vision claire de l'espace paramétrique dont dépendent les résultats de simulation, et tout particulièrement dans le cas de l'étude de structures maçonnées. Si on ne peut pas dire que cette entreprise ait été menée à son terme, un certain nombre d'enseignements peuvent toutefois être retirés de ces travaux ; certains confirmant des comportements déjà observés en mécanique granulaire, d'autres beaucoup plus spécifiques aux structures maçonnées. Indéniablement, cette partie a cherché à faire le point sur le calcul des maçonneries grâce à la méthode *NSCD* d'une part, et pour un niveau de sophistication donné du logiciel LMGC90 d'autre part. Ceci nous permet ainsi de proposer une vision de la modélisation des structures maçonnées qui nous semble la plus adaptée à l'état d'avancement actuel de l'outil mais également de proposer des perspectives de développement de l'outil nous semblant pertinentes pour aller plus loin dans la simulation de telles structures.

La modélisation doit être envisagée au travers de trois axes nous semblant fondamentaux : la représentativité et la qualité des simulations sans oublier les aspects liés à l'efficacité des stratégies mises en place. Les simulations que nous cherchons à réaliser doivent permettre de rendre compte de manière réaliste du comportement des structures modélisées — les choix de modélisation devant permettre de décrire les physiques en présence —, tout en veillant à garantir un niveau de qualité suffisante des solutions pour éviter les phénomènes d'instabilité numérique et bien sur en cherchant à être le plus économe possible en termes de durée de simulation. Ces trois axes orientent les choix de modélisation et la mise en place des stratégies numériques.

Concernant la modélisation des maçonneries précisément, nous avons cherché à souligner l'importance des aspects liés à la convergence des solutions en montrant notamment les impacts sur les résultats dus à un défaut de convergence, tant localement qu'à l'échelle de la structure. Bien évidemment, la recherche de précision dans les résultats a une influence directe sur les temps de simulation. Si ces effets ont pu être clairement mis en exergue, il n'a ceci dit pas été possible de caractériser les relations qui existent entre la nature des ouvrages modélisés et les choix des paramètres pilotant le solveur de contact et sa convergence pour optimiser les durées de simulation tout en atteignant un niveau de convergence idéal. Si la tendance actuelle est au calcul de solutions insuffisamment convergées, il est essentiel d'être vigilant concernant ces aspects et de vérifier notamment la sensibilité des comportements observés en regard de ces paramètres caractérisant la convergence des solutions. L'ensemble de cette discussion permet finalement de garantir un niveau de qualité à la solution.

La gestion de la qualité numérique de la solution est primordiale. Pour autant elle est totalement inutile si le modèle proposé ne permet pas de décrire suffisamment bien la physique présente dans la structure. La représentativité des simulations est directement liée aux choix de modélisation. Comme nous l'avons vu, il semble inévitable d'aborder la modélisation des maçonneries avec un niveau de sophistication minimal pour pouvoir décrire convenablement les comportements de ces structures. La mise en oeuvre de modèles complexes prenant en compte la déformabilité des éléments de maçonnerie et leur endommagement semble être essentielle pour pouvoir décrire à la fois des niveaux et des faciès de rupture conformes aux observations expérimentales ou *in situ*. Ces considérations portant sur les choix de modélisation doivent être faites également en prenant en compte les aspects de convergence pour garantir à la fois la représentativité des solutions et leur qualité. La gestion des modélisations suivant ces deux approches semble donc indissociable d'une augmentation des coûts de calcul ; la richesse des modèles conduisant notamment à la gestion d'une cinématique plus complète. Un effort considérable doit donc être fourni pour que les durées de simulation restent envisageables : la mise en œuvre de stratégies de modélisations et de stratégies numériques cherchent à réduire autant que possible les durées des simulations et améliorer les performances des calculs.

La maîtrise des temps de calcul est un enjeu important qu'il ne faut pas perdre de vue. Les méthodes discrètes de par leur niveau d'appréhension de la structure sont caractérisées par des durées de simulation relativement longues. Cette difficulté est un frein à leur utilisation notamment dans l'industrie. Les efforts consentis au travers du développement de stratégies numériques cherchent à tirer le meilleur des ressources en matériel mises à disposition pour les simulations. Ces approches permettent de réduire considérablement les temps de calcul amenant les utilisateurs à se lancer dans des calculs plus ambitieux pour des coûts similaires, ou *a contrario* à la multiplication des calculs pour des durées d'utilisation des machines identiques. Cette double perspective que laissent entrevoir ces stratégies est particulièrement intéressante : elle permet de repousser les limites de modélisation imposées par les moyens informatiques supports d'une part, et ouvre la porte à la multiplication des calculs indispensables à des études paramétriques et de sensibilité d'autre part.

L'ensemble des réflexions qui a émergé de cette partie consacrée à la modélisation et portant notamment sur les aspects de représentativité et de qualité des simulations doit absolument être pris en compte dans les modélisations. Ceci est tout particulièrement vrai dès lors que l'on cherche à réaliser des simulations se voulant être prédictives, ce qui est notamment le cas pour des études de vulnérabilité sismique qui sont la finalité de ces travaux. Les cas d'étude présentés dans cette partie sont relativement simples. Il n'a pas été fait état de la génération des modèles qui se révèlent être une partie intégrante du travail de modélisation. Ce travail de mise en données des structures discrètes est difficile étant donné que chaque objet de la simulation possède une description physique et géométrique qui lui est propre. Elle l'est d'autant plus dès lors que l'on cherche à introduire de la variabilité dans ces descriptions. Un outil de mise en données adapté à la modélisation des maçonneries et intégrant les réflexions liées aux perspectives de développement pour le calcul des maçonneries a été développé. Cet outil cherche à rendre possible des études de vulnérabilité sismique en proposant des mises en données *ad hoc* permettant notamment la génération de modèles pour des études paramétriques mais se veut également un outil permettant l'exploration de nouvelles stratégies numériques pour améliorer la modélisation de ces ou-

vrages. Ces aspects liés à la mise en données sont développés dans la partie suivante.

Troisième partie

Maçonneries et *Preprocessing*

Introduction

Contexte et objectifs Les méthodes actuellement utilisées dans les diagnostics de vulnérabilité sismique des bâtiments sont le plus souvent empiriques. Elles se basent sur l'expérience post sismique européenne — riche — mais souvent inadaptée au contexte national. Le parc construit français à l'image du parc européen est majoritairement constitué de structures maçonnées. Si les principaux concepts constructifs liés à ce genre d'architecture s'avèrent être communs d'un pays à l'autre, il n'en demeure pas moins que certaines spécificités peuvent exister. La nature même des matériaux utilisés, par exemple, dans ce genre de structure peut être notamment très différente d'un pays à l'autre, s'avérer être spécifique d'un terroir donné et conduire à des comportements mécaniques particuliers. Les méthodes empiriques semblent inadaptées à la prise en compte de ce genre de spécificités ; et pourraient être une source d'incertitude non négligeable sur les diagnostics de vulnérabilité sismique.

L'enjeu de ces travaux est de proposer, comme alternative aux démarches empiriques existantes pour la définition des courbes de vulnérabilité, le développement d'un outil de simulation numérique dédié aux constructions en maçonnerie. Il s'agit de développer des stratégies de modélisation du comportement dynamique des ouvrages afin de concevoir des méthodes et des outils de définition de courbes de vulnérabilité adaptées aux typologies des constructions rencontrées dans les régions françaises soumises aux effets des séismes. A noter que le terme typologie renvoie à l'ensemble des constructions qui caractérise un domaine d'étude : il peut renvoyer plus précisément à un type architectural donné et à ses variantes, ou à un panel plus large de constructions représentatives d'un terroir, d'un quartier, *etc.* L'originalité de ces travaux est de chercher à tenir compte de la microstructure de la maçonnerie dans la modélisation des bâtiments et donc dans l'analyse de leur comportement *via* des approches discrètes (méthode NSCD, LMGC90), contrairement aux autres méthodes classiquement utilisées dans les approches mécaniques de la vulnérabilité qui optent pour des échelles de modélisation plus lâches.

Méthode DEM et influence sur le *preprocessing* Comme explicitée dans l'introduction générale et la partie consacrée à la modélisation des maçonneries avec la méthode NSCD, la particularité des structures en maçonnerie contrairement aux structures en acier, en bois ou en béton armé est d'être composées d'un assemblage d'éléments : blocs de béton, blocs de pierres, briques, ... De ce fait, les approches classiques de modélisation des structures par éléments finis atteignent leur limite et semblent inadaptées pour représenter convenablement le comportement de ces structures discrètes et notamment les phénomènes de rupture des panneaux de maçonnerie tout en tenant compte de la microstructure du milieu. Ces considérations qui sont au centre de nos travaux, posent de nombreux problèmes notamment liés à la description des échantillons de calcul : un effort considérable doit être

fait lors de la mise en données de ces systèmes multicontacts.

Les codes de calculs scientifiques, comme LMGC90, se basent sur une représentation géométrique des structures modélisées. Si la géométrie des bâtiments en maçonnerie peut être relativement facile à représenter lorsque l'on utilise des «macro-éléments» au sens large du terme (éléments type «murs» par exemple), la discrétisation de la structure à l'échelle de la brique nécessite, quant à elle, de représenter la géométrie de chaque élément et de définir des règles d'interaction entre les éléments en contact. Ainsi, au vu du nombre d'éléments d'un bâtiment — même de petite taille —, ce type de modélisation devient un exercice fastidieux et source d'erreurs. Cette constatation a conduit au développement d'outils au sein du LMGC (Martin et *al.* [139]) permettant de gérer la création de fichiers de données adaptés au format des entrées du code de calcul LMGC90 et ainsi de limiter les erreurs inhérentes à cette étape de description des collections d'objets.

Vers un outil de modélisation dédié à l'étude de la vulnérabilité Les besoins en termes de *preprocessing* sont bien évidemment à relier au contexte d'étude. Celui dans lequel nous nous plaçons est l'étude de la vulnérabilité sismique du bâti maçonné. Comme évoqué dans l'introduction générale, les approches mécaniques sont utilisées pour l'analyse de structures complexes demandant un effort de modélisation particulier ou alors pour l'analyse de typologies menée sur un large panel de bâtiments représentatifs de la dite typologie. Ces deux types d'approches amènent à considérer deux stratégies différentes pour aborder l'étape de mise en données — la génération automatique de modèles pour cibler une typologie ou alors des générations spécifiques—, qui seront toutes deux abordées dans ce chapitre.

• Le préprocesseur «Maison Paramétrée» : En premier lieu est présenté un outil de génération automatique de modèles dédié à l'étude de la vulnérabilité de typologies (études paramétriques). Ce processeur correspond à l'un des éléments d'un outil modulaire développé pour l'étude de parcs bâtis, chaque module répondant à des fonctionnalités bien distinctes. Un préprocesseur permet de générer, pour des typologies de bâti données, des modèles de calcul de structures représentatifs, qui sont ensuite, via le logiciel de calcul LMGC90, soumis à des chargements sismiques quasi-statiques (pushover) ou dynamiques (accélérogrammes). Enfin, un dernier module de post-traitement permet, à l'issue de la simulation, de définir des courbes de vulnérabilité.

La représentativité des modèles fournis par ce préprocesseur est essentielle à la définition précise de la vulnérabilité. Elle repose sur une définition rigoureuse de la typologie ciblée et de la variabilité intrinsèque qui lui est associée. Les paramètres d'ordre géométriques — dimensions des murs, des ouvertures, répartition dans la structure, *etc.* — ou structuraux — présence de renforcements (chaînages), de murs de refend, matériaux utilisés — sont définis au travers d'intervalles représentants la variabilité de la typologie. La cohérence des modèles est obtenue en effectuant une analyse discriminante de la combinatoire résultante.

Les modèles ainsi obtenus sont ensuite calculés en utilisant le code de calcul LMGC90. A l'issue des simulations, des traitements spécifiques basés sur une analyse de l'endommagement structurel subi lors de la sollicitation permet d'appréhender la vulnérabilité de ces structures. A terme, il est question de construire des courbes de vulnérabilité pour chacune des structures modélisées ; une analyse statistique des résultats devant permettre,

par suite, de dégager des tendances et des critères d'endommagement à différentes échelles en fonction du niveau d'analyse des données obtenues. Ces tendances traduisent une estimation de la vulnérabilité sismique d'une typologie spécifique de bâti pour laquelle le niveau d'incertitude est maîtrisé.

• Les outils de génération spécifique : Les approches automatiques ne sont plus adaptées dès lors que les bâtiments ou structures étudiés ne rentrent plus dans le cadre défini par les hypothèses fortes qui permettent ces approches automatiques. Il en est de même lorsque l'étude du comportement mécanique de ces structures doit tenir compte de spécificités telles que les modèles et stratégies proposés dans l'outil «Maison Paramétrée» (MP) ne sont plus adaptés. Pour ces bâtiments, des mises en données spécifiques peuvent être envisagées, comme tend à le montrer la dernière section de cette partie. Les études en termes d'endommagement et *in fine* de vulnérabilité peuvent alors nécessiter des développements spécifiques qui ne seront pas évoqués dans ces travaux.

Chapitre 9

Mise en place d'un outil dédié à la génération automatique de modèles pour la définition de courbes de vulnérabilité : la «Maison Paramétrée»

Sommaire

9.1 Un Outil Dédié aux Etudes de Vulnérabilité 266
9.1.1 Rôle du préprocesseur et spécificités dues à une approche automatique de la mise en données 266
9.1.2 Stratégie adoptée : une approche basée sur une décomposition hiérarchique de la structure et une métrique adaptée 269
9.2 Définition d'un Espace Paramétrique Représentatif 271
9.2.1 Des hypothèses imposées par le retour d'expérience post-sismique mais conditionnées par l'aspect paramétrique de l'outil 272
9.2.2 Prise en compte de l'agression sismique 280
9.2.3 Une interface graphique facilitant la saisie des paramètres de génération : la «MP–GUI» 284
9.2.4 Stratégie d'assemblage 287
9.3 Au Delà du *Preprocessing* 290
9.3.1 Options de modélisation et gestion stratégique de la simulation numérique 290
9.3.2 Mise en place d'une visualisation dédiée et d'un post-traitement adapté au type de sollicitation 297
9.4 Limites, Évolutions et Perspectives d'Utilisation 301
9.4.1 Limites et évolutions de l'outil 301
9.4.2 Cadre d'étude et champs d'utilisation de l'outil 307

Le développement du préprocesseur «MP» est apparu très rapidement comme une nécessité pour générer des modèles de façon simple, automatique et fiable. De ce point de vue, il ne semble pas très différent des outils similaires qui sont utilisés classiquement pour la mise en données de ce genre de systèmes dynamiques. Ce chapitre cherche à montrer que l'outil développé va au-delà de cette fonctionnalité de base.

La «Maison Paramétrée», qui s'appuie sur le préprocesseur de LMGC90, a été développé en considérant les exigences de la thématique. Il est ainsi adapté à la génération à la volée de structures discrètes répondant aux principales caractéristiques structurales que l'on trouve dans le bâti maçonné et prend en charge la gestion de la sollicitation sismique pour des analyses quasi-statiques ou dynamiques. Si ces points semblent renvoyer à des fonctionnalités de base que doit gérer tout préprocesseur (description des systèmes à simuler et application des conditions aux limites), il intervient également de façon indirecte sur les processus de calcul ou de post-traitement en adaptant les modèles à des stratégies de calcul particulières ou en conditionnant les systèmes afin de bénéficier de visualisations et post-traitements «métiers».

Ce chapitre revient sur les hypothèses sur lesquelles repose la conception de cet outil. Nous prendrons le soin de mettre en relief l'ensemble de ces règles apparues au travers de considérations de génie civil, mais également apparues en prenant en compte le contexte de la vulnérabilité sismique ou encore le choix de la méthode DEM pour modéliser ces structures. L'ensemble de ces hypothèses a conduit à des choix de modélisation assumés et qui seront justifiés ici. Les fonctionnalités qui sortent du cadre classique du *preprocessing* sont ensuite décrites plus en avant. Enfin, les limites de l'outil sont abordées ainsi que ses perspectives d'évolution et d'utilisation.

9.1 Un outil dédié à des études de vulnérabilité sismique des structures maçonnées

Cette première section vise à revenir sur le rôle du préprocesseur dans le cadre de la génération automatique que se propose de gérer l'outil «Maison Paramétrée» et présente finalement le cahier des charges auquel l'outil doit répondre au vu du cadre d'étude.

9.1.1 Rôle du préprocesseur et spécificités dues à une approche automatique de la mise en données

Cahier des Charges Le préprocesseur doit permettre de fournir au logiciel de calcul LMGC90, des modèles de calcul fiables, représentatifs d'une typologie donnée. Cette simple description de l'outil regroupe l'ensemble des points sur lesquels a été rédigé le cahier des charges de l'outil et qui sont détaillés ici :

- L'outil doit permettre de générer des modèles numériques de maçonnerie exploitables par le logiciel LMGC90.
- La génération de ces modèles doit être suffisamment simple et automatique pour pouvoir fournir un grand nombre de modèles.
- Les modèles doivent être représentatifs des typologies de bâti maçonné identifiées pour l'étude de la vulnérabilité.

Ces trois impératifs nous ont conduit à appréhender la conceptualisation du préprocesseur «MP» de façon particulière, décrite ci-après.

Un modèle numérique adapté à la DEM...

Le premier point revient simplement sur les fonctionnalités de base de cet outil qui doit permettre de fournir au code de calcul des fichiers d'entrées en accord avec le formalisme attendu par le logiciel. Les modèles doivent répondre aux exigences de la description des

systèmes telle qu'attendue par le logiciel LMGC90 et notamment gérer la caractérisation de la géométrie de l'ensemble des corps de la collection d'objets, l'affectation des lois de comportement sur ces mêmes corps et la description des règles d'interaction entre eux. Il est lié au choix de la méthode DEM dans notre approche. La gestion de la sollicitation sismique se cache également à travers la définition des modèles numériques proposés.

... et basé sur une approche paramétrique du bâti maçonné
Le deuxième point abordé ici qui spécifie que l'étape de génération doit rester suffisamment simple pour pouvoir être faite automatiquement, est quant à lui spécifique de la thématique vulnérabilité sismique, et en particulier du type d'approche mécanique que l'outil se propose d'aborder. La caractérisation de typologies par ces approches consiste à modéliser un large panel de bâtiments représentatifs de la typologie ciblée (tirage de Monte Carlo). Pour répondre à cet impératif fort, il a été décidé d'aborder la modélisation des structures maçonnées au travers d'un espace paramétrique ; ceci conduisant à limiter le champ des bâtiments susceptibles d'être modélisés à celui des bâtiments «courants». Enfin, le troisième point aborde la caractérisation de ces bâtiments et finalement la description précise de cet espace paramétrique : les modèles doivent tenir compte des spécificités des typologies ciblées que les méthodes empiriques ne pourraient pas caractériser, leur bonne représentativité étant essentielle à la définition précise de la vulnérabilité. Ce point est abordé dans le paragraphe suivant.

Tout l'enjeu de ce préprocesseur consiste donc à faire coexister l'ensemble de ces impératifs dans un même modèle : l'espace paramétrique utilisé pour décrire les structures maçonnées doit être suffisamment riche pour être représentatif de la variabilité au sein des typologies, mais adapté à des générations automatiques tout en se complaisant aux exigences de mise en données du logiciel LMGC90. Il doit finalement permettre la description d'un modèle «blocs à blocs» à partir d'un jeu de paramètres donné censé représenter au mieux la structure géométrique d'un bâtiment donné, ses spécificités de conception et les matériaux utilisés dans sa mise en œuvre.

Bâtiments «courants» et approche paramétrée du bâti maçonné : cadre général
L'ensemble des contraintes identifiées précédemment ont conduits à restreindre le champ d'application de l'outil aux bâtiments dits «courants». Cette dénomination regroupe les bâtiments qui répondent à des types constructifs très classiques dont un exemple type est représenté FIGURE 9.1. Ils sont caractérisés avant tout par leur régularité en plan et en élévation (structures parallélépipédiques). Le critère de régularité constitue une hypothèse qui limite énormément le champ d'étude de la vulnérabilité des ouvrages, ce critère constituant l'un des facteurs de vulnérabilité identifié dans le chapitre d'introduction générale. Cette hypothèse a été faite pour faciliter le développement informatique de l'outil. La prise en compte des irrégularités des bâtiments figurent parmi les premières perspectives d'évolution du préprocesseur «MP». Ces bâtiments réguliers présentent des étages identiques (disposition et dimension des ouvertures, nature des diaphragmes horizontaux) contrairement aux rez-de-chaussées pouvant être particularisés. Ceci permet de rendre compte de la configuration de petits immeubles présentant des transparences dues à la présence de commerces en rez-de-chaussée, et qui sont couramment rencontrés dans le parc bâti.

Il est important d'avoir à l'esprit que l'outil doit permettre de faire des diagnostics de bâtiments existants. Les paramètres utilisés dans la description de ces bâtiments sont des

FIGURE 9.1 – Exemple de bâtiment «courant» modélisable par le préprocesseur «Maison Paramétrée» (Crédit photo : détail 10, rue de l'Epine, ellipse insulaire, centre ville de Strasbourg, www.archi-strasbourg.org)

paramètres qualitatifs susceptibles d'être obtenus lors de missions de terrain et de diagnostics visuels des structures ; et identique à ceux obtenus lors d'évaluations sommaires de la vulnérabilité (reconnaissance structurale, identification de facteurs de vulnérabilités, *etc*). Aucun test physique sur les structures, prises d'échantillons de matériaux, *etc* ne sont envisagés pour collecter des informations plus précises sur les structures à modéliser.

Les paramètres utilisés pour décrire les bâtiments sont de trois types. Ils renvoient à des considérations géométriques (dimension des murs, des ouvertures, *etc.*), structurelles (liaison des murs entre eux, nature des diaphragmes horizontaux, présence de renforcements, *etc.*) et comportementales (matériaux utilisés, nature des joints). Enfin, un jeu de paramètres qualifiant la sollicitation permet de compléter le jeu de données nécessaire à la génération d'un modèle de calcul au séisme. Les principaux paramètres (géométriques et structuraux) renvoient bien évidemment à des considérations de vulnérabilité et sont le plus souvent à associer aux principaux facteurs de vulnérabilité : la TABLE 9.1 donnent certains de ces paramètres. L'ensemble complet des paramètres est quant à lui détaillé plus en avant dans la section suivante.

Echelle	Pramètres géométriques	Paramètres structuraux
Bâtiment	- nombre d'étages - hauteur inter-étage - dimensions des murs d'enceinte	- nature des diaphragmes horizontaux - liaison des diaphragmes aux étages / renforcements (options de chaînage)
Etage	- nombre de murs de refend - position des murs de refend	- liaison naturelle entre les murs - options de chaînage entre les murs
Mur	- nombre d'ouvertures et types - position des ouvertures	- liaison entre les trumeaux

TABLE 9.1 – Paramètres types (d'ordre géométriques et structuraux) utilisés pour la mise en données de la «Maison Paramétrée»

9.1.2 Stratégie adoptée : une approche basée sur une décomposition hiérarchique de la structure et une métrique adaptée

Echelles de modélisation et approche hiérarchique du bâtiment Le préprocesseur s'appuie sur une décomposition sémantique hiérarchique du bâtiment en entités toujours plus simples reliées entre elles, ce qui permet de gérer les différentes échelles de modélisation. Le bâtiment est considéré au travers d'un premier niveau de décomposition et est vu comme un ensemble d'étages reliés entre eux par des diaphragmes horizontaux (planchers ou toiture) souples ou rigides, chaînés ou non. A l'échelle d'un étage, la décomposition se fait en identifiant les différents types de murs (murs d'enceinte, mur de refend) et grâce à la caractérisation des principes d'assemblages de ces murs entre eux (présence de harpage ou non, de chaînages verticaux, *etc.*). Ensuite, toujours en descendant les échelles et en allant toujours plus loin dans la description de la structure, les murs qui sont susceptibles de comporter des ouvertures peuvent être assimilés à des assemblages de panneaux de maçonnerie spécifiques (trumeaux, allèges, linteaux). Ces dernières entités sont finalement discrétisées à l'échelle du «bloc» pour une approche détaillée de la structure ou par des «macro-éléments» tenant compte des faciès de rupture observés en contexte sismique. L'ensemble de l'approche de décomposition est illustrée FIGURE 9.2.

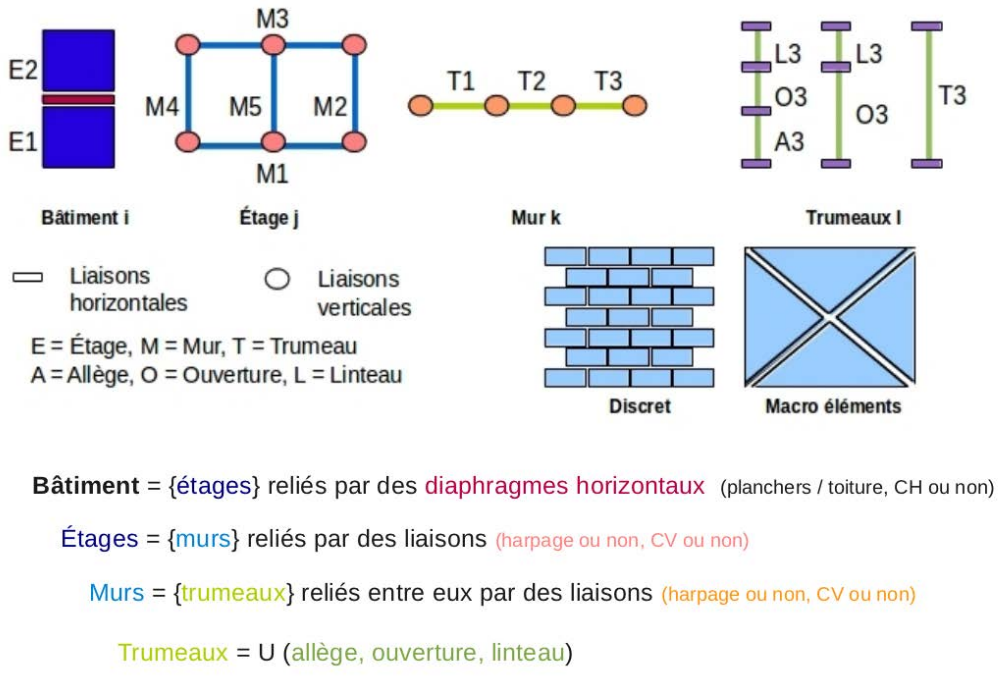


FIGURE 9.2 – Approche par décomposition hiérarchique du bâtiment utilisée dans le préprocesseur «Maison Paramétrée»

Cette décomposition permet de sérier les différents panneaux de maçonnerie suivant leur rôle structurel. Ainsi, les porteurs verticaux qui assurent réellement la descente de charge sont facilement identifiables (trumeaux) par rapport aux autres portions de la maçonnerie (linteaux ou allèges) qui interviennent plus dans le comportement d'ensemble de la structure. Cette décomposition sous-jacente peut être utilisée pour adapter la modélisation à des stratégies numériques particulières (approches mixtes rigides/déformables, DEM/FEM). Elle permet également des visualisations ou des post-traitements spécifiques

comme l'évaluation de l'endommagement dans la maçonnerie. Cette décomposition de la structure facilite notamment la localisation et l'identification de la nature des dommages, mais également la gestion des échelles de dommage. Ces aspects sont abordés en détail à la fin de cette section.

A noter que l'approche choisie s'inspire de la stratégie de modélisation mise en place dans la méthode FME (Tremuri) consistant à identifier des zones endommageables dans la maçonnerie et à traiter ces zones de façon spécifique. Ceci étant dit, contrairement à cette méthode, notre approche ne réduit pas le comportement de la structure à celui de ces panneaux endommageables : la notion de nœuds rigides présente notamment dans le logiciel Tremuri est totalement absente. La totalité de la maçonnerie est modélisée. Par ailleurs les comportements pris en charge ne sont pas limités aux comportements en plan : les ruines par basculement de murs sont gérées. La décomposition intervient essentiellement dans le processus de post traitement et est utilisée pour remonter les échelles de dommage.

Une métrique adaptée à une discrétisation simple et régulière de la maçonnerie
Si l'ensemble du procédé de décomposition hiérarchique présenté ci-avant, qui s'appuie sur les aspects métriques et structuraux du bâtiment, semble assez naturel, son implémentation présente des difficultés. La dernière étape qui consiste à passer des panneaux de maçonnerie à un assemblage discret concentre bien évidemment toutes ces difficultés ; cette étape de discrétisation dépendant bien évidemment des types de maçonneries et de leur nature (forme et dimension des blocs, type d'appareillage, *etc.*) qui, comme vu dans le paragraphe d'introduction générale, sont très variés.

L'une des stratégies envisagées pour passer du panneau de maçonnerie à un assemblage de blocs consisterait à appliquer des algorithmes de découpages qui tiendraient compte des règles de l'art, *etc.* Cette approche est séduisante mais très difficile à implémenter, et ce même à l'échelle d'un panneau simple ; de trop nombreux paramètres étant à prendre en compte à commencer par l'irrégularité des blocs. La stratégie utilisée dans l'outil paramétré repose sur des hypothèses fortes, réduisant les typologies de maçonneries modélisables par l'outil aux maçonneries régulières fortement appareillées (appareil simple en panneresse). Le choix de cette discrétisation s'est fait naturellement en regard de considérations métriques : des règles de constructions assez simples peuvent être définies dès lors que l'ensemble des dimensions caractéristiques d'un bâtiment sont exprimées en nombre entier de demi briques, la brique étant considérées comme un parallélépipède régulier de dimension $L \times l \times h$, où une demie longueur de brique L est égale à la largeur l du bloc.

La dimension des blocs est donc une mesure étalon dans l'outil «Maison Paramétrée» et a permis de rendre scriptable le procédé de génération de modèles «blocs à blocs» de façon robuste, et sans nécessité de développement trop important. L'outil écrit en Python utilise des routines du préprocesseur classique de LMGC90 ; le travail sur ce préprocesseur expert ayant été d'automatiser l'utilisation de ces routines de base pour construire à la volée des modèles de maçonnerie rentrant dans le cahier des charges.

La FIGURE 9.3, qui est une vue éclatée d'un modèle «blocs à blocs» généré grâce à l'outil, illustre parfaitement ces hypothèses sur lesquelles reposent la description des structures maçonnées avec l'outil «MP» (régularité en plan et en élévation, régularité de la discrétisation, *etc.*) et sans lesquelles il aurait été très difficile d'envisager des générations

automatiques de modèles.

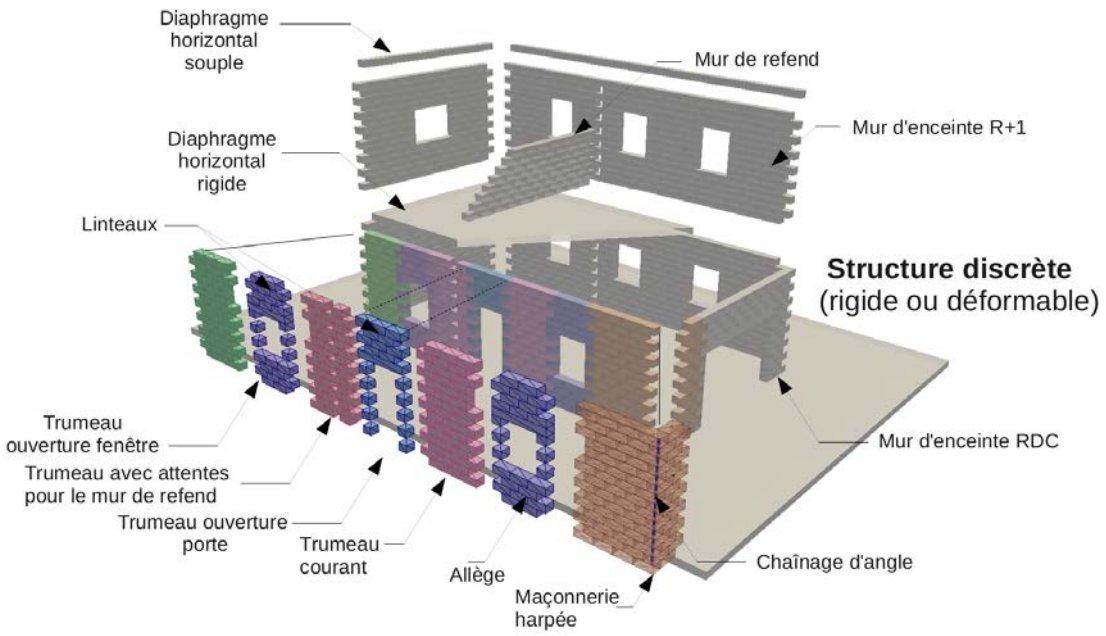


Figure 9.3 – Vue éclatée d'un modèle «blocs à blocs» obtenu avec l'outil «Maison Paramétrée» basé sur une discrétisation simple et régulière de la maçonnerie

A noter que ces choix sont totalement assumés. Ils ont été motivés avant tout par des impératifs de temps. La «simplicité» feinte de cette approche réduit considérablement les types de maçonneries pouvant être modélisés, certes, mais permet, avant tout, de disposer de modèles «blocs à blocs» répondant aux règles de l'art. La nature discrète de la maçonnerie est respectée et totalement prise en compte : l'outil, de ce fait, permet bel et bien de tenir compte des effets d'un certain niveau de microstructure sur le comportement global du système.

9.2 Définition d'un espace paramétrique cohérent avec les principaux facteurs de vulnérabilité identifiés grâce au retour d'expérience, adapté à la modélisation automatique de bâtiments «courants» : cadre des hypothèses et justification des choix de modélisation

Comme nous avons pu déjà le préciser, il est primordial de définir rigoureusement les typologies dont on cherche à caractériser la vulnérabilité pour pouvoir réduire les incertitudes sur les diagnostics. Pour une typologie donnée, une étude en amont doit permettre de qualifier précisément la variabilité intrinsèque qui lui est associée. Les paramètres — d'ordre géométriques ou structuraux —, utilisés pour décrire aux mieux ces bâtiments courants, sont alors définis au travers d'intervalles censés représenter la variabilité de la typologie. Chaque modèle représentatif de la typologie étudiée est construit sur la base d'un

jeu de paramètres résultant de tirages dans l'ensemble de cet espace paramétrique. Or, si la représentativité des modèles dépend évidemment de la richesse de cet espace paramétrique afin que l'ensemble des principaux facteurs de vulnérabilité puisse y être décrit, il doit paradoxalement être réduit pour faciliter l'automatisation du processus de génération.

L'enjeu de cette section est de décrire de façon plus précise l'espace paramétrique choisi pour représenter les structures maçonnées dans le cadre de nos travaux. Les paramètres d'ordre structuraux sont détaillés en premier lieu. La gestion dans le modèle de la sollicitation sismique est également abordée. La description des modèles nécessitant une centaine de paramètres, une interface graphique a été implémentée pour faciliter la saisie de ces paramètres. Les principales fonctionnalités d'aide à la saisie de l'interface «MP-GUI» sont données à la fin de cette section.

9.2.1 Des hypothèses imposées par le retour d'expérience post-sismique mais conditionnées par l'aspect paramétrique de l'outil

Les paramètres donnés ci-après cherchent à décrire les principaux dispositifs structurels détaillés dans le chapitre d'introduction générale, qui sont, pour beaucoup d'entre eux, associés à des facteurs de vulnérabilité (degré de liaison des porteurs verticaux entre eux ou aux diaphragmes, présence de murs de refend, *etc.*). Nous nous emploierons ici à montrer le rôle de ces paramètres dans la description de la structure et la prise en compte de sa vulnérabilité, mais également les choix de modélisation inhérents à la prise en compte de telle ou telle caractéristique. Une documentation technique renvoyant aux noms précis des variables, et aux valeurs à affecter à ces paramètres est disponible. Nous ne rentrerons pas dans ce détail ici.

Les paramètres sont présentés dans un ordre *a priori* logique, de sorte que transparaisse autant que possible la logique de construction propre à l'outil qui se base à la fois sur des considérations de génie civil mais également sur des aspects purement techniques liés à l'implémentation. L'ensemble des paramètres est détaillé en Annexe D

Définition du type de maçonnerie Comme précisé précédemment, l'une des hypothèses fortes sur laquelle repose l'implémentation du préprocesseur expert, est de réduire les typologies aux maçonneries régulières fortement appareillées (appareillage simple en panneresse). Si les aspects liés à la microstructure de la maçonnerie semblent figés avec cette hypothèse, une certaine variabilité peut toutefois s'exprimer au travers de la nature des blocs et du liant entrant dans la composition de la maçonnerie.

• Blocs

- *choix de discrétisation :*

Les blocs ou éléments de corps sont le constituant principal de la maçonnerie. Ils sont assimilés à des blocs parallélépipédiques rectangulaires de dimensions $(L \times l \times h)$. Il a été précisé précédemment que la largeur l des blocs équivaut à une demie longueur L afin de faciliter les assemblages de murs et notamment le harpage. Se faisant, le demi bloc s'avère être une valeur étalon de la structure. Différents types de blocs sont présents dans les assemblages. On distingue les blocs standard dont les dimensions ont été précisées ci-avant, les demi blocs $(l \times l \times h)$ et les linteaux dont la longueur dépend bien évidemment des dimensions des ouvertures. Toutes les dimensions métriques étant ramenées à une valeur

entière de demi blocs, les linteaux peuvent donc être assimilés à des blocs de dimensions $(n \cdot l \times l \times h)$, où n dépend de l'ouverture. Cette métrique est adaptée en cas de présence de murs de refend dans la structure. La valeur étalon est alors le quart de bloc $(\frac{l}{2} \times l \times h)$; les blocs $\frac{3}{4}$ faisant leur apparition $(\frac{3\times L}{4} \times l \times h)$. A noter que toutes les dimensions sont données en mètres. Plus largement, le préprocesseur utilise les Unités du Système International (USI).

- *choix de modélisation :*

En dehors des caractéristiques métriques des blocs, le choix du matériau s'avère être un élément prépondérant à considérer pour tenir compte de la variabilité des structures. La description des matériaux se fait usuellement au travers de paramètres caractéristiques tels que la masse volumique ρ, le module d'Young des blocs E, *etc.* Le préprocesseur «Maison Paramétrée» prend en entrée certains de ces paramètres en fonction des choix de modélisations qui sont faits : pour une description de la maçonnerie en blocs rigides, la donnée de la masse volumique ρ suffit à renseigner complètement le modèle. Dans le cas de corps déformables, le choix des paramètres dépend de la complexité du modèle FEM utilisé. En première approximation, un modèle élastique linéaire décrit le comportement des blocs ; modèle décrit par la donnée de la masse volumique du matériau ρ et de son module d'Young E. Pour ce qui est des aspects liés à la discrétisation des corps, ou plus généralement aux aspects liés à l'utilisation de corps déformables pour représenter les blocs de la maçonnerie, des précisions seront apportées dans l'avant dernière section de ce chapitre. La FIGURE 9.4 représente les assemblages typiques que l'outil «MP» peut décrire.

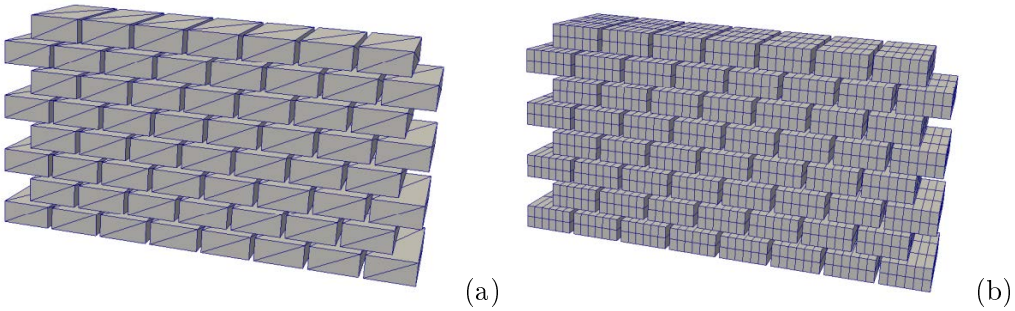


FIGURE 9.4 – Exemples types de modélisations du milieu maçonnerie obtenus avec le préprocesseur «Maison Paramétrée» : blocs rigides (a), blocs déformables (discrétisation en éléments hexaédraux) (b)

• Liant

La présence ou l'absence d'un liant est une autre caractéristique forte du milieu maçonné. Elle permet de faire la distinction entre les maçonneries «sèches» et les maçonneries à joints de mortier. L'outil permet la modélisation des deux types de maçonneries. Le comportement du joint est pris en compte grâce à différentes lois d'interaction permettant de modéliser du frottement sec ou alors de la cohésion entre les blocs. Ces lois ont été décrites plus en détail dans la partie B de ce manuscrit. Nous invitons le lecteur à s'y référer. Parmi les nombreuses lois existantes dans le code de calcul LMGC90, il a été décidé d'utiliser la loi de Coulomb qui pilote les phénomènes de frottement sec uniquement grâce au coefficient de frottement entre blocs μ. Pour ce qui est des maçonneries de mortier dont le calage est toujours délicat, il a été décidé d'utiliser les lois type CZM (*Cohesive Zone Model*) [126]. Les paramètres qui permettent de caractériser cette loi et qui sont discutés dans la

partie B, sont définis par défaut dans le préprocesseur. Seul le coefficient de frottement est donné par l'utilisateur ($\mu = \mu_{statique} = \mu_{dynamique}$). La donnée de ce coefficient est donc finalement le seul paramètre physique que donne l'utilisateur à l'outil, indépendamment du choix de la présence ou de l'absence de mortier pour représenter la maçonnerie.

REMARQUE GÉNÉRALE : L'ensemble de ces choix de modélisations, portant aussi bien sur le corps que sur le liant, a été fait pour permettre de stabiliser une version de l'outil fonctionnelle. Bien entendu, ces choix ne sont pas définitifs ; l'outil ayant été conçu comme un outil évolutif facile à enrichir. Nous reviendrons sur ces perspectives d'évolution à la fin de ce chapitre. Il vient immédiatement à l'esprit que les choix des lois de comportement pour les objets déformables doivent être notamment discutés, tout comme les aspects liés à la discrétisation des blocs ou à la caractérisation des lois d'interface pour lesquelles les aspects de calage doivent être affinés. Ces problématiques sont des thématiques d'étude à part entière qui doivent être prise en considération indépendamment de l'outil «Maison Paramétrée» ; les éclairages apportés par ce type d'étude devant être par la suite intégrés à l'outil afin de permettre la meilleure représentativité possible des modèles fournis par le préprocesseur.

Gestion de la configuration du bâtiment Les principaux paramètres permettant de gérer la configuration de la structure ont été évoqués dans la section précédente de ce chapitre. Ils renvoient à la description des dimensions des porteurs verticaux et de leur dimensionnement. Nous aborderons ces aspects ici en considérant deux représentations usuelles des bâtiments en génie civil, à savoir les configurations en plan et en élévation du bâtiment (FIGURE 9.5).

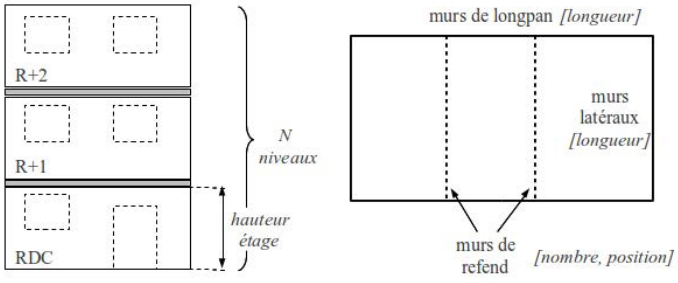


FIGURE 9.5 – Gestion de la configuration du bâtiment avec l'outil «Maison Paramétrée»

• configuration en élévation
Comme le suggère la décomposition hiérarchique du bâti présentée ci-avant, un bâtiment peut être considéré comme un ensemble d'étages, les diaphragmes horizontaux assurant la liason entre ces éléments. La configuration en élévation des bâtiments est ainsi caractérisée au travers du nombre d'étages que comporte la structure ($RDC, R+1, \ldots, R+n$) et la hauteur sous plafond de ces niveaux ; hauteur considérée comme uniforme sur l'ensemble du bâtiment.

• configuration en plan
Si l'on en vient à s'intéresser aux étages, la configuration en plan cherche à décrire l'ensem-

ble des porteurs verticaux de la maçonnerie. L'outil «MP» ne gère qu'un seul type de porteurs verticaux, à savoir les murs de maçonnerie. Par la suite, il est envisagé de compléter le type de porteur en intégrant notamment des poteaux dans la modélisation. La distinction entre deux types de murs est faite :

- *murs d'enceinte :*
Les murs d'enceinte délimitent le périmètre du bâtiment. Au vu des hypothèses de régularité, la seule donnée des longueurs des murs de longpan et des murs latéraux suffit à décrire la forme du bâtiment.

- *murs de refend :*
Ces murs, qui assurent le contreventement de la structure, sont quant à eux décrits au travers de leur nombre et de leur positionnement dans le bâtiment. A noter que ces murs ne peuvent être construits qu'entre les murs de longpan ; la donnée de la longueur de ce type de murs étant indirectement donnée par celle des murs latéraux. Il est important de noter également que la présence de ce type de mur conditionne fortement la disposition des ouvertures (fenêtres, portes) dans notre approche. Ce point est abordé plus en détail par la suite. Enfin, pour des facilités d'implémentation, le positionnement des murs de refend est paramétré en fonction de celui des ouvertures (FIGURE 9.6) ; l'absence d'ouvertures sur un mur de longpan conduisant à l'impossibilité d'intégrer des murs de refend dans le modèle. Ce choix est très contestable et a été fait pour alléger le nombre de paramètres à saisir pour décrire les structures. Des perspectives d'évolution seront données en fin de chapitre pour remédier à cette prise en compte très limitée de ces porteurs.

La disposition des porteurs verticaux décrite ci-avant est reportée d'étage en étage, de sorte qu'il y ait continuité des porteurs sur toute la hauteur de la structure, et que la descente de charge puisse s'opérer convenablement.

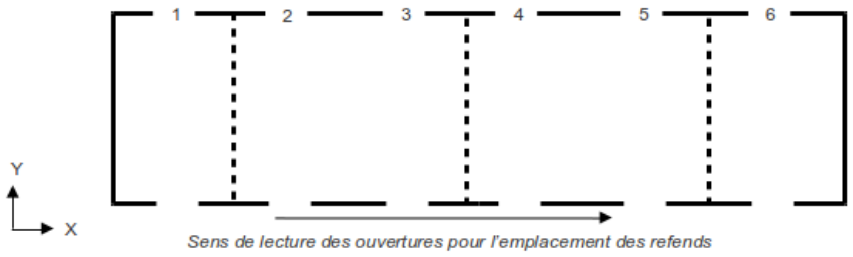


FIGURE 9.6 – Exemple de positionnement des murs de refend en fonction des ouvertures avec l'outil «Maison Paramétrée» : 3 murs de refend, chacun positionné entre deux ouvertures

Gestion des diaphragmes horizontaux Les diaphragmes horizontaux sont considérés dans notre approche de décomposition des bâtiments comme les dispositifs structuraux qui relient les étages entre eux (planchers) ou aux conditions limites du système, imposées dans le cas de la fondation, ou libres pour ce qui est de la toiture. Nous distinguerons dans notre approche avec le préprocesseur «MP» les cas de la fondation et ceux des planchers et toitures du fait des rôles très différents qu'ils jouent dans notre modèle.

• Fondations
Les différents types de fondation qui ont pu être évoqués dans l'introduction générale et que l'on trouve usuellement associés dans les constructions en maçonneries, ne sont pas gérés par l'outil. La fondation, qui soutient le bâtiment, est modélisée par un seul élément rigide sur lequel sont appliquées les conditions aux limites (encastrement dans le cas du «pushover», signal sismique en temporel). Le type de fondation qui correspond le mieux à la modélisation proposée est le radier. Cette hypothèse simplificatrice est discutée en fin de chapitre. Les fondations, en tant qu'éléments rigides, sont caractérisées par la masse volumique $\rho_{fondation}$ du matériau les constituant. A noter que cette valeur n'est pas du tout prise en compte dans la réponse de la structure dans le cas présent, l'ensemble des degrés de liberté du corps de la fondation étant imposés. Pour ce qui est de ses dimensions, elles sont ajustées automatiquement aux dimensions des murs d'enceinte.

• Planchers et toitures
La gestion des planchers et des toitures est abordée de la même façon avec l'outil «Maison Paramétrée». Elle renvoie en l'occurrence au rôle de diaphragme horizontal joué ou non par ces éléments de structures en cas de sollicitation. Si les planchers et toitures sont suffisamment rigides pour reporter les efforts sur les porteurs verticaux, alors leur rôle structurel est pris en compte : ils sont modélisés par des éléments rigides dont la masse volumique ($\rho_{plancher}$ / $\rho_{toiture}$) est adaptée au niveau de chargement de ces derniers ; deux niveaux de chargement — lourd et léger — ayant été prédéfinis dans le préprocesseur ($\lambda_{leger} = 100\ kg/m^2$ et $\lambda_{lourd} = 300\ kg/m^2$). Dans le cas des planchers souples qui n'apportent aucune rigidité à la structure, les planchers sont assimilés à une assise de blocs particuliers dont la masse volumique tient compte des chargements surfaciques cités ci-avant.

REMARQUE : L'approche tout ou rien adoptée pour la modélisation des planchers et des toitures permet de sérier les diaphragmes en deux types, suivant qu'ils apportent de la rigidité à la structure (toitures terrasses, planchers en béton armé, *etc.*) ou non. Les diaphragmes souples sont traditionnellement associés aux planchers en bois et aux charpentes insuffisamment boisées. Cette approche est bien évidemment très simpliste, que l'on considère la modélisation des diaphragmes *a priori* rigides ou au contraire des diaphragmes souples : pour ce qui est des diaphragmes rigides, aucune déformation des dalles n'est permise. Quant aux diaphragmes souples, les pièces maîtresses qui apportent de la rigidité à la structure ne sont pas du tout prises en compte dans le modèle, même lorsqu'elles sont fortement ancrées dans la maçonnerie.
A noter également que la définition des charges surfaciques par défaut pourrait être abandonnée, le chargement des planchers et de la toiture devenant un paramètre du modèle à faire varier et dont on pourrait tenir compte dans les études de vulnérabilité.

Gestion des ouvertures :
• Répartition des ouvertures et dimensions
Comme suggéré au travers de la description faite des bâtiments «courants» que doit permettre de modéliser l'outil «MP», les hypothèses liées à la régularité des structures en élévation ont un impact direct sur la répartition des ouvertures. Les étages, hors rez-de-chaussée, sont absolument identiques : le nombre d'ouvertures, le type (portes/fenêtres), la répartition ou encore les dimensions sont les mêmes sur tous les étages d'une même façade.

Les paramètres gérant la dimension des ouvertures — hauteur d'allège, hauteur et largeur de l'ouvrant (FIGURE 9.7) —, leur nombre et leur répartition sont donnés distinctement pour les étages courants des quatre façades du bâtiment et également pour celles au rez-de-chaussée. Ce parti pris permet d'introduire un peu d'irrégularité dans la structure.

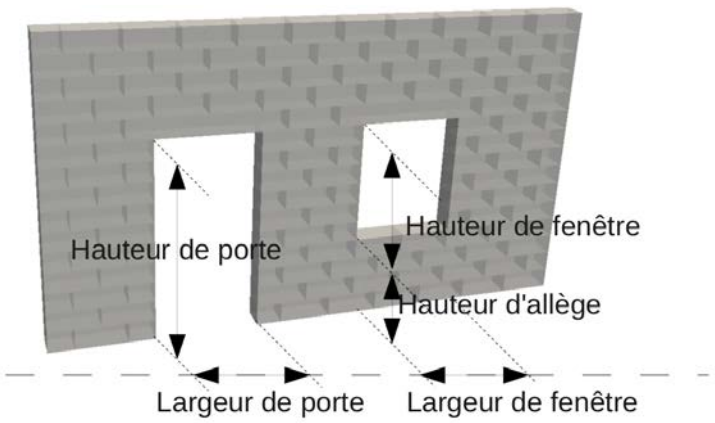


FIGURE 9.7 – Dimensionnement des ouvertures (portes, fenêtres) avec l'outil «Maison Paramétrée»

S'il est besoin de le rappeler, les dimensions des ouvertures sont ramenées à la métrique spécifique de l'outil, *id est* à un nombre entier de demis blocs en ce qui concerne leur largeur, et à un nombre entier d'assises pour ce qui est de la hauteur de l'ouverture ou de la hauteur de l'allège. Pour des raisons d'implémentation, la hauteur sous linteaux est uniformisée, en d'autres termes $h_{porte} = h_{fenetre} + h_{allege}$.
A noter que la différenciation des ouvertures suivant les façades et le type de niveau conduit à multiplier les paramètres (une trentaine de paramètres par étage, TABLE 9.2). Il serait tout à fait possible de distinguer les ouvertures à chaque étage de chaque façade, mais cela se ferait au prix d'un jeu de paramètres encore plus lourd à renseigner.

• Cas de la présence de murs de refend
Comme évoqués précédemment, les murs de refend sont positionnés entre deux ouvertures d'un mur de longpan pour des raisons d'implémentation ; ce qui présuppose que les ouvertures entre les deux murs longitudinaux soient identiques. Si le mur longitudinal principal possède une configuration, du point de vue de ses ouvertures, compatible avec la création de murs de refend, alors cette configuration est utilisée pour l'autre mur, de sorte que les trumeaux accueillant les murs de refend soient en vis-à-vis.

Gestion des liaisons L'un des principaux facteurs de vulnérabilité provient du manque de liaison entre les différentes entités structurales qui composent un bâtiment, qu'il s'agisse aussi bien du liaisonnement des porteurs verticaux entre eux ou avec les diaphragmes horizontaux. Nous distinguerons ici les dispositions techniques inhérentes à la construction des maçonneries de façon générale (liaisonnement «naturel») et les aspects liés aux renforcements et qui sont apparus avec les différents cadres normatifs régissant la construction.

• Liaisonnement naturel
L'outil propose deux modes d'assemblage des murs en maçonnerie. Les murs sont harpés

		Façade F1	Façade F2	Façade F3	Façade F4
RDC	Nombre fenêtres	*param1_F1_rdc*	*param1_F2_rdc*	*param1_F3_rdc*	*param1_F4_rdc*
	Nombre portes	*param2_F1_rdc*	*param2_F2_rdc*	*param2_F3_rdc*	*param2_F4_rdc*
	Ordre des ouvertures	*param3_F1_rdc*	*param3_F2_rdc*	*param3_F3_rdc*	*param3_F4_rdc*
	hauteur d'allège de fenêtre (en m)	*param4_F1_rdc*	*param4_F2_rdc*	*param4_F3_rdc*	*param4_F4_rdc*
	hauteur de fenêtre (en m)	*param5_F1_rdc*	*param5_F2_rdc*	*param5_F3_rdc*	*param5_F4_rdc*
	largeur de fenêtre (en m)	*param6_F1_rdc*	*param6_F2_rdc*	*param6_F3_rdc*	*param6_F4_rdc*
	largeur de porte (en m)	*param7_F1_rdc*	*param7_F2_rdc*	*param7_F3_rdc*	*param7_F4_rdc*
	hauteur de porte (en m)	*param8_F1_rdc*	*param8_F2_rdc*	*param8_F3_rdc*	*param8_F4_rdc*
Etages courants	Nombre fenêtres	*param1_F1_r+n*	*param1_F2_r+n*	*param1_F3_r+n*	*param1_F4_r+n*
	Nombre portes	*param2_F1_r+n*	*param2_F2_r+n*	*param2_F3_r+n*	*param2_F4_r+n*
	Ordre des ouvertures	*param3_F1_r+n*	*param3_F2_r+n*	*param3_F3_r+n*	*param3_F4_r+n*
	hauteur d'allège de fenêtre (en m)	*param4_F1_r+n*	*param4_F2_r+n*	*param4_F3_r+n*	*param4_F4_r+n*
	hauteur de fenêtre (en m)	*param5_F1_r+n*	*param5_F2_r+n*	*param5_F3_r+n*	*param5_F4_r+n*
	largeur de fenêtre (en m)	*param6_F1_r+n*	*param6_F2_r+n*	*param6_F3_r+n*	*param6_F4_r+n*
	largeur de porte (en m)	*param7_F1_r+n*	*param7_F2_r+n*	*param7_F3_r+n*	*param7_F4_r+n*
	hauteur de porte (en m)	*param8_F1_r+n*	*param8_F2_r+n*	*param8_F3_r+n*	*param8_F4_r+n*

TABLE 9.2 – Jeu de paramètres utilisé pour la gestion des ouvertures avec l'outil «Maison Paramétrée»

ou tout simplement accolés. Cette description du niveau d'ancrage des murs de maçonnerie entre eux est très rudimentaire et bien entendu très restrictive. Ceci étant dit, elle permet de mettre en évidence des comportements très marqués. Concernant l'ancrage naturel des planchers ou de la toiture aux murs de maçonnerie, aucune disposition particulière n'est envisagée dans l'outil.

• Renforcement

- *options de chaînages :*

Les aspects liés au renforcement des structures est bien entendu une caractéristique importante à prendre en compte lors du diagnostic des structures. Nous avons donc cherché à définir différents niveaux de renforcement parasismique considérées au travers de la notion d'option de chaînage. Ces options permettent de considérer indépendamment différents types de chaînage pour la structure, et donc de rigidifier localement la structure avec une certaine variabilité. On distingue, parmi ces types de renforcement, les chaînages horizontaux et les chaînages verticaux.

Parmi les chaînages horizontaux, la distinction est faite entre les renforcements qui se situent au niveau de la toiture ou au contraire au niveau des planchers. Ce type de chaînage s'apparente à des ceintures en béton armé qui cerclent la structure en élévation, au

niveau notamment des étages et des planchers. Ces renforcements permettent d'augmenter la rigidité des diaphragmes. Au regard des choix de modélisation faits dans l'outil pour la prise en charge des diaphragmes souples ou rigides, il découle immédiatement que seuls les diaphragmes souples peuvent se voir affecter ce genre de renforcements ; les dalles modélisant les diaphragmes rigides étant décrites par des éléments infiniment rigides dans notre approche.

Concernant les chaînages verticaux, des options de chaînage plus nombreuses sont gérées par l'outil «Maison Paramétrée». On distingue notamment :

- les chaînages verticaux d'angle, situés aux angles des murs d'enceinte de la maçonnerie,
- les chaînages verticaux de longpan, qui servent à rigidifier les murs de grande longueur,
- les chaînages verticaux de refend, permettant de renforcer l'ancrage des murs de refend dans les murs de longpan,
- les chaînages verticaux d'ouverture, permettant de cercler latéralement portes et fenêtres.

L'outil permet de gérer simplement le cas d'un renforcement parasismique où tous les types de chaînages sont considérés dans le modèle, ou au contraire permet de spécifier des options de chaînage particulières. La FIGURE 9.8 illustre un modèle prenant en compte un renforcement parasismique.

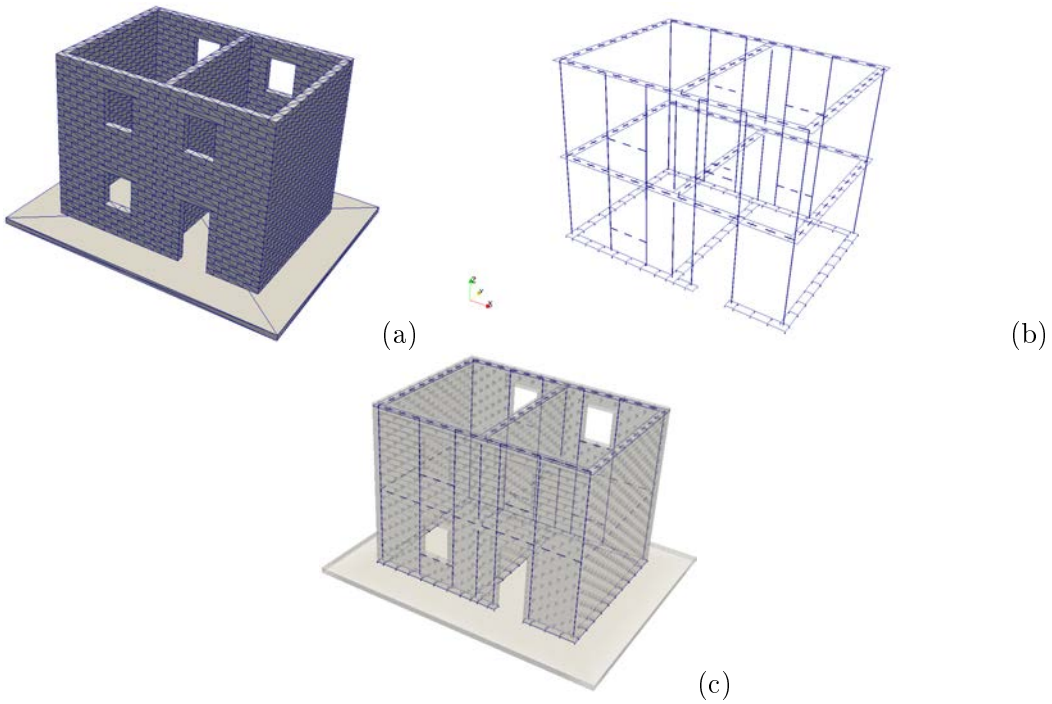


FIGURE 9.8 – Gestion des renforcements avec l'outil «Maison Paramétrée» : Exemple d'une structure avec renforcement parasismique (structure (a), chaînages (b), vue d'ensemble (c))

- *modélisation des chaînages :*

Ces renforcements cherchent à rigidifier la structure en augmentant notamment la résis-

tance à la flexion et au cisaillement des assemblages de blocs. Cette phénoménologie est gérée par l'outil «MP» grâce à une loi d'interaction spécifique définie entre des points attachés aux blocs. La loi utilisée agit comme un câble élastique fragile entre ces deux points. L'idée derrière cette première approche est de précontraindre le câble, de sorte d'augmenter artificiellement la contrainte normale sur les faces des blocs, et par suite d'augmenter la résistance au cisaillement de la structure du fait de l'augmentation des forces de frottement (FIGURE 9.9).

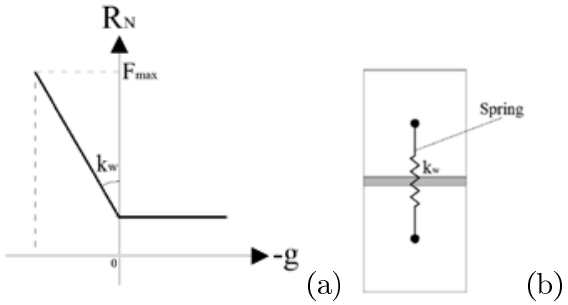


FIGURE 9.9 – Stratégie utilisée avec l'outil «Maison Paramétrée» pour la modélisation des renforcements par chaînage

Conclusion La paramétrisation permet de définir les caractéristiques essentielles pour modéliser les bâtiments :

- Caractérisation de la discrétisation (dimensions des blocs maçonnés),
- Configuration de la structure (dimensions, tailles et nombres d'ouvertures),
- Nature des diaphragmes horizontaux (type de plancher, type de toiture),
- Liaisons entre les différents éléments.

En dépit de certaines hypothèses drastiques limitant les possibilités de modélisations, faire varier l'ensemble de ces paramètres permet de couvrir une large étendue de typologies de constructions. La simulation de ces modèles mécaniques sous chargement sismique permet d'obtenir des réponses variées et pathologiques des structures, et doit, de ce fait, permettre de mener des premières études de vulnérabilité. Le choix du mode de sollicitation est bien évidemment à discuter sérieusement, l'analyse de la vulnérabilité étant bien évidemment directement liée à ce choix.

9.2.2 Prise en compte de l'agression sismique

La prise en compte du chargement sismique est également gérée par le préprocesseur expert ; la sollicitation du système étant bien entendu partie intégrante de la description du modèle numérique. L'outil développé cherche à proposer une nouvelle approche mécanique pour l'étude de la vulnérabilité du bâti maçonné. Comme nous avons pu le préciser auparavant lors de la présentation de ces approches mécaniques, deux types d'analyses non linéaires — quasi-statique («pushover») ou dynamique (temporel) — sont usuellement utilisées pour ce type d'étude. L'outil «MP» propose de considérer ces deux approches. Un certain nombre de paramètres sont utilisés pour décrire ces deux stratégies différentes permettant de prendre en considération l'évènement sismique. Ils sont présentés dans les deux

paragraphes suivants.

Approche temporelle L'approche la plus naturelle de la sollicitation est bien évidemment l'approche temporelle utilisant des enregistrements réels de séismes. La sollicitation dynamique temporelle est définie par des accélérogrammes à 3 composantes (X, Y et Z). Une base de données de 10 accélérogrammes caractéristiques de la sismicité métropolitaine a été constituée en séries (variant entre 0 et 9 — TABLE 9.3).

Les accélérogrammes sont caractérisés par un pga maximal dans une des 3 directions. Ils peuvent être ajustés proportionnellement à un pga cible à donner en paramètre. La direction principale d'un séisme est associée à celle pour laquelle le pga est maximum. Les accélérogrammes recalés en amplitude sur le *pga* à atteindre étant donnés en accélération, ils sont automatiquement intégrés pour pouvoir se conformer au formalisme d'entrée du code de calcul LMGC90 qui ne prend en compte que des chargements en vitesse ou en force (FIGURE 9.10 (accélérations et vitesses en fonction du temps sont données en unités SI)). La sollicitation est appliquée à la fondation.

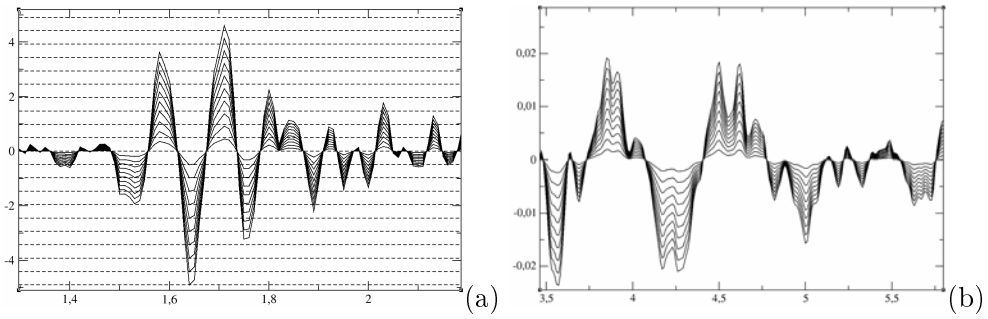


FIGURE 9.10 – Calage des accélérogrammes sur le *pga* cible et intégration : cas du séisme d'Argelès (série 9, accélération maximale suivant la direction Z) : (a) détail du recalage de la composante Z sur 10 niveaux d'accélération (0.05 g, 0.10 g, $\cdots$, 0.50 g), (b) intégration en vitesse (composante Z, détail)

En plus du choix de la série et de l'accélération cible visée, l'utilisateur peut choisir de ne soumettre les ouvrages qu'à certaines composantes des accélérogrammes (choix de la direction de sollicitation) ou bien de définir la direction du modèle suivant laquelle est appliquée la direction principale du signal ; ce type d'options étant censées permettre de mener des études spécifiques. De façon plus générale, l'ensemble des options mises en place permet d'introduire des configurations assez variées de la sollicitation sismique et de ce fait, semble convenir pour mener des études de vulnérabilité sur les structures.

Approche quasi-statique «pushover» L'approche «pushover» et son adaptation aux structures discrètes est décrite plus en détail dans la dernière partie de ce travail. Nous ne reviendrons ici que sur le paramétrage utilisé pour décrire l'approche quasi-statique implémentée dans le préprocesseur «Maison Paramétrée». Il reprend les principales caractéristiques décrites lors de la présentation de ce mode d'analyse ; à savoir la distribution des efforts latéraux ou la direction et le sens de poussée. L'outil propose deux types de distributions : triangulaire inversée et uniforme. Il n'est pas pris en considération des aspects liés à l'excentrement de ces chargements. Le nombre de simulations différentes réalisables

	Série 1	Série 2	Série 3	Série 4	Série 5	Série 6	Série 7	Série 8	Série 9	Série 10
Numéro d'enregistrement	139	242	365	372	490	847	1312	1900	6115	Argeles Gazost
Nom du séisme	Friuli	Valnerina	Lazio-Abbruzzo	Lazio-Abbruzzo	Spitak (AS)	Umbro-Marchigiano	Ano Liosia	Kalamata	Kozani	Argeles Gazost
Date	15/09/1976	07/09/1977	07/05/1984	07/05/1984	07/12/1988	26/03/1998	07/09/1999	10/06/1987	13/05/1993	17/11/2006
Magnitude	6.0	6.0	5.9	5.9	5.1	5.5	6.0	5.4	6.5	4.9 (Ml ren)
Station d'enregistrement	Breginj_ Fabrika IGLI	Cascia	Atina	???	Gukasian	Sellano Ovest	Athens 2 (Chalandri District)	Kyparrisia-Agriculture Bank	Kozani Prefecture	PYLO
Type de site (EC 8)	A	A	A	A	?	A	B	A	A	A
Profondeur focale (km)	8	4	11	11	8	41	7	30	14	11
Mécanisme au foyer	Normal	Normal	Normal	Normal	Décrochement	Inverse	Normal	Inverse	Normal	Normal
Distance focale (km)	25	6	12	60	40	58	20	34	17	5
Composantes	NS, EW, Z	NS, EW, Z	NS, EW, Z	NS, EW, Z	NS, EW, Z	NS, EW, Z	NS, EW, Z	NS, EW, Z	NS, EW, Z	NS, EW, Z
Durée totale de l'enregistrement (s)	25 s	25s	30 s	30 s	23 s	60 s	28 s	25 s	22 s	43 s
Durée de l'enregistrement après troncature (s)	10 s	10 s	10 s	10 s	7 s	10 s	8 s	6.25 s	10 s	8 s
Pas d'échantillonnage	0.01 s	0.01 s	0.01 s	0.01 s	0.01 s	0.01 s	0.01 s	0.01 s	0.01 s	0.01 s
Accélération horizontale maximale enregistrée (g)	0.414	0.20	0.11	0.13	0.115	0.024	0.16	0.10	0.21	0.065
Composante pga max	Y	Y	Y	X	Y	Y	Y	Y	X	Z

Table 9.3 – Base de données accélérométriques représentative du contexte métropolitain utilisée dans l'outil «Maison Paramétrée»

avec ce jeu de paramètres est donné FIGURE 9.11.

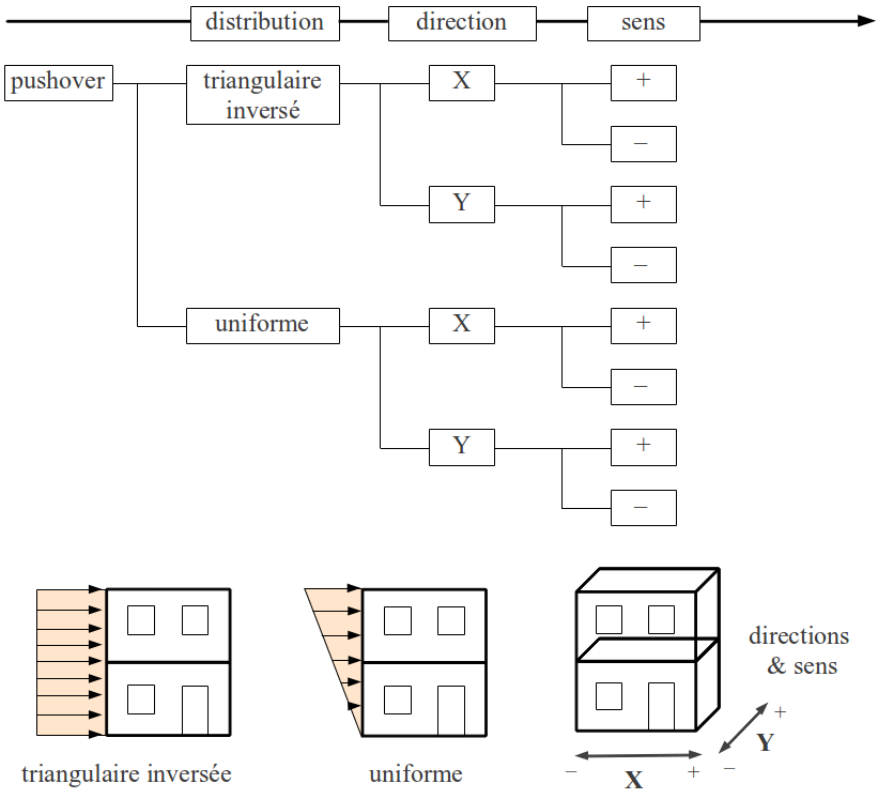


FIGURE 9.11 – Panel des simulations «pushover» réalisable avec l'outil «Maison Paramétrée»

9.2.3 Une interface graphique facilitant la saisie des paramètres de génération : la «MP–GUI»

Une centaine de paramètres est nécessaire pour décrire totalement les bâtiments avec le préprocesseur «MP». L'ensemble de ces paramètres est défini dans un fichier de données ***data.py***, qui ensuite est traité par le préprocesseur. La saisie de ces paramètres peut s'avérer être fastidieuse — des erreurs de typage peuvent conduire à des problèmes d'exécution du programme —, redondante (notamment concernant la description des ouvertures), voire complètement inutile, la totalité des paramètres devant être initialisés même s'ils ne sont pas utilisés à proprement parler. C'est le cas par exemple pour la gestion des ouvertures : les paramètres liés aux ouvertures d'une façade donnée doivent tous être renseignés même si le bâtiment ne comporte pas d'ouverture sur la façade en question. Un autre cas classique est celui de la gestion de la sollicitation : tous les paramètres liés à la caractérisation de la sollicitation doivent être renseignés même si certains paramètres sont spécifiques à des types particuliers de sollicitation. Le préprocesseur ne peut générer de modèles qu'à partir d'un jeu complet de paramètres, les paramètres «inutiles» à la description du bâtiment à modéliser pouvant être réduits à une valeur aberrante pourvu qu'elle respecte le type de la variable.

Pour répondre à ces problèmes de mise en données et pour plus de convivialité, une interface graphique basique écrite en Python et utilisant la libraire *Tkinter* a été mise au point. Ce paragraphe se propose de revenir brièvement sur la façon dont est gérée la mise en données grâce à cette «surcouche».

Description générale de l'interface Les paramètres sont regroupés en fonction du type de renseignements et du niveau d'information auxquels ils donnent accès en plusieurs fiches (FIGURE 9.12) :

- Matériaux, permettant la description des composants de la maçonnerie (milieu),
- Bâtiment, cherchant à caractériser les principes de conception de la structure et les modes constructifs utilisés (structure),
- Ouvertures, décrivant les ouvertures par façade et type d'étage (4 fiches),
- Sollicitation, définissant et pilotant le chargement sismique.

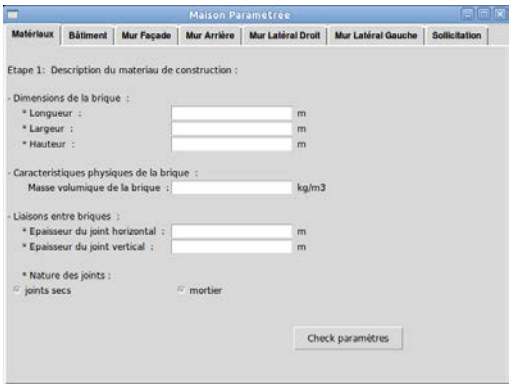


FIGURE 9.12 – Interface graphique «MP–GUI»

Le détail des fiches est donné en Annexe D.

Gestion des types des variables Les variables utilisées pour la description de l'espace paramétrique représentant les bâtiments courants sont de différents types suivant leur nature. Les paramètres liés à des aspects métriques (dimensions des murs, des blocs, *etc.*) sont bien évidemment donnés par des variables réelles. Les paramètres liés à des aspects de dénombrements (nombre d'étages, nombre de fenêtres/portes pour tel ou tel niveau de telle ou telle façade, textitetc.) sont donnés par des variables appartenant aux entiers naturels. De nombreux paramètres servent juste à attester de la prise en compte d'une option de modélisation ou non (murs harpés ou non, absence ou présence de chaînage vertical d'angle, *etc.*). Ils sont décrits par des variables booléennes. Enfin, des variables spécifiques liées à l'ordonnancement de certains objets et des ouvertures notamment, sont de type «liste». L'interface graphique permet d'aider à la saisie des paramètres en vérifiant la cohérence des types des variables saisies. Les variables sont modifiées automatiquement suivant le type de variable et son contenu : une variable donnée var_i pour laquelle une valeur réelle est saisie mais qui attend un entier naturel est corrigée automatiquement par l'outil ($var_i = 1.0 \rightarrow var_i = 1$). Lorsque ce genre de correction ne peut être fait sans concertation de l'utilisateur, un message d'erreur explicite est retourné à l'utilisateur ;

celui-ci pouvant dès lors corriger la saisie des paramètres de façon itérative (FIGURE 9.13).

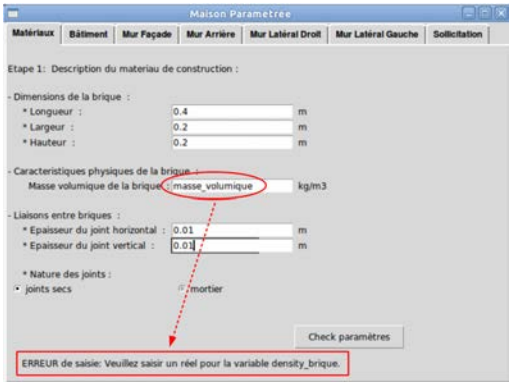


FIGURE 9.13 – Gestion des types avec l'outil «MP–GUI»

Options de saisie & saisie semi–automatisée Des stratégies d'aide à la saisie ont également été mises en place pour permettre une saisie semi–automatisée de certains paramètres. Cela concerne principalement la gestion des ouvertures mais est également utilisée pour la gestion des options de chaînages ou la paramétrisation de la sollicitation.

- *options de chaînages :* le préprocesseur «Maison Paramétrée» s'appuie sur différents types de chaînages (chaînages verticaux d'angle, de refend, de longpan, *etc.*) pour décrire trois états de protection parasismique différents : construction non renforcée, construction partiellement renforcée, construction parasismique. Les options de chaînage sont gérées automatiquement par l'outil en fonction de la saisie du niveau de protection : en cas de protection inexistante de la structure, tous les paramètres relatifs aux options de chaînages sont renseignés automatiquement de sorte que les renforcements associés ne soient pas pris en compte. *A contrario* tous ces paramètres postulent la présence des renforcements dans la cas d'une protection parasismique. Enfin, dans le cas d'un renforcement partiel de la structure, l'outil laisse à l'utilisateur le soin de saisir les options de chaînage *ad hoc*.

- *gestion des ouvertures :* c'est de loin la tâche la plus fastidieuse. Comme nous l'avons montré, la possibilité de définir des ouvertures différentes sur les différentes façades et entre étages courants et rez-de-chaussée conduit à alourdir considérablement l'espace paramétrique. Des options de saisie ont été ajoutées dans l'interface graphique pour prendre en compte des configurations fréquemment rencontrées dans les bâtiments et permettant de s'économiser la saisie de l'ensemble des paramètres caractérisant les ouvertures du bâtiment. Des copies automatiques de certains champs de saisie peuvent être faites dans certains cas, notamment si :

- les dimensions des ouvertures sont identiques sur tout le bâtiment, sur les murs longitudinaux ou encore sur les murs latéraux, ou sur une façade donnée (entre le RDC et les étages) ;
- la répartition des ouvertures est identique entre les murs longitudinaux, ou entre les murs latéraux ou encore sur une façade donnée (entre le RDC et les étages).

- *gestion de la sollicitation :* suivant le choix d'une sollicitation quasi-statique ou temporelle, des paramètres spécifiques sont complètement inutiles pour la description du modèle mais

nécessaires pour le fonctionnement de l'outil. En fonction du choix du type de sollicitation, les paramètres spécifiques à l'autre type sont renseignés arbitrairement dans le respect du type des variables concernées, et inversement.

Bilan L'interface graphique apporte une aide considérable à la saisie des données mais ne demeure pas indispensable. Une fois l'ensemble des paramètres saisi et les types des variables vérifiés, un fichier de données décrivant tous les paramètres par une variable est créé ; ce fichier étant par la suite utilisé par le préprocesseur pour générer le modèle. La sous-section suivante se propose de revenir sur la stratégie utilisée pour aborder les jeux de paramètres contenus dans ces fichiers de données, fournis aussi bien grâce à l'interface graphique que remplis manuellement par l'utilisateur du préprocesseur.

9.2.4 Stratégie d'assemblage

La stratégie d'assemblage utilisée par l'outil «Maison Paramétrée» utilise bien entendu la métrique particulière définie précédemment et s'appuie sur la décomposition hiérarchique du bâtiment. Ces deux approches sont réellement au coeur de l'outil. L'ensemble du jeu de paramètres est interprété en regard de ces deux aspects comme nous le laisse entendre le cadre général suivi par l'outil pour la construction numérique des bâtiments qui s'appuie sur des constructeurs spécifiques intervenant à différents niveaux du processus d'assemblage des bâtiments.

Une stratégie basée sur la décomposition hiérarchique du bâtiment exprimée grâce à la définition de «constructeurs» particuliers La stratégie d'assemblage est calquée sur l'approche hiérarchique du bâtiment : l'outil agit comme un «maçon» qui viendrait disposer, selon les règles de l'art, des blocs «numériques» pour monter murs, étages, *etc.* A la différence d'un maçon qui verrait le mur comme un assemblage de blocs, le préprocesseur utilise un niveau de décomposition supplémentaire : les murs sont vus comme une collection de trumeaux eux mêmes considérés comme un assemblage de blocs. L'outil fait appel en réalité à trois constructeurs capables de gérer ces échelles de décomposition hiérarchique supplémentaires et introduit même une ultime étape de décomposition : les trumeaux sont considérés non pas directement au travers d'un assemblage de blocs mais comme une succession d'assises, qui, finalement, peuvent être considérées comme un arrangement particulier de blocs (FIGURE 9.14).

Bien entendu la définition des blocs est directement liée aux dimensions caractéristiques données en paramètre. Pour ce qui est de la définition des assises ou des trumeaux, elle fait appel en revanche à des considérations qui renvoient aux dimensions de l'ouvrage. Le premier travail réalisé par l'outil consiste donc à conformer les dimensions saisies (longueur des murs, hauteur des étages, dimensions des ouvertures, *etc.*) à la métrique définie dans l'outil ; les dimensions étant ramenées à un nombre entier de demi blocs, ou à un nombre entier d'assises suivant que ces dimensions soient données dans le plan ou en élévation. Ainsi, à partir des dimensions normalisées, peut être définie la longueur d'un trumeau moyen qui tient compte de la présence d'ouvertures ou non dans le mur. La longueur du trumeau moyen est déterminée pour répartir le plus uniformément possible les ouvertures dans un mur donné. Le dernier trumeau est quant à lui dimensionné de sorte que le mur

assemblé corresponde à la longueur normalisée du mur d'enceinte considéré.

Pour chaque mur de chaque étage, pour lequel la répartition et les dimensions des ouvertures peuvent changer (et se faisant faire varier la longueur du trumeau moyen), ce processus est répété. Il permet de définir les longueurs caractéristiques des trumeaux courants, des trumeaux accueillant les ouvertures (porte ou fenêtre), les refends ou encore fermant le mur en question. A partir de ces longueurs caractéristiques, sont définies des assises spécifiques à ces différents types de trumeaux en veillant à prendre en compte au sein d'un même trumeau, les décalages des blocs pour éviter la superposition des joints de maçonnerie : la distinction entre les assises d'un même type de trumeau se faisant au travers de la dénomination assises paires/assises impaires.

La dernière étape consiste à gérer la disposition des assises à la volée pour construire successivement les trumeaux, en tenant compte bien évidemment du type de trumeau (trumeau courant, trumeau d'ouverture accueillant une porte, $\cdots$), mais également de l'état d'avancement de la construction, la mise en place d'un trumeau devant se faire de façon cohérente avec le trumeau précédemment construit. Les murs sont ainsi construits de façon contigüe en tournant autour de la structure dans le sens trigonométrique. Une fois les quatre murs d'enceinte et les murs de refend construits pour un niveau donné est mis en place le diaphragme ; les opérations se répétant ensuite de la même façon pour tous les niveaux de la structure.

NOTA : l'ensemble des hypothèses sur lesquelles repose la construction du modèle est repris dans un fichier de sortie (**LOG_DATA.dat**) permettant ainsi à l'utilisateur de l'outil d'avoir une description complète du modèle généré basée sur une caractérisation explicite et lexicale de l'espace paramétrique de la «MP» en termes usuellement utilisés en génie civil (fiche «synoptique» Annexe D). En outre, ce fichier met clairement en regard les données saisies et les valeurs sur lesquelles est construit le modèle ; l'utilisateur pouvant ainsi juger de l'influence des règles imposées par l'outil (et notamment concernant les règles de métrique) sur le modèle généré.

Prises en charge spécifiques et tests de cohérence L'outil effectue nombre de tests de cohérence pour vérifer si les valeurs fournies en paramètres d'entrées ont un sens et peuvent conduire à la génération d'un modèle de bâtiment correct. Il permet également de gérer des options spécifiques.

- *tests de cohérence :* Ils sont présents dans de nombreuses parties du préprocesseur et permettent de garantir que les configurations de bâtiments proposées ne sont pas aberrantes ou qu'il n'y a pas de conflits sur la spécification des paramètres. Ainsi, ils sont particulièrement utilisés pour gérer les informations décrivant les sollicitations, et encore plus largement en ce qui concerne la gestion des ouvertures. Ces tests sont le plus souvent très simples. Ils vont permettre de s'assurer, par exemple, qu'en regard du nombre d'ouvertures, de leur nature et de leur largeur dans un mur donné, il est possible de définir un trumeau moyen suffisamment important pour être modélisable (≥ 2 blocs). De nombreux autres tests de cette nature sont utilisés pour garantir la génération des modèles.

- *gestion des refends :* Dans le cas où des murs de refend sont présents dans la structure, des tests de compatibilité sont faits pour s'assurer que les trumeaux courants sont suffisamment

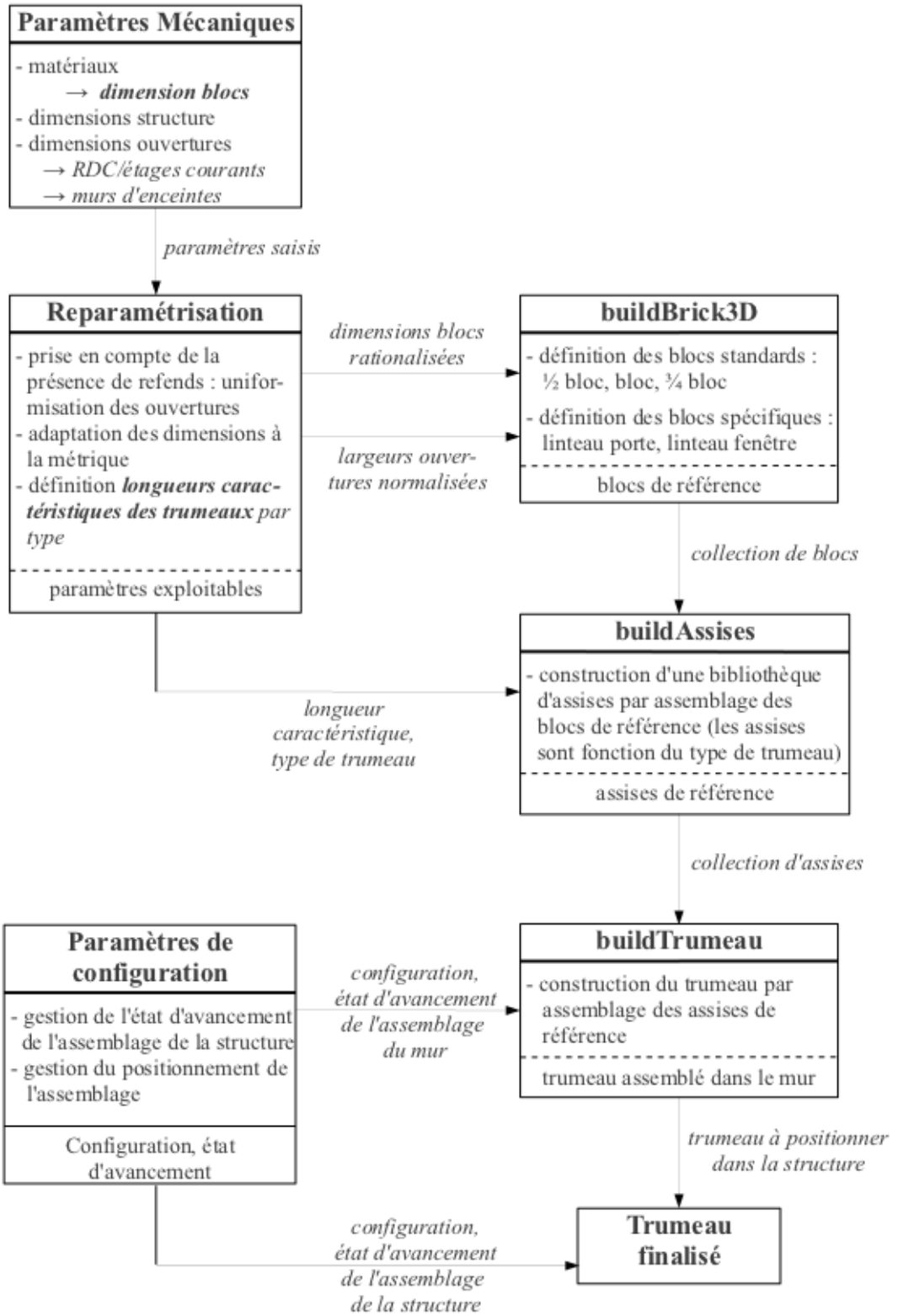


Figure 9.14 – Stratégie utilisée par le préprocesseur «Maison Paramétrée» pour la génération des trumeaux

longs pour les accueillir. Les vérifications sont faites en considérant les caractéristiques du premier mur longitudinal traité par le préprocesseur. Si tel est le cas, ces caractéristiques (dimension et répartition des ouvertures) sont données au deuxième mur longitudinal, de sorte que le positionnement du trumeau entre ces deux murs soit facilitée.

- *gestion des densités spécifiques :* Le chargement des diaphragmes horizontaux est pris en compte en ajoutant, à la masse volumique des objets modélisant ces éléments, la contribution due aux charges surfaciques.

9.3 Au delà du *preprocessing* : un outil gérant la mise en place de stratégies de modélisation et de post-traitements métiers adaptés

L'outil «Maison Paramétrée» permet de gérer automatiquement une centaine de paramètres utilisés pour la construction de modèles numériques exploitables par le logiciel de calcul LMGC90. Il remplit donc classiquement son rôle de préprocesseur en assurant la maîtrise de la mise en données de ces collections d'objets très ordonnés. Si cette étape constitue bien évidemment une étape essentielle, elle ne garantit pas pour autant la pertinence d'un calcul ou son exploitabilité. Le préprocesseur «MP» va au delà des fonctionnalités de base des préprocesseurs standard et cherche à proposer à l'utilisateur et à gérer pour lui des alternatives de modélisation ; à prendre en charge plus largement la définition et la paramétrisation de la stratégie de calcul en fonction du modèle obtenu ; et enfin, à proposer la mise en place de stratégies de post-traitement et de visualisation adaptées aux différents modèles et spécifiques à la thématique de la vulnérabilité.

9.3.1 Options de modélisation et gestion stratégique de la simulation numérique

Les choix liés à la gestion numérique du calcul dépendent bien évidemment des modèles en présence. Les différentes options de modélisation proposées par le préprocesseur «MP» sont présentées dans un premier paragraphe ; suivent enfin les aspects liés à la gestion numérique de la simulation.

Stratégies de modélisation :

- Choix du modèle volumique

Comme indiqué à la fin de la partie d'introduction générale, le code de calcul LMGC90 offre de nombreuses options de modélisation, parmi lesquelles la possibilité de décrire les éléments de la collection d'objets comme des corps rigides ou déformables, voire de considérer les deux dans une même simulation. L'outil «MP» propose de construire à partir des jeux de paramètres décrits précédemment différents modèles ; certains totalement constitués de corps rigides ou *a contrario* d'éléments déformables. Une troisième représentation mixant corps rigides et corps déformables est envisagée pour des cas de simulation précis qui seront décrits ici.

- Modélisation de la maçonnerie avec des éléments déformables
Même si l'on parle d'une approche en corps déformables de la maçonnerie, la totalité de la structure n'est pas représentée par des éléments déformables. Seuls les blocs standard le sont : les diaphragmes rigides sont en réalité toujours modélisés par des éléments rigides, au même titre que la fondation.

Les éléments déformables sont décrits géométriquement au travers d'éléments réguliers hexaédraux en essayant de garantir une pseudo conformité des maillages de la structure toujours considérée comme un assemblage de blocs ; ceci ayant pour but de faciliter et rationaliser la gestion du contact (FIGURE 9.15). Une vision minimaliste de la discrétisation est proposée pour que cette option de modélisation ne soit pas trop pénalisante en regard des temps de calcul : elle consiste à représenter le bloc de référence de la maçonnerie par un nombre aussi limité que possible d'éléments hexaédraux.

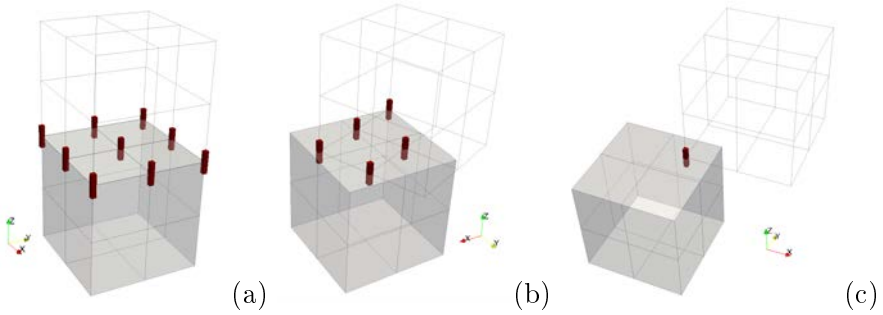


FIGURE 9.15 – Influence de la conformité des maillages sur la gestion du contact : maillages conformes (a), maillages non conformes (b) et (c)

Si l'on considère que le bloc de référence est le demi bloc ($l \times l \times h$) — ce qui est le cas en l'absence de murs de refend —, un seul élément peut être utilisé pour représenter le demi bloc, soit deux éléments pour une brique standard. Ce type de discrétisation permet d'avoir des maillages conformes dans le cas où il n'y a pas de murs de refend et réguliers (bon rapport de forme) si l'élancement du demi bloc ($\frac{h}{l}$) est proche de 1. En présence de murs de refend, des blocs type $\frac{3}{4}$ font partie de la collection de blocs de référence et sont utilisés dans la maçonnerie. Si ces blocs sont décrits également avec un unique élément, le maillage n'est plus conforme au niveau de la jonction du mur de refend et du trumeau d'accueil. Ce défaut peut être corrigé si l'on affine la discrétisation du demi bloc passant d'un unique élément à huit. Bien entendu, ce choix est agréable et permet notamment de retrouver la conformité du maillage mais est très coûteux : il conduit à faire exploser le nombre de degrés de liberté du système passant de 3 DDL × 12 nœuds, soit 36 DDL pour une brique standard avec la premier choix de discrétisation à 120 (3 DDL × 40 nœuds) dans le deuxième. La FIGURE 9.16 montre les maillages obtenus pour les deux configurations structurales (avec/sans refends) et pour les deux choix de discrétisation cités ci-avant. A noter que la discrétisation par défaut fixée dans le préprocesseur «MP» est celle qui permet l'approche la plus minimaliste des deux. Des paramètres supplémentaires permettant la gestion du raffinement du maillage pourraient être facilement incorporés à l'outil.

Ce choix de discrétisation fait directement référence à la partie B de ces travaux qui tend à montrer, entre autres, que la prise en considération de la déformabilité des éléments même faiblement voire très faiblement discrétisés suffit à lever des indéterminations au contact qui conduisent à des comportements pathologiques notamment en cisaillement.

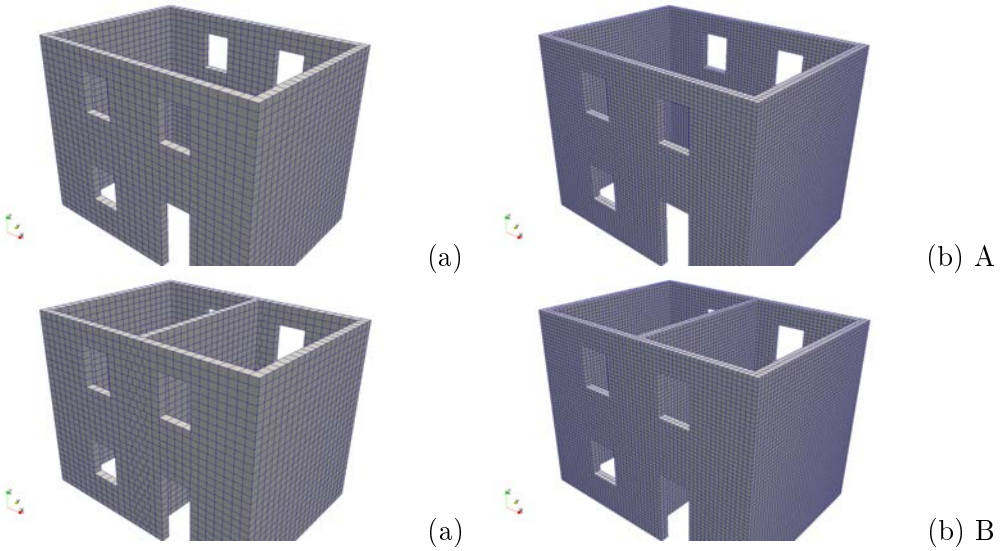


FIGURE 9.16 – Choix de discrétisation et influence sur la pseudo conformité des maillages : cas de structures avec ou sans murs de refend (lignes A et B), pour deux choix de discrétisation différents (1 élément par demi bloc colonne (a) et 8 éléments colonne (b))

- Représentations mixtes en corps rigides et en corps déformables
La modélisation en déformables telle qu'elle est envisagée dans l'outil «Maison Paramétrée» cherche avant tout à améliorer la description du cisaillement des trumeaux de maçonnerie ; phénoménologie que ne peuvent pas convenablement reproduire les modèles rigides. Pour autant, ils représentent de façon très satisfaisante les ruptures hors plan des ouvrages. Naturellement, l'idée d'une approche mixte rigides/déformables a fait son apparition, cherchant à jouer ainsi sur la complémentarité des deux représentations. Ce type d'approche est loin d'être maîtrisée bien entendu. Comme le laisse entendre la section consacrée aux approches mixtes de la deuxième partie de ces travaux, de nombreuses questions doivent être abordées sérieusement pour valider ce type d'approche, notamment concernant la compatibilité des espaces de solutions proposés par chaque modèle et qui se traduit par des comportements pathologiques aux interfaces rigides/déformables (problèmes de recollements).

En outre, la deuxième difficulté liée à une approche mixte réside dans les choix d'affectations des modèles : ils doivent être faits en fonction du type de comportement qui affecte les panneaux. Or les comportements observés sont le plus souvent des comportements complexes pour lesquels l'identification d'un mode de fonctionnement n'est pas toujours évident et surtout, peut être évolutif au cours du temps au gré de la sollicitation et de la réponse globale de la structure. Les approches temporelles sont bien évidemment symptomatiques ; les panneaux étant soumis à des chargements dynamiques dans les trois directions de l'espace. Ce type d'approche semble donc très difficile à mettre en place pour ce genre de calculs. Les analyses quasi-statiques, en revanche, semblent plus adaptées à ces stratégies.

Le préprocesseur propose une approche mixte rigides/déformables pour le calcul des maçonneries soumises à des chargements quasi-statiques. Le modèle numérique est construit en fonction de la direction de sollicitation spécifiée pour le chargement quasi-statique. Les porteurs verticaux qui sont sollicités dans leur plan, et donc soumis à des effets de cisaillement, sont modélisés par des éléments déformables. *A contrario* les éléments soumis

à des comportements hors plan sont modélisés par des corps rigides (FIGURE 9.17).

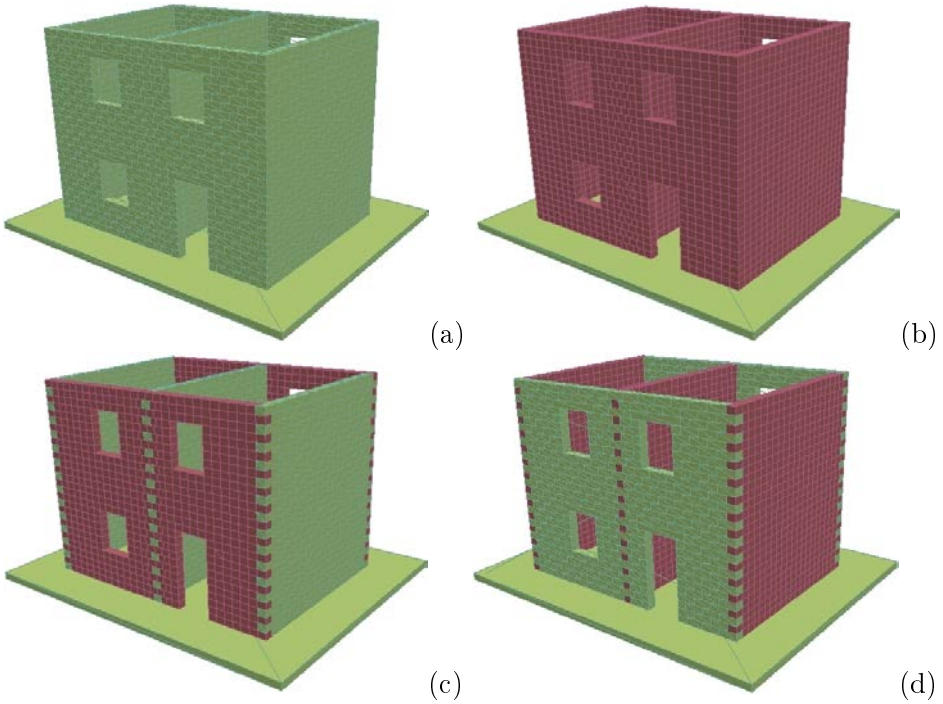


FIGURE 9.17 – Stratégies de modélisation proposées par l'outil «Maison Paramétrée» : cas d'une structure avec murs de refend modélisée par des éléments rigides (a), déformables (b), ou par une approche mixte rigide/déformable (c) et (d)

Cette approche cherche bien évidemment à représenter plus fidèlement la structure par rapport à des approches totalement rigides, tout en cherchant à économiser l'utilisation des modèles déformables, plus riches et donc plus coûteux en termes de temps de calcul, et ce même dans le cas d'une utilisation *a minima* telle que proposée dans l'outil «MP». Une autre voie est abordée pour gagner en efficacité. Elle consiste à réduire le nombre de degrés de liberté à gérer dans le système et le nombre d'interactions en utilisant des macroéléments.

• Choix de l'échelle de discrétisation de la maçonnerie

L'échelle de discrétisation renvoie ni plus ni moins au niveau de modélisation que l'utilisateur cherche à considérer (micro-, méso-, macromodélisation). Le niveau de raffinement par défaut, utilisé pour modéliser les maçonneries dans l'outil, est celui du bloc : le préprocesseur génère des modèles «blocs à blocs». Le nombre d'interactions à traiter dans les simulations et le nombre de degrés de liberté sont bien évidemment liés au nombre de corps utilisés pour représenter la structure, dépendant lui-même de la taille caractéristique des blocs à modéliser.

Réduire la taille du problème à résoudre en termes de nombre de DDL et nombre de contacts permet évidemment de gagner en temps de calcul. L'outil «MP» propose une approche discrète grossière de la structure, les éléments de maçonnerie (trumeaux, allèges, linteaux) étant représentés par des éléments monolithiques. Cette approche utilise la nature sous-jacente discrète de la maçonnerie comme expliqué dans les deux points suivants. Ce

type de discrétisation n'a pas encore réellement été testé. Le développement de ces stratégies s'inscrit dans une vision à long terme de l'outil qui permettrait de gérer à la volée différents types de modélisation et de discrétisation, passant de l'un à l'autre en cours de simulation en fonction des besoins du calcul (*switch* de modèles).

- *Macro-éléments rigides* (FIGURE 9.18 (a))
Des macro-éléments rigides sont disponibles dans l'outil «MP». Ils s'appuient directement sur la discrétisation sous-jacente en blocs de la maçonnerie en constituant des «clusters» de polyèdres à partir de sous ensembles de blocs appartenant à un même type d'éléments structuraux ; les trumeaux dans notre cas. Ces éléments, tels qu'implémentés pour l'instant dans l'outil, réduisent ces panneaux de maçonnerie à des comportements de dalles rigides. Cette approche est clairement à repenser ; ces panneaux se devant de représenter *a minima* la phénoménologie, ce qui semble impossible au vu de la discrétisation et de la modélisation choisies. Une solution envisagée pour obtenir un modèle plus proche de la réalité est de préfissurer ces éléments pour garantir les comportements pathologiques observés sous séismes ; une loi d'interface spécifique assurant la gestion du fonctionnement et de l'endommagement du trumeau. Ce type d'approche est testé dans le dernier chapitre de cette partie.

- *Macro-éléments déformables* (FIGURE 9.18 (b))
Comme pour l'approche discrète, l'approche par macro-éléments propose une formulation en éléments déformables. Encore une fois, la construction de ces éléments se fait au travers de la description «blocs à blocs» utilisée par défaut dans l'outil, et s'appuie sur le mailleur GMSH. Les trumeaux, qui constituent les macro-éléments de l'outil «Maison Paramétrée», sont décrits, à la volée, dans des fichiers spécifiques ***data.geo*** : la géométrie des objets, les spécificités liées au choix du maillage (utilisation d'éléments tetraédriques ou hexaédriques, taille de maille, *etc.*), l'identification de groupes permettant l'affectation de conditions aux limites ou de contacteurs, *etc.* y sont consignés. L'ensemble des éléments type «trumeau» de la structure sont ainsi décrits. Le mailleur GMSH est ensuite utilisé automatiquement produisant, à partir des fichiers type ***trumeau_ID.geo*** des maillages correspondants (***trumeau_ID.msh***). Les fichiers ****.msh*** sont ensuite utilisés comme entrées dans des routines spécifiques du préprocesseur LMGC90 permettant de générer, à partir de ces fichiers, des éléments déformables adaptés au formalisme du code de calcul LMGC90. Comme pour les modèles «blocs à blocs» déformables, un modèle type élastique linéaire est utilisé par défaut pour représenter le comportement de ces objets. Encore une fois, ce choix doit être discuté plus en avant.

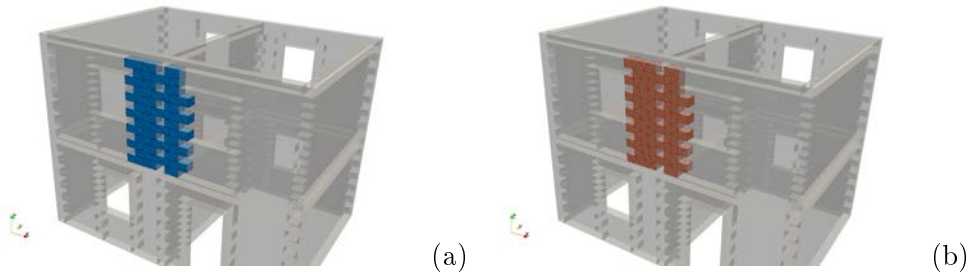


FIGURE 9.18 – Choix de discrétisation proposés par l'outil «Maison Paramétrée» : macro-éléments rigides (clusters de polyèdres, (a)) et déformables (maillage tétraédrique, (b))

A noter que des routines du préprocesseur permettent de construire à partir d'un mail-

lage donné un élément rigide. Cette approche pourrait donc être utilisée pour générer les macro-éléments rigides, plutôt que de les considérer au travers de clusters de corps rigides.

Aspects numériques : gestion semi-automatisée du processus de calcul Les paramètres de calcul gérant la stratégie numérique doivent être considérés en fonction du modèle pour obtenir des résultats de simulation corrects. Le préprocesseur permet de gérer les principaux paramètres qui interviennent dans les différentes étapes du calcul, que cela soit au travers de la paramétrisation de la discrétisation en temps et en espace du problème (pas de temps, θ méthode), lors de l'étape de détection («face à face», «common plane»), ou encore lors de la résolution du problème de contact à proprement parler (paramètres pilotant l'algorithme NLGS, choix d'une norme et d'une tolérance, type de solveur, *etc.*). Le préprocesseur permet de gérer semi automatiquement ces aspects pour l'utilisateur en paramétrant des fichiers de commandes gérant la stratégie de calcul adaptés aux modèles à simuler. On parle ici de gestion semi automatique des aspects numériques étant donné que des valeurs par défaut sont considérées pour chaque type de modélisation ; l'utilisateur pouvant choisir de modifier ces paramètres qui sont, comme pour ceux décrivant la structure ou la sollicitation, compulsés dans le fichier ***data.py***. Ceci est notamment le cas pour les paramètres liés à la configuration des algorithmes de détection du contact ou de résolution. La gestion de la discrétisation en temps du calcul est gérée en fonction du choix de la sollicitation notamment lorsqu'il s'agit de sollicitations temporelles ; le pas de temps étant adapté à la fréquence d'échantillonnage des séismes et la durée de la simulation à celle du signal sismique.

Par ailleurs, certaines grandeurs doivent être remontées du calcul pour juger de la réponse du modèle tant d'un point de vue numérique — convergence, état du processus itératif de résolution du contact, interpénétration, *etc.* — que phénoménologique (description du comportement de la structure, *etc.*). Deux types de données différents peuvent être utilisés suivant que ces données cherchent à décrire quantitativement ou qualitativement le calcul.

Il est possible d'accéder au contenu du calcul LMGC90, de retourner une description physique du problème à des instants donnés (déplacements des corps, vitesses, réactions calculées aux points de contact, *etc.*) voire d'en proposer une visualisation. Il est nécessaire de déterminer une fréquence de sauvegarde de ces informations qui représentent une description complète de l'état physique de la simulation pour des instants donnés. Le problème qui se pose derrière ces considérations semble *a priori* sans réels enjeux sur le résultat de la simulation ; à tort : toute l'exploitation du calcul en dépend. Cette étape est cruciale du fait que la méthodologie de post-traitement proposée par la suite se base sur les données contenues dans ces fichiers pour traiter de la vulnérabilité des structures. La fréquence de sauvegarde doit être suffisante pour décrire convenablement l'ensemble de la simulation, sans pour autant chercher une collecte exhaustive qui consisterait à sauvegarder l'état du calcul pour chaque pas de temps simulé. Ceci renvoie aux problèmes liés au volume de données à collecter et au temps nécessaire pour y parvenir. Des développements ont été entrepris pour améliorer la sauvegarde de ces informations notamment sur la précision des données collectées et leur volume (fichiers binaires). De la même façon, une fréquence de sauvegarde pour la gestion des fichiers de visualisation doit être fixée. Ces fichiers de visualisation sont très volumineux. Etant donné qu'ils peuvent être reconstruits à partir des fichiers de données, leur sauvegarde n'est pas, à strictement parler, nécessaire : ce paramètre peut donc être considéré comme obsolète.

Enfin, des informations liées à la qualité de la résolution numérique peuvent être acces-

sibles grâce à des fichiers spécifiques de post traitements : le préprocesseur «MP» gère la génération des fichiers d'instruction qui permettent ce type de *postprocessing*. L'utilisateur peut ainsi contrôler la pertinence de la stratégie numérique sur laquelle repose sa simulation, et de ce fait, faire les ajustements nécessaires pour atteindre un niveau de qualité lui semblant pertinent pour le problème qu'il a à traiter.

L'ensemble de ces options sont pilotables depuis l'interface graphique ; une fiche spécifique ayant été ajoutée pour gérer ces aspects liés à la stratégie de modélisation et à la stratégie numérique (FIGURE 9.19).

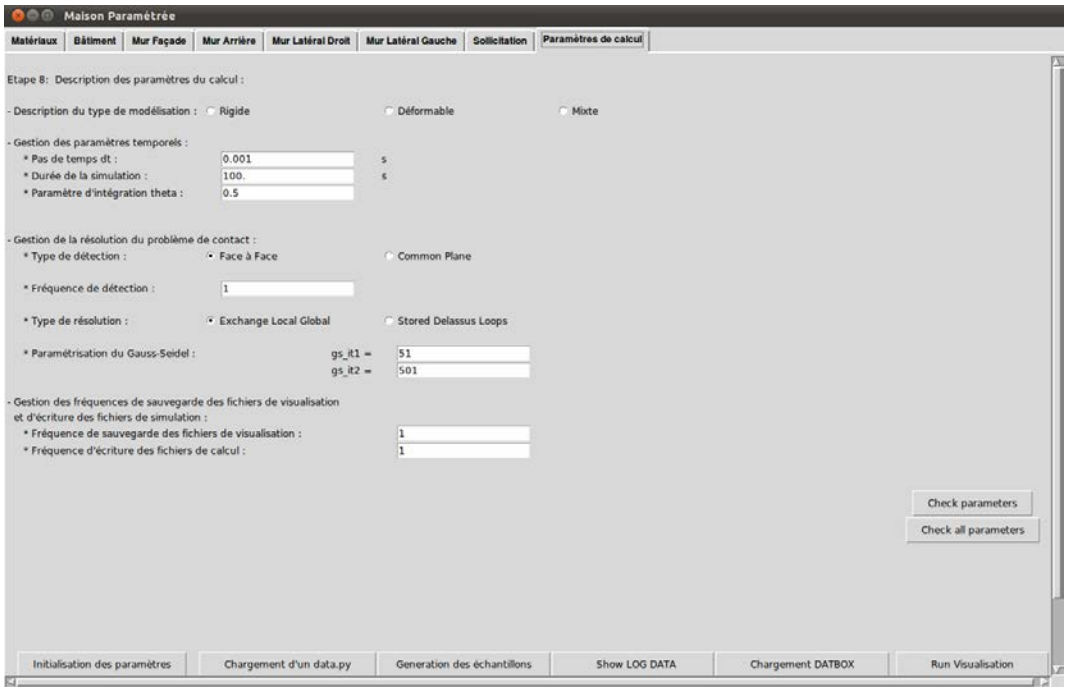


FIGURE 9.19 – Description des options utilisées par l'outil «Maison Paramétrée» permettant de piloter la stratégie de modélisation et la gestion du calcul (paramètres numériques)

NOTA : L'une des étapes majeures de la méthode NSCD est celle de la détection du contact entre les corps de la simulation. Cette étape est complexe. La stratégie de construction utilisée pour la génération des modèles avec l'outil «MP» et notamment la décomposition hiérarchique autour de laquelle est développé le préprocesseur, permet d'identifier à la volée les couples de corps en contact. L'initialisation de la structure de données relative à la gestion des contacts est ainsi rendue possible. Ce type de stratégie fait partie des axes à développer plus en avant et à approfondir. Ce point est développé dans la dernière section de ce chapitre. Pour ce qui est de la mise en place de ce type de stratégies évoluées à partir des aspects liés à la décomposition hiérarchique de la structure, elle se fonde sur la connaissance précise et la maîtrise de l'assemblage des différents éléments structuraux des bâtiments maçonnés, qui permettent une structuration des données automatique adaptée à la mise en place de ce type de stratégies. Ces considérations sont au cœur du développement des postraitements métiers que nous utilisons et de la gestion de la visualisation que nous proposons, comme tient à le décrire la sous-section suivante.

9.3.2 Mise en place d'une visualisation dédiée et d'un post-traitement adapté au type de sollicitation

Structuration des données & conditionnement du problème hérités de l'approche par décomposition hiérarchique La gestion de la décomposition de la structure au travers d'éléments structuraux toujours plus simples permet de décrire la collection d'objets au travers de sous ensembles qui représentent les différentes échelles de la décomposition. L'ensemble des objets n'est pas seulement réparti en sous groupes : ces sous groupes ont la particularité d'être ordonnés.

La stratégie d'assemblage utilisée par l'outil permet une maîtrise totale du processus de génération : l'identification des corps construits les uns après les autres pour constituer les éléments structuraux décrivant les niveaux de décomposition proposés par l'approche hiérarchique (trumeaux, murs, étages, *etc.*), est ainsi parfaitement possible. Ceci permet de connaître la composition des différents sous ensembles et la façon dont ils sont ordonnés. La composition de la structure peut être décrite grâce à une pseudo approche matricielle de la structure : la ligne i de la matrice d'assemblage A permet de décrire la composition de la $i^{\text{ème}}$ assise de la structure comme une succession d'indices renvoyant à l'identité des différents corps la constituant ; cette description étant adaptée au bloc de référence utilisé pour décrire l'assemblage (demi bloc ou quart de bloc en fonction de l'absence ou non de murs de refend). Ainsi, l'indice $A_{i,j}$ (ligne i, colonne j de la matrice) permet d'identifier un bloc donné, et son voisinage ($A_{i-1,j}$, $A_{i+1,j}$, $A_{i,j-k}$ et $A_{i,j+l}$, avec k et l entiers naturels les plus petits possibles tels que $A_{i,j-k} \neq A_{i,j}$ et $A_{i,j+l} \neq A_{i,j}$), comme illustré FIGURE 9.20.

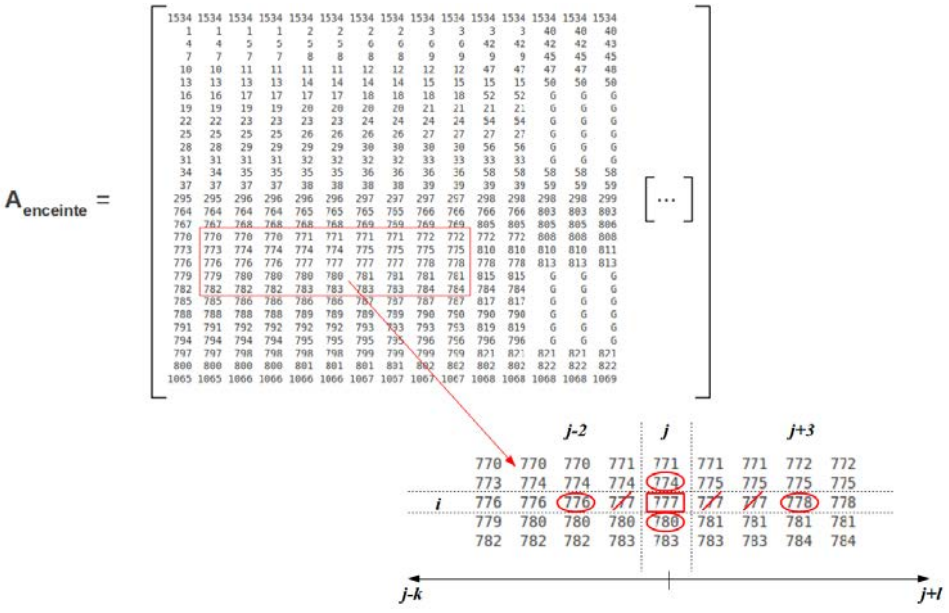


FIGURE 9.20 – Matrice d'assemblage (les lettres *G Ghost* renvoient à la présence des ouvertures) et voisinage

A noter que deux types de matrices d'assemblage sont à considérer : une unique matrice $A_{enceinte}$ caractérise spécifiquement l'assemblage des murs d'enceinte de la structure. Quant aux murs de refend, ils sont caractérisés par autant de matrices A^k_{refend} qu'il existe de refends k dans la structure. La contribution des refends aux murs d'enceinte, et *a contrario* celle des murs d'enceinte aux murs de refends sont prises en considération dans la description matricielle de la structure en traitant spécifiquement les liaisons murs de

refends/murs longitudinaux ; cette approche repose sur une vision continue et périodique de la structure comme le suggère la représentation schématique de la FIGURE 9.21.

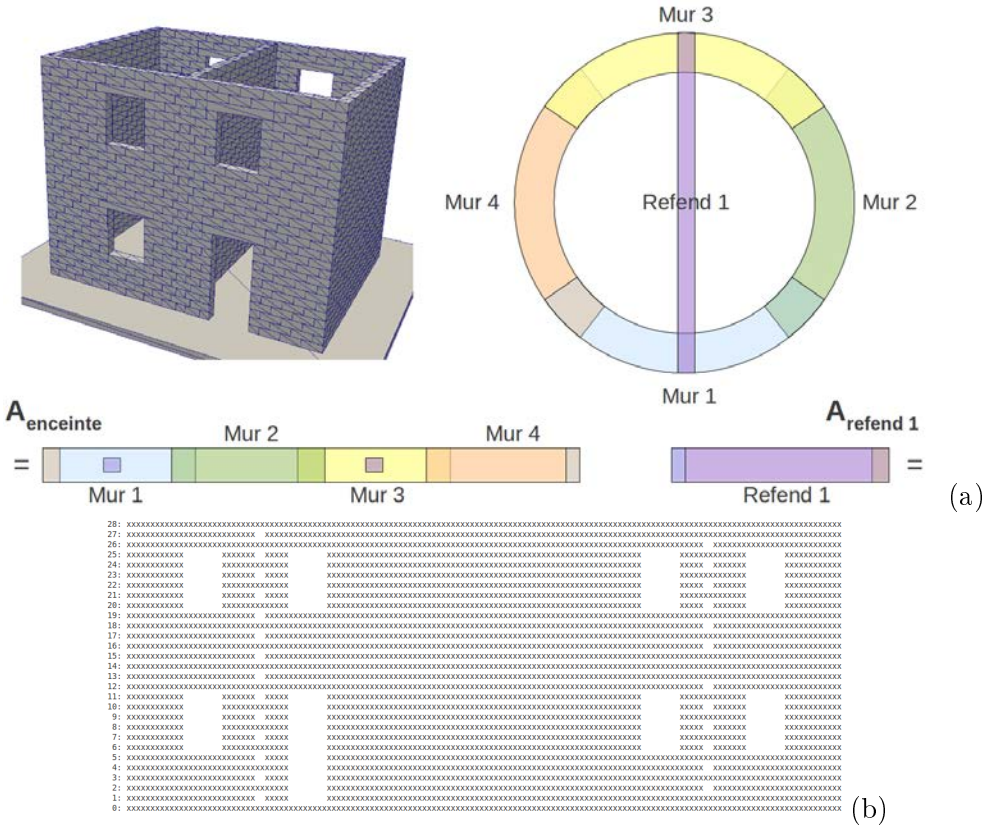


FIGURE 9.21 – Décomposition hiérarchique du bâtiment et approches matricielles de la composition du bâtiment : description continue et périodique de la structure (a) — matrice d'assemblage des murs d'enceinte sans gestion de la liaison murs d'enceinte/mur de refend (chaque symbole X correspond à un indice de corps)

Cette approche par matrices d'assemblages permet ainsi d'identifier les éléments de la collection d'objets constituant des types structuraux donnés et d'identifier par la même occasion la distribution des objets pour l'élément structurel en question. Cette vision a permis de développer une méthodologie de post traitement particulière et une visualisation des résultats adaptés à la thématique de la vulnérabilité sismique pour ces modélisations.

Post traitement Deux stratégies de post traitement sont envisagées, correspondant à deux niveaux d'approche différents de la réponse du bâtiment, l'une macroscopique et générée à la volée en cours de calcul, l'autre obtenue par une analyse *postmortem* de la simulation et pour une approche locale du comportement de la structure. Ces deux types de post traitement ont été à l'origine développés pour être spécifiques aux utilisations de

l'outil dans le cadre d'approches quasi-statiques ou au contraire temporelles.

- post-traitement macroscopique par défaut
Le premier post traitement envisagé découle directement des approches «pushover» couramment utilisées dans l'ingénierie parasismique. Elles consistent à considérer la réponse de la structure au travers d'une courbe force / déplacement. Le déplacement horizontal de la structure au niveau de la toiture est mis en regard de l'effort tranchant qui s'applique au niveau de la fondation. Un autre type d'information macroscopique usuellement utilisé est le déplacement inter-étage.

L'outil «Maison Paramétrée» gère automatiquement la génération des fichiers d'instruction qui permettent, lors du calcul avec LMGC90, un premier niveau de *postprocessing*. Ces fichiers d'instructions cherchent à décrire des groupes de corps sur lesquels viendront s'appliquer des routines de post traitement standard lors du calcul. Ces post traitements de base permettent notamment de considérer des informations liées à la cinématique d'un corps ou d'un ensemble de corps ; ou aux efforts qui s'y appliquent.

Une fois l'ensemble des corps décrits, et avant de lancer la génération du modèle à proprement parler, des filtres sont appliqués sur l'ensemble de la collection d'objets pour identifier les corps appartenant aux différents diaphragmes et ainsi renseigner les fichiers d'instruction paramétrant le *postprocessing* du logiciel LMGC90. Les déplacements moyens des différents diaphragmes sont ainsi mesurés, tout comme la réaction du bâtiment sur la fondation ; permettant ainsi d'appréhender son comportement macroscopique.

- post-traitement post mortem et caractérisation locale de comportement de la structure
La deuxième approche a été mise en place pour essayer d'identifier l'endommagement des structures au cours de sollicitations temporelles. L'idée de cette approche est de considérer les différents éléments structuraux identifiés pour leur rôle prépondérant dans le comportement global de la structure et plus précisément dans leur rôle vis-a-vis de la vulnérabilité de la structure. L'ensemble des corps de la collection d'objets est affilié à des structures sus-jacentes sur lesquelles on cherche à obtenir une information de dommage. L'idée est de considérer l'endommagement d'un élément structurel en fonction des informations locales fournies par le modèle «blocs à blocs» et que l'on peut estimer connaissant la composition et l'assemblage pour l'élément de structure considéré.
A noter qu'un corps peut appartenir à deux sous-groupes différents ; cette subtilité permettant de bien gérer les aspects liés au liaisonnement des éléments de structures. En effet, le rôle d'un bloc d'angle dans une maçonnerie peut par exemple être considéré au travers de sa participation au comportement du mur longitudinal auquel il appartient, tout comme à celui du mur latéral dont il fait également partie. Enfin, il fait partie intégrante du harpage qui caractérise la liaison entre les deux murs. Les informations relatives à ce bloc peuvent donc être utilisées pour l'évaluation de l'endommagement de trois éléments structuraux différents (FIGURE 9.22).

A la génération, est attribué à chaque élément structurel dont on cherche à évaluer l'endommagement un identifiant unique construit suivant différents critères : type d'élément, position relative par rapport à d'autres entités de la structure, *etc.* Des fichiers nommés suivant ces identifiants sont générés à la volée et permettent de lister les corps qui participent structurellement au comportement des différents éléments de structures considérés ; ces ensembles étant donnés au travers d'une liste de corps en contact (FIGURE 9.23). Lors de l'évaluation *postmortem* ces fichiers sont lus, et les informations nécessaires pour évaluer l'endommagement ou le comportement d'un élément de structure donné peuvent

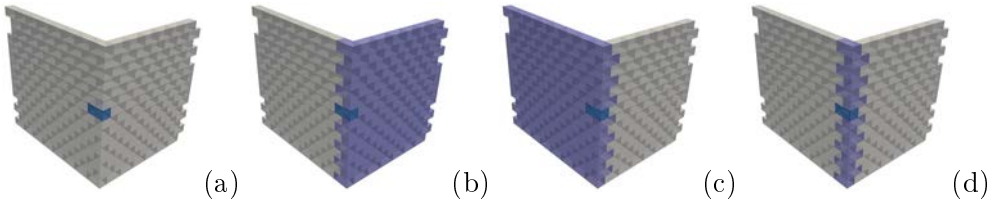


FIGURE 9.22 – Participation des blocs à l'évaluation de l'endommagement de différents éléments structuraux («Maison Paramétrée») : cas d'un bloc (a) utilisé pour l'estimation de l'endommagement de deux murs (b) et (c) et de la liaison entre ces deux murs (d)

ainsi être sélectionnées et récupérées facilement et précisément.

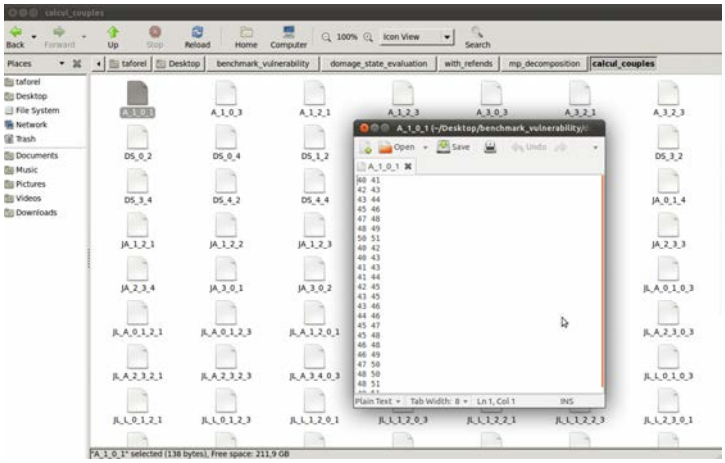


FIGURE 9.23 – Structuration des données pour une évaluation mésoscopique du comportement des structures et de leur endommagement (outil «Maison Paramétrée»)

Visualisation Une approche très similaire est utilisée pour la mise en place d'une visualisation dédiée à l'analyse de l'endommagement des éléments de structure de la maçonnerie. La grande différence entre les deux approches réside bien évidemment dans le fait qu'un corps ne peut appartenir qu'à un type structurel donné. La collection de blocs est donc sériée en :

- trumeaux,
- allèges,
- linteaux,
- refends,
- diaphragmes souples ou rigides,
- jonctions/liaisons d'angle, de refend ou encore de longpan.

Un fichier de données associant l'identité d'un corps donné et son appartenance à différents sous types permet de mettre en place une visualisation adaptée rendant possible de considérer la structure aux différents niveaux de décomposition décrits par l'approche

hiérarchique. La FIGURE 9.24 illustre le type de visualisation que permet de mettre en place le préprocesseur «Maison Paramétrée». La visualisation de l'endommagement de ces éléments de structure est traité en suivant cette stratégie.

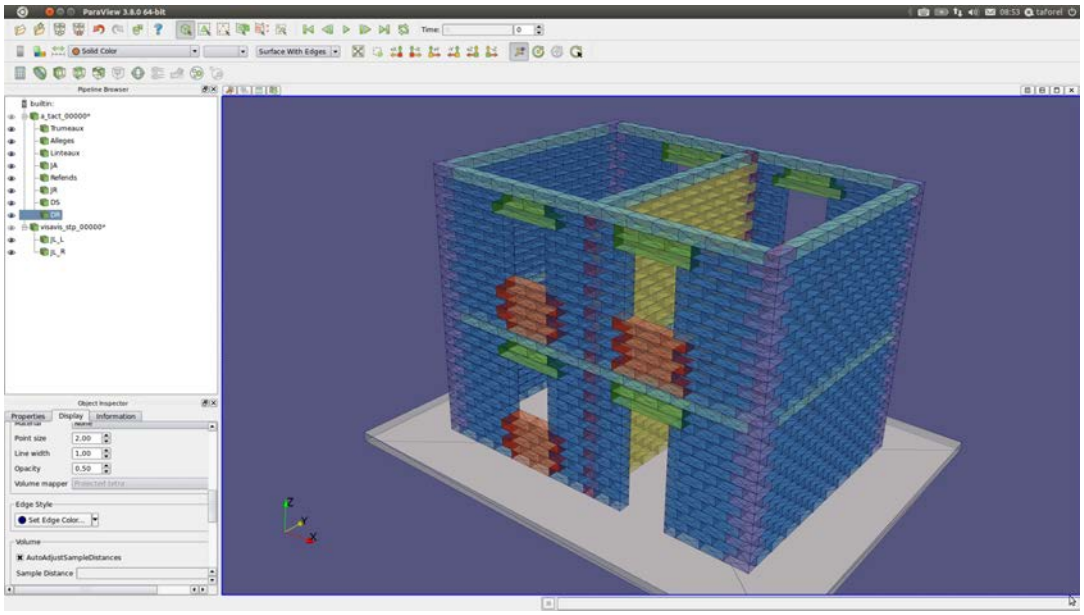


FIGURE 9.24 – Visualisation dédiée à l'étude de l'endommagement mésoscopique des structures (ParaView) grâce à une structuration des données gérée par l'outil «Maison Paramétrée»

9.4 Limites, Évolutions et Perspectives d'Utilisation

9.4.1 Limites et évolutions de l'outil

Comme nous avons pu le voir tout au long de ce chapitre, l'outil «Maison Paramétrée» repose sur un certain nombre d'hypothèses assez restrictives que nous avons essayé de justifier au regard du degré d'avancement et de la maturité de nos travaux. Quoiqu'il en soit nous reviendrons ici sur les aspects nous semblant les plus limitants et pour lesquels des évolutions de l'outil sont d'ores et déjà envisagées.

Enrichissement des modèles Modèles volumiques et modèles d'interface sont garants de la représentativité des calculs. Il est donc essentiel d'ancrer l'outil dans un processus de validation des choix de modélisation et de calibration des modèles.

- modèles d'interface
Le préprocesseur «MP» permet de modéliser maçonneries sèches et maçonneries de mortier indifféremment en utilisant des lois de contact censées rendre compte de la phénoménologie. Comme explicité en ce début de chapitre, le choix du type de joint (sec ou mortier) conditionne l'utilisation d'une loi d'interface plutôt qu'une autre ; les paramètres gérant ces lois étant réduits à la donnée du seul coefficient de frottement μ dans les deux cas. Si ce paramètre permet de décrire complètement une loi de frottement simple de Coulomb, il est

en revanche insuffisant pour décrire des lois de frottement un peu plus évoluées telles que celles utilisées et présentées dans la partie B, ou encore des lois type CZM (*Cohesive Zone Model*) utilisées pour décrire le comportement du mortier. Pour l'instant, la description de cette dernière loi de contact se fait au travers de paramètres par défaut ; ce qui nous semble trop restrictif.

- modèles volumiques/modèles de comportements
Pour ce qui est du comportement volumique des corps modélisés, le choix se fait pour l'instant entre modèles rigides ou déformables (élastiques linéaires). La seule donnée de la masse volumique ρ des éléments de corps de la maçonnerie et le choix du type de modélisation (totalement rigide, totalement déformable, ou hybride) suffisent à paramétrer ces modèles. Si c'est réellement le cas pour le modèle rigide, il n'en est rien pour ce qui est du modèle élastique linéaire proposé dont la description doit notamment s'appuyer sur le module d'Young E du matériau constituant les blocs. Cette valeur est pour l'instant donnée par défaut dans l'outil.

- bibliothèque de matériaux et calage des modèles
Pour pallier à ces difficultés, il serait envisagé de coupler l'outil à une bibliothèque de matériaux qui contiendrait les caractéristiques physiques de bases (ρ, E, G, *etc.*) décrivant le comportement mécanique de matériaux couramment rencontrés dans le bâti maçonné tels que ceux décrits dans l'introduction générale. Ceci permettrait d'augmenter la variabilité des modèles générés par l'outil. Il est bien entendu qu'une étape supplémentaire liée au calage des modèles à partir de ces données physiques serait nécessaire pour assurer la maîtrise de la représentativité des modèles ainsi construits.

Amélioration de la modélisation des diaphragmes rigides Comme évoqué précédemment, la modélisation des diaphragmes souffre dans l'outil «Maison Paramétrée» d'une vision très simpliste qu'il faudrait certainement améliorer. Il serait notamment intéressant d'étudier l'influence d'une meilleure prise en compte de ces éléments de structure essentiels dans la répartition du chargement sismique, que cela soit au niveau de la toiture, des planchers courants ou de la fondation.

- modèles de planchers
La modélisation des diaphragmes rigides se fait à l'aide de dalles infiniment rigides qui ne peuvent pas fléchir. Ceci pourrait être amélioré en autorisant, sinon des modes de rupture, au moins des modes de déformations spécifiques couramment observés pour ce type d'éléments structurels (rotules plastiques, FIGURE 9.25). Les phénomènes de déversement de murs qu'il est tout à fait possible de prendre en compte avec l'outil et qui constituent un mode de ruine des bâtiments que nous souhaiterions étudier, sont sous estimés du fait de la sur rigidité des planchers.

La modélisation des planchers «souples» à l'inverse n'apporte aucune rigidité à la structure dans l'outil «MP» ; ce qui suggère qu'il n'est pas du tout pris en considération la charpente de ces planchers, qui apporte de la rigidité à ces diaphragmes en fonction des sections de bois de charpente utilisées, de leur assemblage et de l'ancrage de ces éléments à la maçonnerie. On pourrait y remédier en introduisant des relations cinématiques entre les éléments de la maçonnerie au niveau de ces diaphragmes qui permettraient de tenir compte de la poutraison principale et du solivage (FIGURE 9.26).

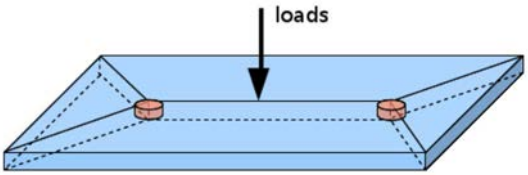


FIGURE 9.25 – Prise en compte de la déformation des planchers rigides : modélisation d'une dalle rotulée

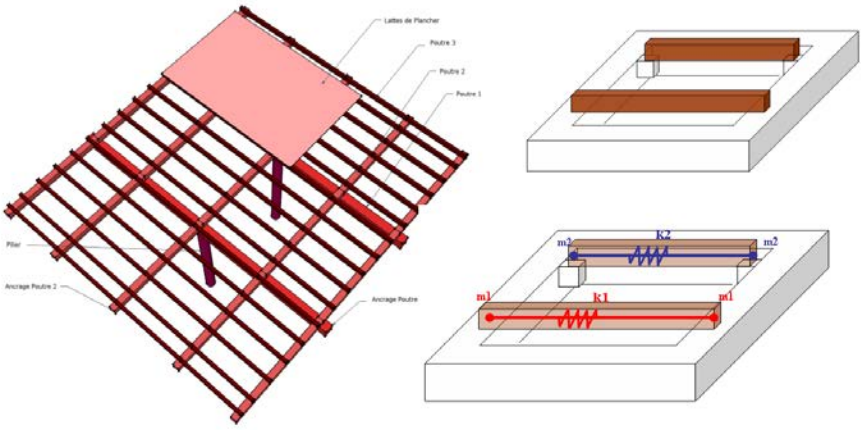


FIGURE 9.26 – Planchers souples et prise en compte de la rigidité des éléments de charpente principaux : cas du Musée Schoelcher et de sa charpente fortement boisée à gauche — prise en compte de l'apport de rigidité des éléments de charpente principaux (poutres principales et solives) par ajout de relations cinématiques aux points d'ancrages de ces éléments à droite

Quant au chargement surfacique de ces diaphragmes, ils sont eux aussi gérés de façon assez sommaire par l'outil qui ne permet de considérer que deux types de chargements prédéfinis ; le cas des diaphragmes lourdement chargés étant à distinguer des planchers faiblement chargés. Une première évolution de la prise en compte du chargement de ces éléments de structure pourrait consister à rendre paramétrable la valeur du chargement. Un travail pourrait également être entrepris pour jouer sur des répartitions non uniformes qui sont utilisées par défaut dans l'outil.

- modèles de toitures
Toitures et planchers sont assez proches du point de vue des dispositifs constructifs et des stratégies de modélisation que nous avons mis en oeuvre ou pour ce qui est de leur évolution. Les éléments d'amélioration cités ci-avant pour le cas des planchers s'appliquent donc également pour le cas des toitures. Il semblerait en effet intéressant de considérer l'influence des charpentes plus ou moins boisées et plus ou moins contreventées sur l'apport de rigidité au diaphragme horizontal ; le même type de stratégies étant utilisé pour les aspects

de modélisation (FIGURE 9.28).

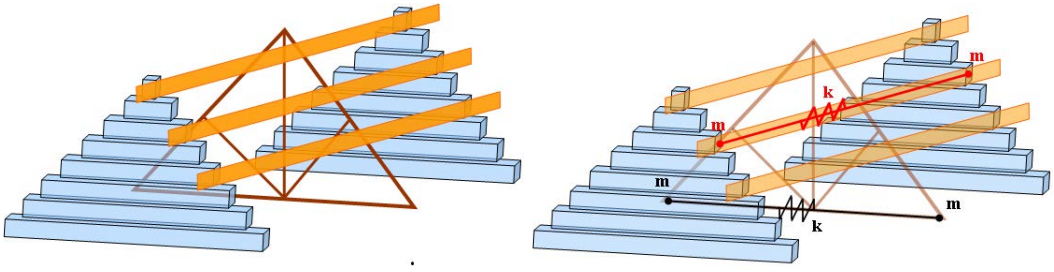


FIGURE 9.27 – Toitures souples et prise en compte de la rigidité des éléments de charpente principaux

D'autres interrogations sont à considérer vis-à-vis du comportement de ces éléments de structures en regard de leur forme et des effets de masse sur la structure, posant donc plus généralement le problème de la prise en compte de l'inertie de ces éléments de structure. La prise en compte d'une vraie variabilité liée au choix du matériau de couverture (ardoise, tuiles, *etc.*) pourrait dans un premier temps permettre d'introduire une variabilité sur les aspects liés à la masse volumique $\rho_{toiture}$ de ces éléments ; l'idée étant de constituer comme pour les aspects liés à la modélisation des éléments de maçonnerie une bibliothèque de matériaux caractéristiques des couvertures rencontrées pour le bâti maçonné. Pour ce qui est de l'influence de la forme de la toiture et donc des effets inertiels sur la structure, ces aspects doivent être considérés dans une étude à part entière.

- modèles de fondations
La modélisation de la fondation telle qu'envisagée par l'outil «Maison Paramétrée» est également rustique et sommaire. Elle associe la fondation à un radier rigide, ce qui semble un peu trop restrictif pour approcher l'interaction murs/fondation où sont dissipées en partie les charges sismiques. Il est envisagé d'enrichir l'approche des fondations proposée par le préprocesseur en ajoutant un deuxième type de fondation couramment rencontré dans le bâti maçonné, à savoir les fondations sur semelles filantes ; et surtout en enrichissant la description de ces éléments en utilisant des corps déformables : Bui [128] a montré l'influence sur la résistance aux charges latérales du type de fondation.

Pour ce qui est de l'interaction sol/structure, elle est totalement absente dans l'outil pour l'instant. Des études portant sur ces aspects doivent être menées pour juger des phénomènes de dissipation d'énergie au niveau des fondations. Des travaux menés par Dubois [140] ont été réalisés sur ces aspects. Ils doivent être adaptés à l'outil.

Vers une gestion de l'irrégularité en plan et en élévation des bâtiments Bien entendu, l'une des hypothèses les plus problématiques sur laquelle repose l'outil «Maison Paramétrée» concerne le fait que les bâtiments susceptibles d'être modélisés par l'outil soient réguliers en plan et en élévation. Cette hypothèse est contradictoire si l'on cherche à étudier la vulnérabilité du bâti maçonné ; les aspects liés à l'irrégularité des structures étant des facteurs de vulnérabilité très importants à considérer.

- saisie des paramètres via une interface graphique «dynamique»

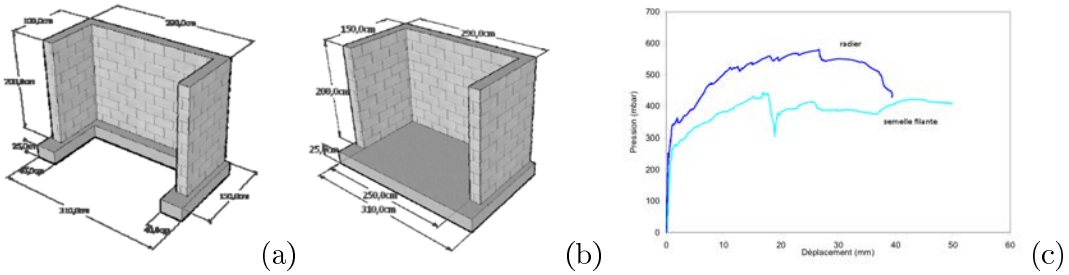
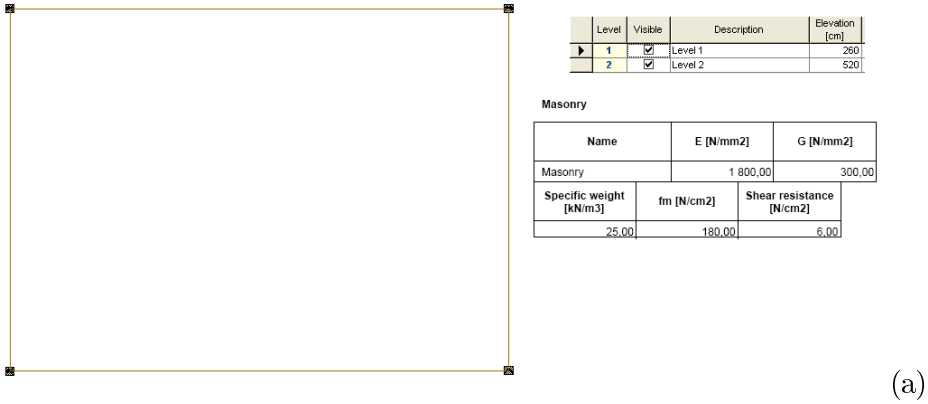


FIGURE 9.28 – Prise en compte du type de fondation sur le comportement à la rupture de murs maçonnés chargés hors-plan (d'après Bui [128]) : fondations type semelle filante en U (a) et radier (b) — courbes de réponse du mur principal (déplacement en fonction de la pression appliquée) : application d'un chargement latéral jusqu'à la rupture (c)

Le choix de ne considérer que des structures régulières avec l'outil «MP» a été fait essentiellement pour des raisons d'implémentation et pour éviter une trop grande lourdeur dans la saisie des paramètres du modèle. Une gestion plus intuitive de la mise en données *via* une interface graphique «dynamique» comme celle développée dans le logiciel Tremuri, permettrait une saisie beaucoup plus riche des paramètres et en parallèle beaucoup moins fastidieuse. La stratégie liée à l'utilisation des paramètres pour générer les modèles numériques serait quant à elle conservée.

Ce type d'interface graphique évoluée permet de construire une CAO très simplifiée du bâtiment. Des calques pour chaque niveau permettent de gérer l'implantation des porteurs verticaux (murs d'enceinte, murs de refend) et des ouvertures dans ces porteurs (FIGURE 9.29). Il serait ainsi possible de gérer des irrégularités en plan assez facilement (en faisant l'hypothèse de murs orthogonaux dans un premier temps). A l'échelle d'un étage, l'ensemble des paramètres seraient ainsi reparamétrés selon la métrique spécifique de l'outil. La notion de trumeau «moyen» disparaîtrait laissant ainsi la possibilité à l'utilisateur d'introduire des dissymmétries fortes dans la structure, les dimensions des ouvertures pouvant également être considérées au cas par cas. Les recopies de calques d'un étage à un autre permettent d'assurer la régularité en élévation de l'ouvrage. L'utilisateur peut toutefois intervenir sur chaque étage en modifiant sa hauteur ou plus largement l'implantation des porteurs et des ouvertures ; et ainsi gérer à volonté les aspects liés à l'irrégularité en élévation.

- *approche de la discrétisation par des routines de découpage*
Cette vision de l'outil est très proche de la précédente étant donné qu'elle est basée sur le respect d'une métrique caractéristique permettant de gérer des assemblages de la maçonnerie cohérents. Il serait toutefois envisageable de procéder à ce genre de mise en données en évitant cette étape de paramétrisation d'autant plus complexe que la structure devient irrégulière : l'application d'algorithmes de découpage de volumes permettrait ainsi de disposer d'un modèle «blocs à blocs». La difficulté inhérente à la construction de tels algorithmes provient notamment de la difficulté à respecter les règles de l'art rencontrées dans ce type de construction. Des études doivent être menées sur l'influence des aspects liés aux assemblages et aux appareillages pour essayer de rationaliser ces approches et de les simplifier.



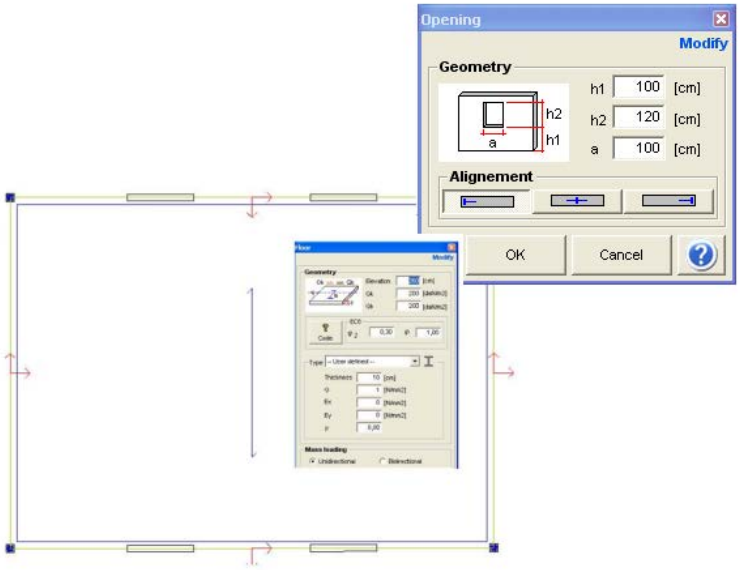
	Level	Visible	Description	Elevation [cm]
▶	1	☑	Level 1	260
	2	☑	Level 2	520

Masonry

Name	E [N/mm2]	G [N/mm2]
Masonry	1 800,00	300,00

Specific weight [kN/m3]	fm [N/cm2]	Shear resistance [N/cm2]
25,00	180,00	6,00

(a)



Floor

No.	Elevation [cm]	Rotation angle [°]	Thickness [cm]	Gk [daN/m2]	Qk [daN/m2]	Fi	Psi	s	G [N/mm2]	Ex [N/mm2]	Ey [N/mm2]	Type
5	520	270	10	200	200	1,0	0,3	0,33	1,00	0	0	User defined

(b)

FIGURE 9.29 – Interface graphique «Dynamique» proposée par le logiciel Tremuri [85] : gestion des porteurs (a), des ouvertures et des planchers (b) au travers de calques

Vers une meilleure prise en compte de l'état initial de la structure Les modèles proposés par l'outil sont des modèles idéaux : les blocs sont parfaitement parallélépipédiques, de taille régulière, *etc.* La variabilité due à la blocologie n'est pas du tout prise en compte. La gestion de l'hétérogénéité des composants de la maçonnerie ne l'est pas plus en ce qui concerne leurs caractéristiques mécaniques : les variations de qualité du matériau de construction, des dosages du mortier qui sont typiques du processus de construction de ce type de structures, ne sont pas du tout abordées dans l'outil pour l'instant. Or, ces aspects nous semblent essentiels pour bien appréhender la réponse de ce type de bâtiments.

Comme évoqué précédemment, à condition de rationaliser et de suffisamment simplifier l'approche par découpe de la structure en blocs, les aspects liés à une discrétisation aléatoire suivant des motifs donnés pourraient être introduits dans l'outil. Enfin, pour ce qui est de la prise en compte d'un endommagement initial (microfissurations locales des joints de mortier, altérations locales des caractéristiques mécaniques des composants de la maçonnerie, *etc.*), des stratégies utilisant des tirages aléatoires sur les paramètres caractérisant les lois d'interaction ou les modèles volumiques sont envisagées. Des essais de tirages aléatoires du coefficient de frottement ont d'ores et déjà été entrepris sur des assemblages de structures simples comme vu dans la deuxième partie.

Il est envisagé de maîtriser cet état initial en cherchant à caler les répartitions de dommages locaux ou de variations locales des caractéristiques mécaniques de sorte à retrouver des rigidités apparentes de structures conformes aux données expérimentales fournies par les mesures de bruit ambiant ([141], [142], [143]).

La prise en charge de l'état initial des modèles est une étape très difficile. Elle doit cependant être prise en compte comme un facteur de vulnérabilité supplémentaire.

9.4.2 Cadre d'étude et champs d'utilisation de l'outil

L'outil «Maison Paramétrée» est résolument tourné vers des études de vulnérabilité. Son état d'achèvement à l'heure actuelle doit, semble-t-il, permettre des études censées rendre compte de l'apport de la méthode NSCD aux diagnostics de vulnérabilité sismique. Ces considérations font l'objet de la dernière partie de ce travail.

Par ailleurs, les perspectives d'évolution de l'outil laissent présager des études plus abouties permettant notamment la prise en compte des aspects liés à l'irrégularité en plan et en élévation des bâtiments. Les aspects liés aux choix de modélisations et par là même à la représentativité des modèles numériques générés doivent être résolus une fois pour toute pour que l'outil puisse être utilisé pour des calculs «prédictifs», et non relatifs/comparatifs que nous proposons pour le moment ; le caractère «prédictif» de l'outil devant être considéré, il va de soi, avec toutes les précautions nécessaires.

L'utilisation de l'outil «MP» peut ne pas se cantonner aux études de vulnérabilité telles que décrites dans ce manuscrit. Divers champs d'études s'ouvrent avec l'utilisation d'un tel outil. Deux d'entre eux sont brièvement évoqués ici.

Étude de l'interaction entre immeubles dans un centre bâti dense : Vers la notion de ville paramétrée ? Si l'outil a été conçu pour gérer la modélisation et la simulation sous séismes de bâtiments individuels pour des études de vulnérabilité sismique, il est tout à fait envisageable d'appréhender l'étude de centres villes denses, où des phénomènes de chocs entre bâtiments seraient notamment observés. Ce type d'étude permettrait en l'occurrence de prendre en considération les interactions entre bâtiments. Le concept de «Ville Paramétrée» a d'ores et déjà été utilisée pour tester très grossièrement si la variabilité proposée par l'outil permettait de constater des modes de ruines différents entre les bâtiments (FIGURE 9.30). Un quartier d'une trentaine de bâtiments (soit environ 50000 corps) a en l'occurrence été modélisé et simulé sous séisme (sans prise en compte de l'interaction entre

les bâtiments).

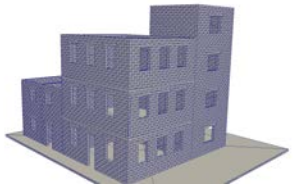
(a) (b)  (c)

FIGURE 9.30 – Vers la simulation de centres villes denses (a) : adaptation du préprocesseur à la définition de «Villes Paramétrées» (b) (détail de trois bâtiments (c))

Étude portant sur la sollicitation sismique Si l'outil est suffisamment fiable pour représenter des comportements de structures sous séismes, alors une toute autre utilisation peut être envisagée. Elle consisterait non plus en des études de vulnérabilité à proprement parler mais pourrait être utilisée pour étudier et mieux comprendre la sollicitation sismique en elle-même.

- recherche de paramètres définissant l'agression sismique corrélés à son caractère nocif sur le bâti
Le signal sismique peut être décrit de maintes façons (*pga*, *cav*, *etc.*). Si les diagnostics de vulnérabilité cherchent à mettre en regard une représentation donnée de l'agression sismique avec un niveau de dommage probable de la structure, le choix du paramètre à charge de représenter la sollicitation sismique n'est pas clairement discuté, même si les études de surfaces de vulnérabilité (Seyedi [144]) vont dans ce sens. Une étude intéressante consisterait donc à étudier la corrélation des différents paramètres décrivant le signal sismique avec la nocivité des dommages infligés aux structures.

- enrichissement des bases accélérométriques des zones faiblement sismiques : rétro-ingénierie et archéosismicité
Enfin, la caractérisation de l'aléa sismique dans les zones peu sismiques est rendue difficile étant donné que l'on dispose de très peu d'enregistrements d'évènements dans ces régions. Quoiqu'il en soit, les bâtiments portent les stigmates d'évènements passés. Il serait envisageable de recourir à des simulations numériques de sorte à confronter des résultats de simulations à des désordres structuraux dus aux effets des séismes pour *in fine* parvenir à identifier et décrire la nature des séismes à l'origine des dommages observés ; et ainsi enrichir les bases de données qui recensent les séismes connus.

NOTA : Si les perspectives d'évolution laissent présager la possibilité de générer des modèles plus complexes que ceux construits dans l'état d'avancement actuel de l'outil «Maison Paramétrée», il n'en demeure as moins que cet outil est dédié à des modélisations génériques favorisant par là même des stratégies de modélisation automatiques.

L'étude de bâtiments spécifiques peut conduire à des modélisations beaucoup plus complexes et être envisagée en se basant sur l'utilisation d'outils plus évolués. Ces aspects de modélisations sont évoqués dans le dernier chapitre de cette partie.

Chapitre 10

Modélisations spécifiques : une mise en donnée basée sur l'interopérabilité d'outils libres

Sommaire

10.1 Approche «CAO» des Modèles «Blocs à Blocs» 311
10.1.1 Description du cas d'étude 311
10.1.2 Génération du modèle «blocs à blocs» 312
10.1.3 Génération d'un modèle «blocs à blocs» : exportation des données CAO en modèles numériques grâce au préprocesseur LMGC90 . 314
10.1.4 Remarques et conclusions 318
10.2 Approches Mixtes Eléments Discrets/Macro Eléments 319
10.2.1 Modélisation du Musée Schoelcher (Pointe-à-Pitre, Guadeloupe) par une approche éléments discrets «étendus» 319
10.2.2 Impact des stratégies de modélisation des remplissages du Musée Schoelcher sur la stabilité de la structure et le temps de calcul . 324
10.2.3 Résultats de calculs et conclusions 327

Les approches paramétriques et automatiques des structures atteignent leurs limites d'utilisation dès lors que l'on s'intéresse à des bâtiments présentant des dispositifs constructifs spécifiques. La généricité induite par le caractère «automatisé» de la génération de modèles ne permet pas, le plus souvent, de réussir à tenir compte des particularités qui font la spécificité de ces structures.

Si l'on associe volontiers ces spécificités aux aspects liés à la régularité des bâtiments, il convient de garder à l'esprit que d'autres problèmes tout aussi importants ne peuvent être convenablement gérés par le type d'approche présenté précédemment. La prise en compte de la micro structure de la maçonnerie, déjà évoquée à maintes reprises et qui nous intéresse tout particulièrement dans notre approche, semble difficile ; l'approche «scriptable» de la construction du modèle «blocs à blocs» conduisant il est vrai à des choix d'assemblages favorisant la régularité pour que le processus puisse être décrit au travers d'algorithmes simples.

Nous nous intéresserons dans ce dernier chapitre de cette partie consacrée au travail de *preprocessing*, à la génération de modèles de maçonneries représentant des bâtiments dits «complexes». L'intérêt ici est justement de montrer, au travers de la modélisation de

bâtiments à première vue simples et réguliers, les difficultés inhérentes aux choix faits pour prendre en compte les aspects de micro structure de la maçonnerie.

L'approche de la discrétisation de la maçonnerie utilisée par l'outil «Maison Paramétrée» est une approche que l'on pourrait qualifier de simpliste. La gestion des assemblages comme des appareillages en panneresse simple est très restrictive et ne permet pas de représenter fidèlement les caractéristiques de ces structures ordonnées. Elle convient le plus souvent pour les maçonneries contemporaines mais s'avère totalement inadaptée pour traiter les maçonneries anciennes.

Les murs des structures anciennes sont généralement très épais ; les panneaux de ce type de maçonneries peuvent être considérés comme un milieu multicouches aux caractéristiques très variables en fonction de la position dans l'épaisseur du mur. En général, deux parements de peau constitués de blocs d'assez bonne qualité, plus ou moins appareillés, permettent de confiner un remplissage frustre ; la présence de cette phase entre les deux parements dépendant de l'épaisseur de la maçonnerie. Ces différentes phases ont des comportements mécaniques très différents ; le comportement d'ensemble des panneaux de maçonnerie dépendant bien entendu des caractéristiques de chacune des phases mais aussi du degré de liaison entre les différentes couches correspondantes.

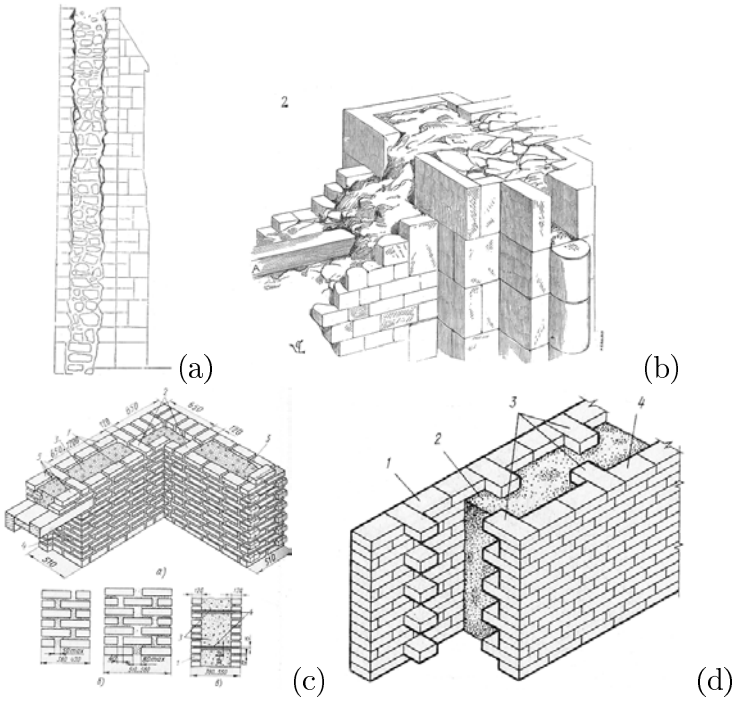


FIGURE 10.1 – Remplissages frustres : coupe en élévation (a) et croquis de détails : cas d'un pilier (b) et liaisons entre parements (c) et (d) (Dessins tirés de l'ouvrage "Dictionnaire raisonné de l'architecture française du XIe au XVIe siècle" d'Eugène Viollet-le-Duc et nettoyés par l'internaute "Buzz" et Patrimoine-de-france.com)

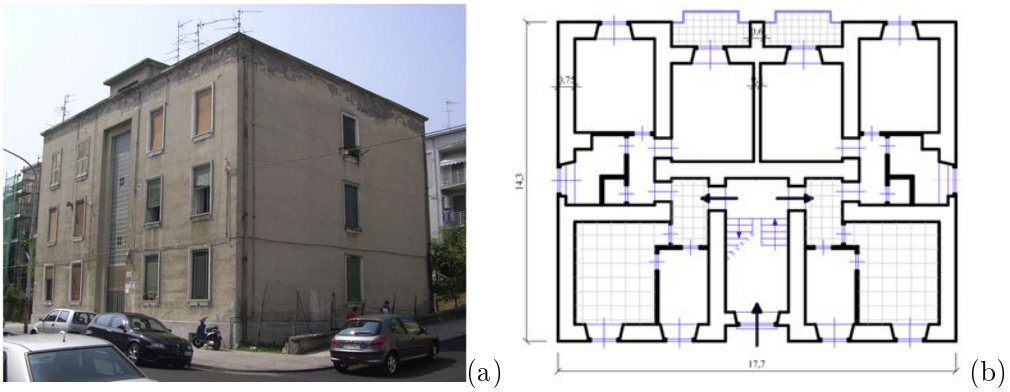
Ce type d'assemblage est bien évidemment très éloigné de celui proposé dans le préprocesseur «Maison Paramétrée». Nous nous proposons dans cette fin de chapitre de revenir sur la manière dont peut être pris en compte ce genre de maçonneries dans les modèles

numériques. Deux cas seront abordés correspondant à deux approches différentes de la discrétisation des bâtiments à modéliser. Le processus de génération est détaillé ainsi que les problèmes posés par les deux approches.

10.1 Modélisation «blocs à blocs» d'un bâtiment : approche «CAO» de la mise en données de bâtiments complexes

10.1.1 Description du cas d'étude

- géométrie et caractéristiques générales :
Le cas d'étude (Rota et *al.* [87]) présenté dans la partie d'introduction générale et portant plus spécifiquement sur l'étude de l'influence de la variabilité des caractéristiques mécaniques des matériaux sur la définition des courbes de fragilité, pose également le problème de la gestion de la microstructure des panneaux de maçonnerie. La structure considérée est, s'il est besoin de le rappeler, un bâtiment typique du sud de l'Italie et de la région de la *Rione Libertà* tout particulièrement, situé dans la ville de Benevento. La structure, construite en 1952, est une maçonnerie entièrement réalisée avec des blocs de tuf ; les planchers étant réalisés en béton armé. Le bâtiment de maçonnerie se présente comme une succession d'étages identiques (3 niveaux sur une hauteur de 11.05 m). Les étages sont réguliers et symétriques par rapport à l'axe de l'escalier comme peut le montrer la FIGURE 10.2. Les dimensions au sol du bâtiment sont d'environ 17.7×14.3 m.



(a) (b)

FIGURE 10.2 – Cas d'étude : bâtiment en maçonnerie (Benevento, Italie (d'après Rota et *al.* [87])) : photo (a) — coupe en plan (b)

- description de l'assemblage :
Rota et *al.* proposent trois descriptions des panneaux de maçonneries qui correspondent à la description faite des maçonneries anciennes dans l'introduction de ce chapitre. Les trumeaux de maçonnerie de type 1 (*T1*) sont décrits au travers d'un modèle bi–phasique : deux parements grossièrement appareillés faits de blocs de tuffs permettent de maintenir une deuxième phase constituée d'un mélange de «tout-venant». Les parements sont considérés comme étant faiblement connectés. Un deuxième type de trumeau (*T2*) fait au contraire l'hypothèse de l'absence de ce remplissage frustre dans la maçonnerie : les panneaux sont associés à des assemblages de blocs de taille et de qualité assez homogènes ; l'assemblage étant plus ou moins régulier, et ne suivant pas réellement de motif. Enfin, une troisième représentation de la maçonnerie est proposée (*T3*), très proche du type *T1*, mais

pour laquelle le remplissage est noyé dans un mortier.

Nous nous intérresserons uniquement au type *T2* dans cette section, et à la construction d'un modèle géométrique «blocs à blocs» à partir de l'outil de CAO **Salome** ; la description géométrique étant ensuite utilisée par le préprocesseur de LMGC90 pour la définition d'un modèle de calcul.

10.1.2 Génération du modèle «blocs à blocs»

Comme nous avons pu déjà le souligner précédemment, la discrétisation de la structure en blocs peut globalement se faire suivant deux approches différentes : l'une consiste à procéder à la manière d'un maçon et à disposer des blocs «numériques» suivant les règles de l'art, l'autre est basée sur une approche antagoniste consistant à passer d'une description de la structure au travers de volumes élémentaires (murs, *etc.*) en un assemblage cohérent, grâce à des algorithmes de découpe.

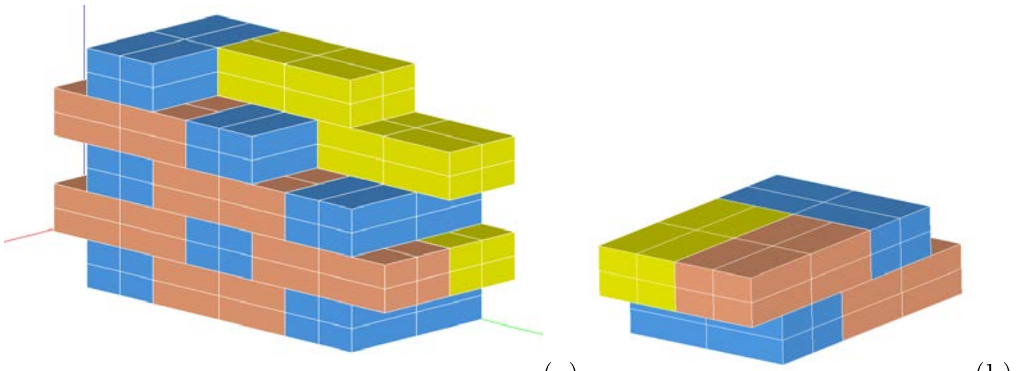
La première approche permet, pour des configurations simples, de gérer automatiquement les assemblages ; ce point ayant été largement abordé lors de la présentation du préprocesseur «Maison Paramétrée». Les assemblages se basent ainsi sur des blocs de référence ; les dimensions de la structure, l'implantation des porteurs ou des ouvertures étant adaptés à la métrique imposée par ces blocs de référence. La seconde approche est bien sûr la plus générique mais également la plus difficile à mettre en oeuvre, et ne sera pas traitée dans ce travail. Nous nous focaliserons ici sur une approche très semblable à celle proposée dans l'outil «MP», qui utilise notamment une métrique particulière permettant la définition et la construction du modèle «blocs à blocs» dans l'outil de CAO Salome.

Description géométrique de la structure *via* le logiciel Salome [145] Si la description des panneaux de maçonnerie donnée par le type *T2* fait l'hypothèse de l'absence de remplissages frustres dans les panneaux, elle considère en revanche que les parements de la maçonnerie sont faiblement connectés et qu'ils sont faits de blocs de tuf grossièrement assisés. Ces deux aspects ne sont pas respectés dans la discrétisation que l'on propose ici ; les blocs étant considérés comme des parallélépipèdes parfaits et s'apparentant de ce fait à de la pierre de taille parfaitement assisée, et la gestion de l'assemblage se basant sur la répétition d'un motif d'assemblage simple 3D prenant en considération la gestion de la liaison des parements (la répétition de ce motif conduisant bien sûr à ce que les deux parements soient fortement connectés).

- *calepinage et motif de base*

L'un des critères censé garantir la qualité d'une structure maçonnée renvoie au degré de liaison entre les différents éléments structuraux de la maçonnerie. Au niveau d'un mur ou d'un panneau de maçonnerie, cette notion transparaît au travers de certaines considérations telles que le recouvrement des joints horizontaux pour éviter les «coups de sabre» (au sein d'un parement) ou la présence de «boutisses» dans l'assemblage qui assurent la liaison entre les deux parements des panneaux. Les appareillages traditionnels répondent à ces deux impératifs en proposant des agencements particuliers de blocs. Nous avons considéré, pour traiter la discrétisation de ce bâtiment et la construction du modèle «blocs à blocs» correspondant, une variante de l'appareil flamand caractérisé par une forte connectivité

des deux maçonneries de parements (FIGURE 10.3 (a)).



(a) (b)

FIGURE 10.3 – Description de l'appareillage utilisé pour la description du modèle «blocs à blocs» : variante de l'appareil flamand (a) — motif de base/détail (b)

Cet appareil permet l'assemblage de blocs de dimensions régulières (ici $750 \times 375 \times 200\ mm$) suivant un motif assez simple — une succession d'assises constituées de deux blocs en panneresse disposés dans l'épaisseur suivis d'un bloc en boutisse — et décalé dans les assises suivantes de sorte que les blocs en boutisse des assises sus- et sous-jacente soient au centre des blocs en panneresse (FIGURE 10.3 (b)). Cette variante de l'appareil flamand permet la génération de panneaux dont l'épaisseur correspond à la longueur d'un bloc.

A noter que le choix de la dimension des blocs suggère ici une maçonnerie en gros appareil qui ne semble pas forcément adapté au type de structure modélisé (maçonnerie type logements collectifs). Le choix de ces dimensions résulte avant tout d'une volonté de limiter le nombre de blocs nécessaires à la construction de l'ensemble du modèle géométrique pour la structure. Il aurait été tout à fait envisageable de considérer des blocs environ deux fois plus petits (en longueur et en largeur) en utilisant un appareil flamand classique qui mène à la construction de panneaux deux fois plus épais (épaisseur équivalent à deux longueurs de blocs). Dans notre cas, le modèle ainsi généré contiendrait donc approximativement deux fois plus de blocs ; d'où le choix de cette discrétisation assez grossière.

- description géométrique du modèle «blocs à blocs»
Pour des raisons de généricité permettant d'automatiser *a minima* le dépôt des blocs en respectant le motif de l'appareil *via* l'outil de CAO, les dimensions caractéristiques du bâtiment (murs d'enceinte, murs de refend, ouvertures) et leur implantation sont considérées en fonction de ce motif de base. La stratégie utilisée ici est donc de ce point de vue assez similaire à celle utilisée avec l'outil «Maison Paramétrée» ; le reparamétrage ne se faisant pas en fonction du bloc standard mais en regard du motif. Cette approche permet bien entendu de faciliter la construction du modèle mais se fait au prix d'approximations sur la géométrie de la structure. Les dimensions au sol du modèle proposé sont de $17.625 \times 14.065\ m$ contre $17.7 \times 14.3\ m$ comme indiqué sur le plan de coupe FIGURE 10.2 (b) ; les approximations induites par le respect de la métrique imposée par le motif étant bien entendu dépendantes de la taille du bloc de référence.

- préparation à l'exportation et conditionnement

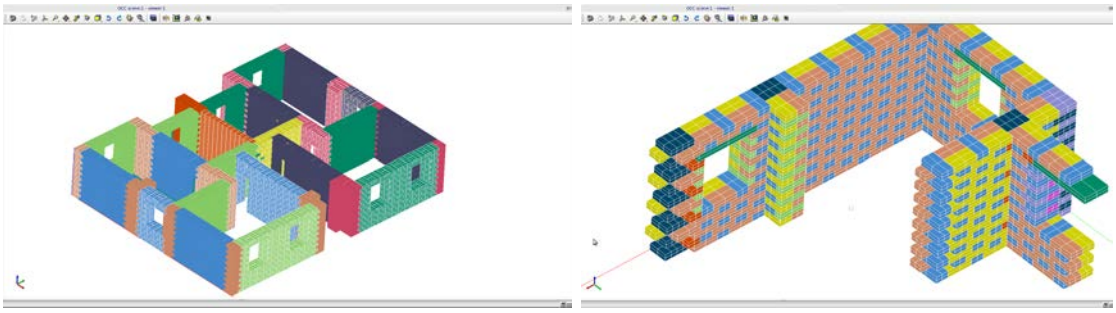


FIGURE 10.4 – Approche «CAO» du modèle «blocs à blocs» sous Salome [145] : description de la géométrie des blocs sur un étage (utilisation de la symétrie) — détail de l'appareillage

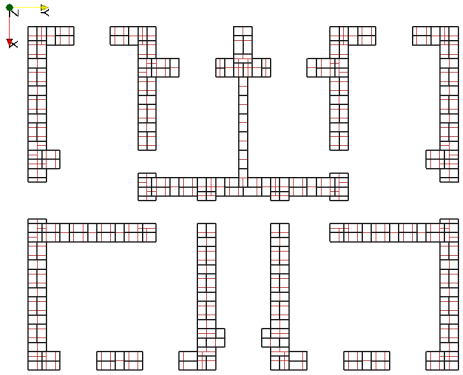


FIGURE 10.5 – Superposition de deux coupes en plan du modèle «blocs à blocs» (en noir assises «paires», en rouge assises «impaires»)

Les blocs ainsi créés sont ensuite regroupés en différents sous-ensembles et exportés au format **brep**. La répartition des corps se fait en fonction des traitements spécifiques à appliquer aux éléments des différents sous-groupes lors de l'étape finale de génération du modèle de calcul. Typiquement, les corps de natures différentes de par leurs caractéristiques physiques ou structurelles (fondation/planchers hauts/blocs) peuvent se trouver ainsi sériés et être traités indépendamment lors de l'étape de génération. Plus la modélisation est complexe et plus les critères utilisés pour distinguer et traiter convenablement les corps sont fins. Cette approche est essentielle pour appréhender convenablement la génération des modèles numériques, et notamment les aspects liés aux choix de représentation des corps à proprement parler (choix du modèle volumique), à l'application des conditions aux limites, à la gestion des conditions initiales ou encore à la description du problème de contact dans la simulation. L'ensemble de ces aspects est brièvement décrit dans la sous-section suivante.

10.1.3 Génération d'un modèle «blocs à blocs» : exportation des données CAO en modèles numériques grâce au préprocesseur LMGC90

Caractérisation physique des éléments Les fichiers ***.brep** sont lus par des routines spécifiques du préprocesseur LMGC90 ; chaque objet volumique décrit géométriquement dans le fichier étant transformé en un élément spécifique de la simulation, pour lequel il est donc nécessaire de fournir une représentation du comportement volumique et une

description physique. Les objets volumiques Salome peuvent ainsi être traités indifféremment comme des solides rigides ou des solides déformables. Le choix de l'une ou l'autre représentation impacte bien évidemment la description physique du modèle et notamment la description des caractéristiques matériaux, les corps rigides étant totalement décrits au travers de leur masse volumique ($\rho_{materiau_1}$), les corps déformables nécessitant quant à eux la donnée d'informations supplémentaires ($E_{Young}^{materiau_1}$, pour un modèle élastique linéaire). A noter par ailleurs, que se pose également le problème de la discrétisation des corps déformables.

Les modèles proposés FIGURE 10.6 sont des modèles «blocs à blocs» totalement rigides ou déformables ; les diaphragmes horizontaux étant quant à eux modélisés par des dalles rigides similaires à celles utilisées dans l'outil «Maison Paramétrée».

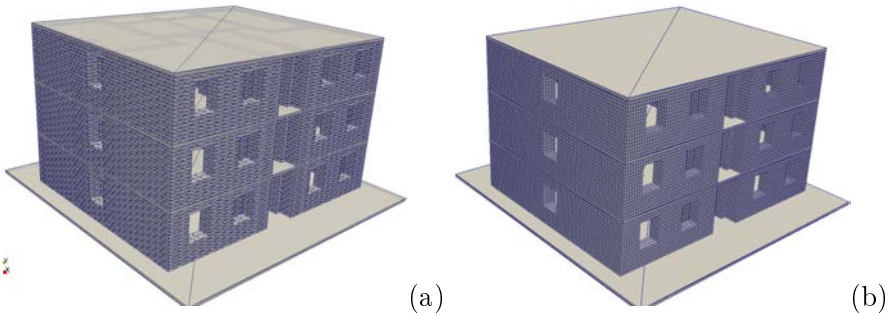


FIGURE 10.6 – Modèles «blocs à blocs» rigide (a) et déformable (b) générés à partir de la description géométrique du bâtiment avec Salome

Gestion des contacteurs et mise en place d'une table de visibilité adaptée L'affectation des contacteurs aux éléments de la collection d'objets est une étape essentielle dans le processus de modélisation, dont dépend la pertinence du problème de contact à traiter. Ce point n'a pas été évoqué dans la présentation de l'outil «MP». L'approche adoptée ici hérite toutefois directement de celle utilisée dans le préprocesseur et sera présentée dans ce paragraphe. Le cas des solides rigides et déformables est à considérer séparément.

La prise en compte des contacts entre deux solides dans le code de calcul LMGC90 s'effectue au travers de contacteurs spécifiques accrochés aux divers solides et ce dans une approche candidat/antagoniste. Les solides portant des contacteurs de type candidats sont susceptibles d'établir un contact avec des solides portant des contacteurs antagonistes, ces contacteurs s'apparentant, en 3D, à des surfaces pour les contacteurs antagonistes et à des points de contact définissant implicitement une «surface» de contact pour les contacteurs candidats. Dans le cadre de contacts entre rigides et maillés, les contacteurs candidats sont par défaut portés par le maillage et les surfaces antagonistes par les éléments polyédriques. Plus précisément, les mailles de surface — triangulaires dans le cas d'un maillage en tétraèdres, rectangulaires dans le cas d'un maillage hexaédrique — portent ces points de contact (jusqu'à 3 ou 4 par maille en fonction du type de maillage). Le nombre de points de contact potentiels entre un maillé et un élément polyédrique est ainsi directement relié à la finesse du maillage de surface des objets maillés. La différence de taille entre les éléments du maillage de peau et la taille des faces antagonistes des rigides peut conduire à des instabilités au niveau des contacts blocs/maillés, les blocs rigides ne disposant pas

d'assez de points de contact pour assurer leur stabilité. Ces aspects seront évoqués plus en détail dans la deuxième section de ce chapitre.

La seule donnée d'un type de contacteur à un objet ne décrit pas totalement le formalisme adopté par le logiciel LMGC90 pour la gestion du contact entre corps. Les contacteurs sont «tagés» ; ces tags permettant un pilotage fin du contact pour l'ensemble des corps de la collection d'objets. Les «tags» s'apparentent à des marqueurs qui viennent particulariser les contacteurs. Ainsi, pour qu'il y ait contact, il est nécessaire qu'une double assertion soit vérifiée : il faut premièrement que le contact entre deux types de contacteurs antagoniste et candidat soit bel et bien géré par le code de calcul — l'ensemble de la combinatoire entre types de contacteurs candidat/antagoniste étant disponible dans la documentation du logiciel — ; et si c'est le cas, il faut également que le contact pour le couple de contacteurs en question affectés de leur marqueur respectif ait été défini dans la table de visibilité. La gestion de l'affectation des contacteurs et de leur marquage est donc une étape essentielle du processus de génération de modèle dont dépendent les résultats de simulation.

- *corps rigides*

Le cas des corps rigides est particulier. L'ensemble des surfaces de contact des objets 3D est décrit par la donnée d'un unique contacteur à la fois candidat et antagoniste, et d'un unique marqueur. Dans notre cas précisément, les objets ou blocs sont représentés au travers d'éléments polyédriques à 6 faces (pavés). La gestion des contacteurs et des marqueurs n'est donc pas trop complexe. La table de visibilité cherchant à décrire les contacts possibles dans la simulation correspond à une série d'assertions du type : les blocs rigides 3D polyédriques candidats marqués par une étiquette tag_α sont potentiellement en contact avec des blocs rigides 3D polyédriques antagonistes marqués par une étiquette tag_β *via* une loi d'interaction donnée, préalablement définie.
La plus grande difficulté dans la description du contact est la bonne gestion des paramètres permettant de maîtriser et piloter finement les algorithmes de détection, et ainsi économiser du temps de simulation. Ils sont liés notamment à la définition de zones spécifiques de recherche de candidats au contact à travers la notion de distances d'alerte ; ces distances étant bien évidemment fonction des blocs candidats au contact et dépendant de la cinématique de la simulation.

- *corps déformables*

La gestion des contacteurs pour les corps déformables est plus complexe. Les six faces du bloc déformable doivent être typées et particularisées (affectation d'un contacteur spécifique — candidat surfacique *CSxxx* ou antagoniste *ASpxx* — et d'un marqueur). La difficulté réside dans une bonne gestion des affectations compatibles avec une table de visibilité permettant de décrire tous les contacts nécessaires dans la simulation. Ceci sous entend d'être capable de gérer à la fois les situations de contact entre corps déformables d'une part et entre corps déformables et corps rigides d'autre part, utilisées pour la modélisation des diaphragmes horizontaux (fondation, planchers et toiture).

• contacts maillés/maillés

La gestion du contact entre corps maillés en 3D se fait au travers des couples de contacteurs *CSxxx* et *ASpxx* dans le formalisme de LMGC90. L'affectation de ces contacteurs doit donc tenir compte de ce premier impératif. Quant au choix de la description des marqueurs, il doit permettre une gestion non conflictuelle du contact et éviter des situations de contacts pathologiques qui peuvent mettre en défaut les algorithmes de détection. Il a été

adopté dans l'outil «Maison Paramétrée» une description particulière des contacteurs et un marquage spécifique permettant de gérer des descriptions fiables des blocs en regard de ces aspects liés au problème de contact. La gestion de la description du type de contacteur et du marquage se fait en considérant l'orientation des blocs dans la structure et repose donc sur une des hypothèses forte de l'outil «Maison Paramétrée» et de notre approche des structures maçonnées pour l'instant : le principe d'orthogonalité entre les éléments structuraux de la maçonnerie. Les murs sont construits perpendiculairement les uns aux autres de sorte que les blocs se trouvent orientés. La logique de description s'appuie directement sur l'orientation des blocs dans le repère principal ; les marqueurs pour chaque surface de contact renvoyant notamment aux plans auxquels les surfaces en question sont parallèles. Trois marqueurs sont donc utilisés pour tager un bloc : *XYxxx* décrivant les surfaces de normale $\vec{z}$, *XZxxx* celles de normale $\vec{y}$, et enfin *YZxxx* celles de normale $\vec{x}$. Pour ce qui est de l'affectation des types de contacteurs, elle se fait en considérant la position relative des faces du polyhèdre de même normale : chaque couple de faces en vis-à-vis est décrit par un couple de contacteurs *CSxxx* et *ASpxx*. Les contacteurs *CSxxx* sont affectés aux surfaces du polyèdre dont les coordonnées des 4 sommets répondent à la description $x = x_{min}$, $y = y_{max}$ ou $z = z_{min}$; et, *a contrario* les contacteurs *ASpxx* à la description $x = x_{max}$, $y = y_{min}$ ou $z = z_{max}$. x_{min}/x_{max}, y_{min}/y_{max}, z_{min}/z_{max} sont les valeurs minimales et maximales des coordonnées des 8 sommets des polyèdres à 6 faces pour chacune des composantes. Ainsi, chaque face du polyèdre à 6 faces a un type et un marqueur qui lui garantit une description unique à l'échelle du bloc (FIGURE 10.7).
Les tables de visibilité entrent ensuite en jeu pour gérer les contacts entre les contacteurs candidats et antagonistes partageant un même marqueur ; les problèmes d'auto contact étant gérés au travers de la définition de distances d'alerte adaptées aux dimensions du bloc (distance d'alerte $<$ longueur caractéristique du bloc dans la direction considérée).

• contacts rigides/maillés
Le cas des contacts rigides/maillés est à considérer à part : le logiciel impose que le solide rigide soit candidat et le solide déformable soit antagoniste. Un traitement spécifique doit donc être réservé aux blocs appartenant aux assises en tête de trumeau, en contact avec les planchers rigides. Les contacteurs *ASpxxx* initialement affectés pour ces surfaces de contact sont remplacées par des contacteurs *CSxxx* (*Cf.* FIGURE 10.8).

Données CAO et gestion de la mise en données Un point important est à souligner concernant l'utilisation d'outils de CAO pour la définition géométrique du modèle «blocs à blocs». Ces outils travaillent à des tolérances données. Les objets sont caractérisés en sous éléments toujours plus simples : ainsi, un solide (*solid*) est considéré dans Salome comme une surface fermée (*shell*), chaque surface de la surface fermée (*face*) pouvant être considérée à son tour comme un contour fermé (*wire*) fait de lignes (*edges*) et de points (*vertices*). Les solides sont donc décrits à l'échelle du point à une tolérance donnée. Un point sommet d'un polyèdre peut donc avoir différentes coordonnées suivant le sous ensemble considéré. Ces différences sont en deçà de la tolérance et sont donc totalement transparentes pour l'outil CAO, mais doivent être gérées lors de l'exportation du modèle géométrique et la génération du modèle numérique. Sans cela, des défauts apparaissent dans la structure : défaut d'orthogonalité des faces, légères interpénétrations, *etc.* (FIGURE 10.9).

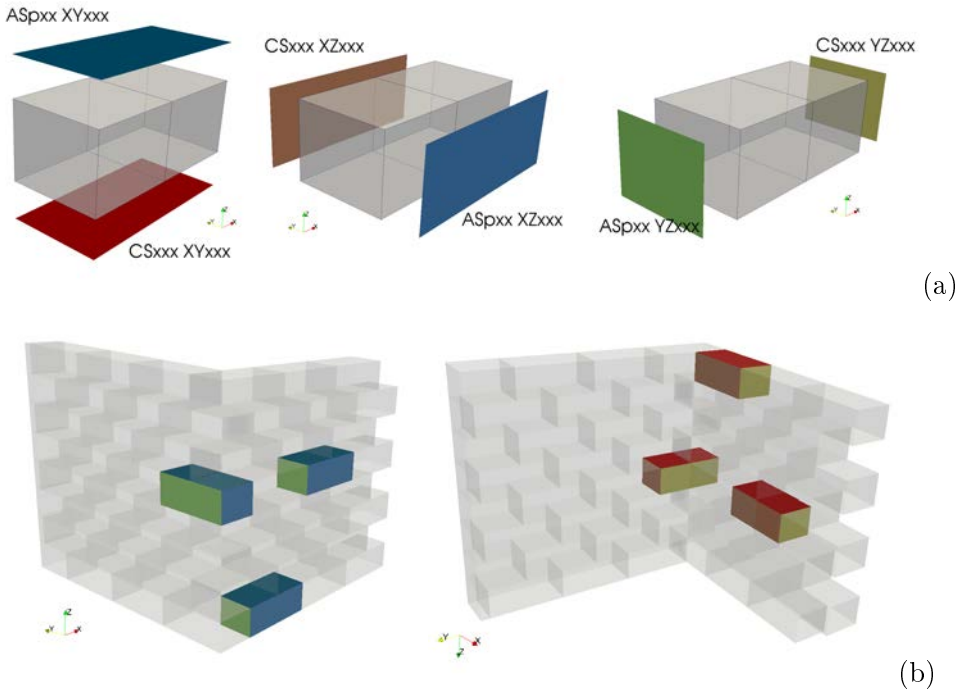


FIGURE 10.7 – Logique d'affectation des contacteurs et des marqueurs (utilisée dans l'outil «Maison Paramétrée» et étendue aux modélisations de maçonneries répondant au «principe d'orthogonalité») pour la description du problème de contact : détail par type de surface (a) — cas d'un assemblage (b) : $\vec{z}$ orienté vers le haut à gauche et vers le bas à droite

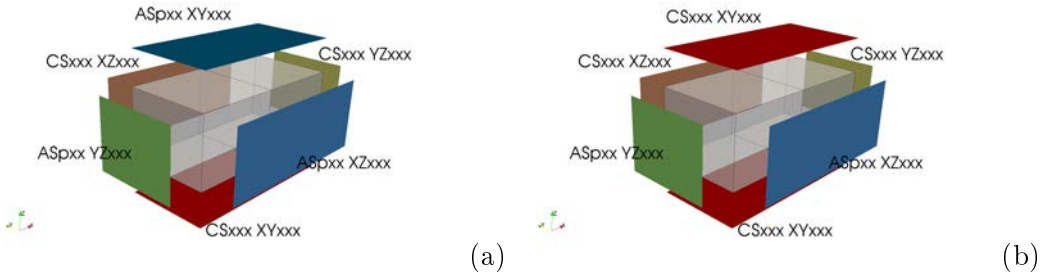
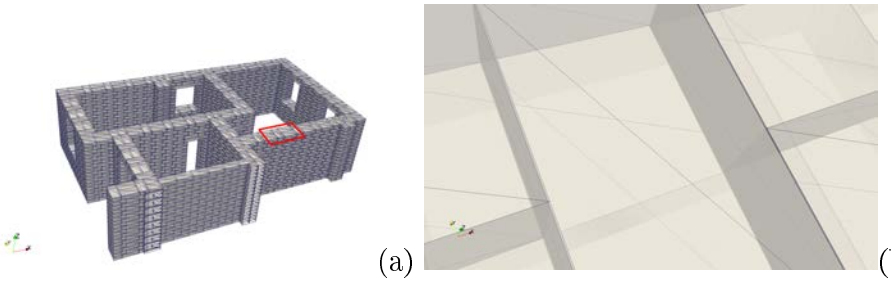


FIGURE 10.8 – Affectation des contacteurs et des marqueurs : cas de la gestion du contact maillé/maillé (a) et du contact maillé/rigide (b)

10.1.4 Remarques et conclusions

La stratégie suivie ici repose sur la description de chaque bloc dans le logiciel CAO (hors prise en compte des symétries dont la gestion peut être assurée à la fois dans l'outil de CAO ou grâce au préprocesseur). Cette approche graphique est fastidieuse et n'est réellement envisageable que pour des assemblages de blocs suffisamment réguliers pour que la construction puisse se faire au travers de motifs réguliers répétables facilitant la saisie de la géométrie. A noter toutefois que des alternatives existent : des scripts de génération peuvent être utilisés dans l'outil de CAO pour déposer, de façon ordonnée, les blocs d'un édifice maçonné (FIGURE 10.10).



(a) (b)

FIGURE 10.9 – Tolérance sur les données CAO et défauts de génération : localisation des défauts sur une vue partielle du modèle «bloc à bloc» (a) et détail d'interpénétration de blocs due à la non prise en compte de la tolérance de l'outil de CAO lors de la génération du modèle (b)

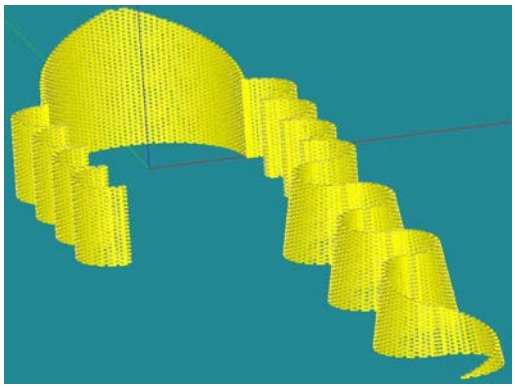


FIGURE 10.10 – Modélisation sous Salome d'une cathédrale réalisée aux Grands Ateliers de l'Ecole d'Architecture de Paris Belleville (d'après Bagnéris)

Le cas des maçonneries frustres n'est pas géré par cette stratégie de génération de modèle qui est basée sur l'hypothèse d'une discrétisation simple de la structure en blocs. D'autres approches sont envisagées, se basant sur cette première stratégie, pour parvenir à modéliser ces maçonneries particulières ; le cas de la modélisation du Musée Schoelcher présenté dans la section suivante en étant une parfaite illustration.

10.2 Approches mixtes discrètes et par macro éléments des structures maçonnées avec remplissages frustres : cas d'étude symptomatique de la modélisation du Musée Schoelcher

10.2.1 Modélisation du Musée Schoelcher (Pointe-à-Pitre, Guadeloupe) par une approche éléments discrets «étendus»

Choix d'une approche DEM en corps rigides et FEM en déformables Le Musée Schoelcher (FIGURE 10.11) est un cas d'étude très intéressant : il est l'un des rares exemples d'édifices à architecture de prestige encore intact à Pointe-à-Pitre. Le Musée Schoelcher a

fait l'objet de relevés géométriques en mars 2010. Les données obtenues ont permis d'identifier très clairement des typologies de blocs aux dimensions caractéristiques et occupant des fonctions bien spécifiques dans la structure : chaînages horizontaux et verticaux ou encore chaînages d'ouverture ; ces chaînages permettant de structurer une maçonnerie de remplissage composée vraisemblablement de pierres calcaires faiblement assisées et recouvertes d'un enduit.

FIGURE 10.11 – Musée Schoelcher à Pointe-à-Pitre, Guadeloupe : bâtiment en calcaire s'élevant sur deux niveaux, ossature réalisée avec des pierres de taille appareillées qui structure des remplissages frustres

La modélisation du bâtiment avec le logiciel LMGC90 est faite en combinant des éléments discrets pour les blocs massifs et des éléments finis pour les remplissages. Pour prendre en compte la perte de rigidité due à la ruine (progressive ou totale) de ces panneaux de maçonnerie, diverses approches pourraient être envisagées, comme considérer un modèle de comportement non linéaire (type plasticité), ou endommageable ou encore utiliser des zones cohésives diffuses. Ces approches étant très coûteuses, une première modélisation se propose de considérer un modèle de comportement élastique linéaire. Il est envisagé de faire évoluer ce modèle par la suite pour obtenir des réponses plus appropriées.

La modélisation du Musée Schoelcher proposée est ambitieuse puisqu'elle cherche à décrire en partie la structure au travers d'un modèle «blocs à blocs» et au travers d'éléments représentant les panneaux de remplissage ; et se faisant, aborde des problématiques liées à la fois à la gestion de différentes échelles de modélisation et à la prise en compte de différents modèles de comportement dans une même simulation. Les difficultés liées à ces aspects sont discutées dans la deuxième sous-section de cette section.

Génération du modèle La génération du modèle est envisagée ici en plusieurs étapes successives permettant de gérer à la fois la génération d'un modèle «blocs à blocs» et la modélisation de panneaux de remplissage ; la génération de ces panneaux nécessitant, comme nous allons le voir, plusieurs étapes distinctes faisant intervenir différents outils.

- description du modèle «blocs à blocs» sous Salome
Le processus de génération du modèle «bloc à bloc» est identique à celui présenté précédemment dans la première section de ce chapitre. La différence notable vient essentiellement

du fait que les types de blocs utilisés dans le modèle sont beaucoup plus variés : blocs de dimensions variables, blocs convexes non réguliers (trapézoïdaux), *etc* ; certains blocs étant même de forme non convexe. Les dimensions caractéristiques de l'ensemble des blocs — et plus largement celles de la structure — ont été relevées lors d'une mission de terrain (FIGURE E.5 et FIGURE E.2) permettant de reproduire fidèlement les assemblages de blocs massifs tels qu'observés *in situ* (FIGURE 10.14).

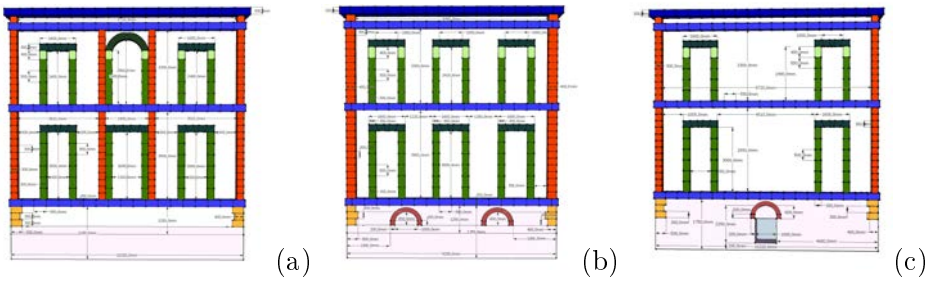


FIGURE 10.12 – Dimensions caractéristiques de la structure (disponible en Annexe E) : façade principale du bâtiment (a), façades latérales (b) et façade arrière (c)

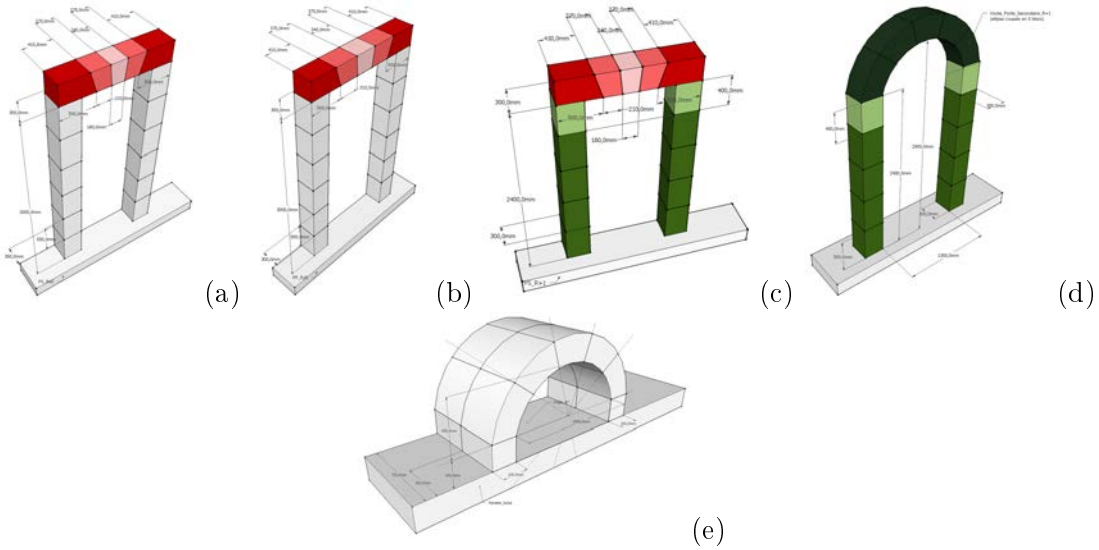


FIGURE 10.13 – Dimensions caractéristiques des ouvertures (disponible en Annexe E) : portes secondaires (a) et principale (b) du rez-de-chausée et du R+1 ((c) et (d)) — voûtes du sous-sol (e)

Comme expliqué précédemment, les blocs décrits géométriquement *via* l'outil de CAO sont regroupés en sous-ensembles pour mieux gérer l'exportation et la génération des modèles. Dans le cas de la modélisation du Musée Schoelcher, le nombre de sous-groupes est important (environ 16) pour parvenir à traiter convenablement l'ensemble des blocs et surtout les affectations des contacteurs et marqueurs ; cette étape pouvant sembler simple si l'on considère uniquement la collection de blocs rigides mais qui devient très complexe dès lors que l'on doit prendre en compte l'interaction avec les corps déformables dont la

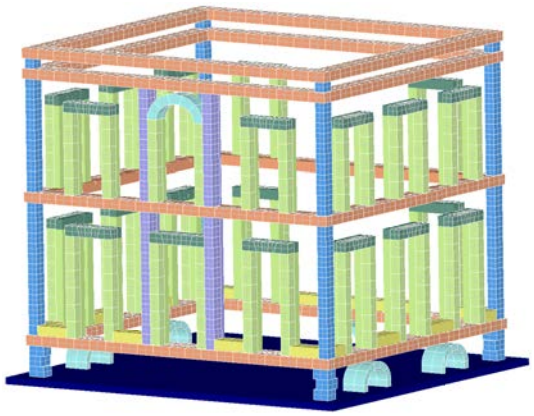


FIGURE 10.14 – Description des typologies de blocs taillés utilisés dans la modélisation du Musée Schoelcher : en bleu et mauve, les chaînages verticaux, en jaune et orangé, les chaînages horizontaux, en vert clair et foncé, les chaînages d'ouverture, en cyan, les blocs des voûtes

génération est décrite ci-après.

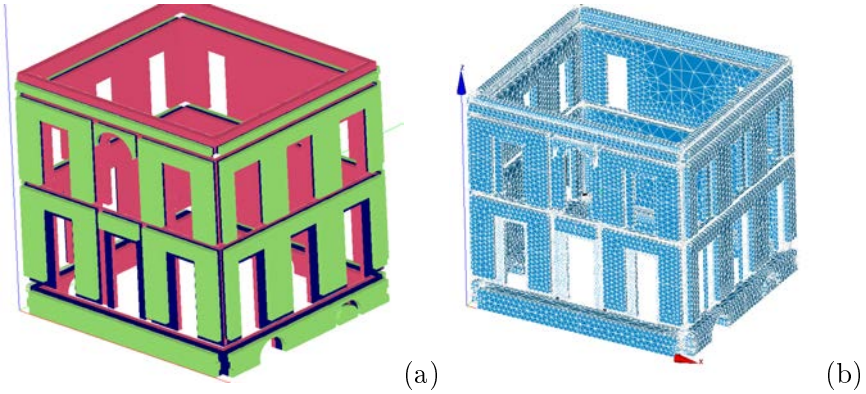
- *description du modèle de panneau : générations hybrides Salome/GMSH*
La génération du modèle de maçonnerie frustre se base sur le modèle «blocs à blocs» réalisé graphiquement avec l'outil de CAO Salome. La description géométrique des panneaux de remplissage est déduite du modèle discret et des dimensions générales de la structure. Ces éléments de volumes peuvent ensuite être conditionnés en fonction des choix de modélisation : approches «multicouches» et bi-phasiques (prise en compte de deux comportements mécaniques différents entre la maçonnerie de parement et la fourrure), gestion du remplissage par panneaux à l'échelle d'un trumeau, d'un mur, *etc.* (FIGURE 10.15). Ces descriptions volumiques étant ensuite exportées au format **brep** pour être maillées en utilisant des mailleurs externes tels que SMESH incorporé dans la *toolbox* de Salome-Meca ou GMSH [146].

Le mailleur GMSH a été utilisé pour la génération des maillages des remplissages, cet outil permettant d'affecter différents groupes sur l'objet maillé. Ces groupes sont par la suite utilisés pour la mise en place des contacteurs, l'application des conditions aux limites, *etc.* Les maillages ainsi obtenus au format **msh** sont ensuite lus et traités grâce à des routines spécifiques du préprocesseur LMGC90. Ce type de génération est basé sur l'interopérabilité d'outils libres (FIGURE 10.16).

Le conditionnement des remplissages (taille des panneaux) et les choix liés à leur description (choix de la discrétisation du maillage) sont discutés dans la suite de ce travail en regard des aspects liés à la maîtrise du problème de contact et à la limitation des temps de calcul.

Description des modèles volumiques :

- *Choix d'un remplissage homogène*
Les remplissages en maçonnerie sont le plus souvent constitués de plusieurs phases dont le



(a) (b)

FIGURE 10.15 – Exemple de description géométrique de la maçonnerie de remplissage du Musée Schoelcher : cas du modèle multicouches, permettant de distinguer les comportements de la maçonnerie de parement (en rose et vert) de la fourrure (en bleu foncé) (a) — et maillage associé (SMESH)

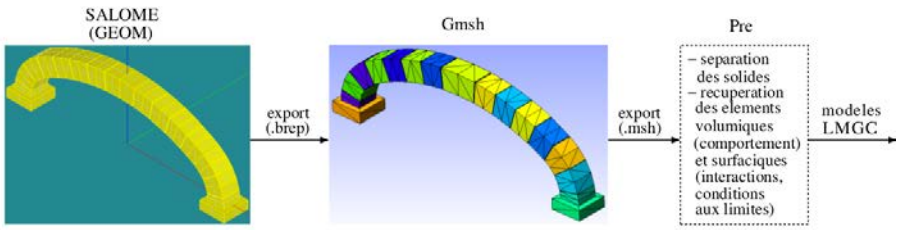


FIGURE 10.16 – Opérations successives permettant la génération de corps déformables à partir des outils Salome et GMSH (d'après Martin et *al.* [147])

comportement mécanique varie en fonction de leur position dans l'épaisseur de la structure. Des parements de peau constitués de pierres de qualité, appareillées irrégulièrement, confinent un mélange frustre agissant sur la structure en apportant de la masse à l'ouvrage. Ce matériau de remplissage est le plus souvent de faible qualité en termes de comportement mécanique. Pour rendre compte au mieux des phénomènes physiques observés dans ce type de structures maçonnées, les 3 phases présentes dans ce type de remplissage pourraient être représentées en modélisant chacun des milieux avec un comportement distinct, les comportements des parements — *id est* des éléments maillés périphériques — étant dès lors différenciés de celui des maillages de remplissage. Cette approche n'a pas été retenue pour la modélisation des remplissages du Musée Schoelcher étant donné leur faible épaisseur (environ 600 mm) ; ce qui rend l'existence de plusieurs phases peu probable. En outre, les maillages générés pour une représentation en 3 phases permettent difficilement d'envisager de calculer la structure dans des temps raisonnables. Les remplissages seront donc considérés par la suite comme des milieux homogènes. Ils sont décrits au travers d'éléments finis continus dans l'épaisseur des remplissages dont les caractéristiques mécaniques sont décrites au paragraphe suivant.

- Caractéristiques des modèles volumiques retenus

Les remplissages ont été modélisés par des éléments finis ayant un comportement élastique ($\rho = 1400\ kg/m^3$, $E_{Young} = 7.0 \times 10^{10}\ N/m^2$, $\nu = 0.3$) et les blocs par des éléments

rigides ($\rho = 1750\ kg/m^3$). Nous nous intéresserons plus spécialement par la suite, à la fois aux difficultés liées à la génération de ce type de modèle «mixte» et à la réalisation d'une simulation avec le code de calcul LMGC90.

10.2.2 Impact des stratégies de modélisation des remplissages du Musée Schoelcher sur la stabilité de la structure et le temps de calcul

Les choix de modélisation ont un impact direct sur la représentativité des comportements mécaniques observés et sur les temps de calcul de la simulation. L'enjeu de toute modélisation est bien évidemment de parvenir à concilier ces deux contraintes majeures. Différentes modélisations des remplissages du Musée Schoelcher ont été envisagées pour y répondre au mieux. L'approche choisie, pour le remplissage, combinant éléments rigides et déformables conduit à devoir gérer un problème de contact complexe. La multiplicité des types de modèles en présence mais également la très forte variabilité de taille des éléments en contact sont une difficulté majeure pour associer une gestion du contact cohérente (détection, résolution, *etc*) à des temps de calcul raisonnables.

Dans une première approche, les zones de remplissage connexes sont considérées comme des milieux homogènes. La finesse des maillages est progressivement adaptée pour gérer au mieux les contacts tout en restant vigilant au temps de calcul.

Modèle 1 Le premier modèle vise à limiter le nombre de nœuds nécessaire à la description du remplissage afin de réduire autant que possible les temps de calculs. Les remplissages, supposés continus au niveau de chaque étage — les 4 murs de la structure sont modélisés au travers d'un même corps déformable —, sont discrétisés de façon assez grossière, à raison d'une maille dans l'épaisseur de la structure. Le nombre de noeuds et notamment le nombre de nœuds de contact se trouvent de ce fait limités. Le modèle ainsi proposé est constitué de 1701 solides rigides polyédriques et de 7 maillages tétraédriques pour un total d'environ 3500 nœuds dont 2400 nœuds de surface.

Le calcul de mise sous poids propre de ce modèle permet d'identifier plusieurs points conduisant à son invalidation. Des problèmes inhérents à la gestion des contacts entre les blocs rigides de petite dimension et les remplissages déformables conduisent à l'instabilité de certains blocs (FIGURE 10.17). De plus les temps de calcul observés restent importants, ce qui semble pouvoir s'expliquer au regard de la taille des systèmes formés pour la résolution du problème de contact et notamment de la largeur de bande de l'opérateur de Delassus. Étant donné la structure continue du maillage sur tout un étage, les nœuds de contact de l'ensemble du corps maillé sont numériquement couplés, rendant de ce fait la résolution du problème de contact très coûteuse.

Modèles 2, 3 et 4 Un premier enrichissement (modèle 2) consiste à modifier les maillages des remplissages qui ne sont plus considérés comme continus au niveau d'un étage. Chaque mur est représenté par un corps déformable connexe (modélisation également retenue pour les modèles 3 et 4). Le modèle obtenu est constitué de 1701 solides rigides et de 20 corps maillés, pour un total de noeuds similaire à celui évoqué pour le modèle 1 (discrétisation comparable du remplissage). Les temps de calcul pour un test consistant à effectuer 10

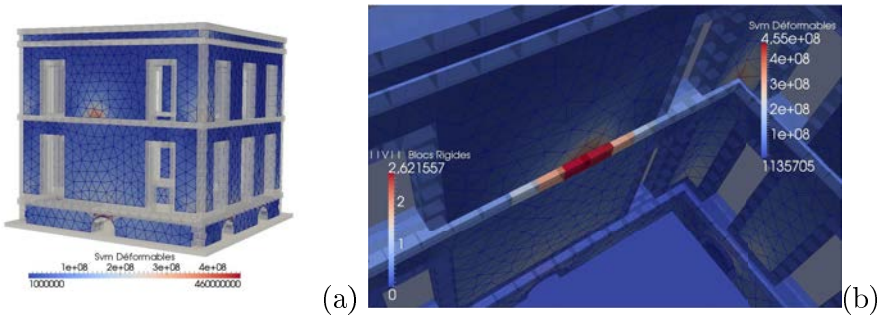


FIGURE 10.17 – Déchaussements et basculements de blocs – descente de charge réalisée sur le modèle 1 : contrainte de Von Mises anormalement élevée au niveau du mur arrière de la structure (a) due au basculement de blocs de la ceinture horizontale (détail (b))

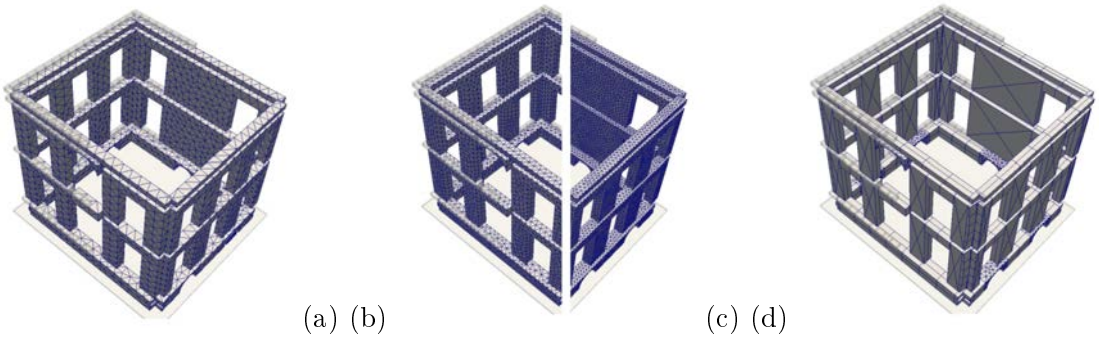
itérations de calcul avec un pas de temps $\Delta t = 1 \times 10^{-3}$ s, un paramètre d'intégration θ fixé à 0,505 et une résolution du problème de contact limitée à 50 itérations de la méthode de Gauss-Seidel Non Linéaire, s'en trouvent considérablement réduits (4 min 19 s contre 14 min 36 s).

Concernant le problème de stabilité de certains blocs, observé lors de la première simulation FIGURE 10.17, la solution envisagée a consisté à raffiner les maillages de sorte que les surfaces de contact puissent disposer d'un nombre de points de contact suffisant. Deux modèles sont proposés. La taille de maille du modèle 3 est définie de sorte que 2 éléments se trouvent dans l'épaisseur du remplissage, contre 3 pour le modèle 4. Cette discrétisation raffinée du maillage de surface permet une meilleure stabilité des blocs en contact, la surface d'un élément du maillage de peau portant les points de contact étant comparable aux surfaces antagonistes des blocs rigides en contact. Bien entendu, le raffinement des maillages conduit à une augmentation du nombre de nœuds dans les corps maillés et donc, à une augmentation des temps de calcul. L'ensemble des modèles est présenté FIGURE 10.18 et les résultats relatifs au test unitaire récapitulés dans la TABLE 10.1.

Descriptif	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3	Modèle 4	Modèle 5
nombre de corps	7	20	20	20	228
nombre total de nœuds surfaciques	2407	2500	5045	10953	~1500
nombre total de nœuds volumiques	1054	933	3628	12653	0
nombre d.d.l. max par élément	3786	1089	2985	8073	1863
nombre d.d.l. précondensés max par élément	2424	693	1188	2931	1686
durée de l'étape de précondensation (s)	235,46	26,43	257,18	3678,87	4,17
durée du calcul unitaire (s)	876,98	259,19	2053,99	18294,36	–

TABLE 10.1 – Résultats des tests unitaires réalisés sur les modèles 1, 2, 3, 4 et 5

Les tests effectués sur les modèles précédents ont permis de fixer une taille de maille semblant assurer la stabilité des blocs, tout en restant raisonnables en termes de temps de



(a) (b) (c) (d)

Figure 10.18 – Maillages des modèles 2, 3, 4 et 5 : (a) maillages grossiers des murs comportant 1 élément dans l'épaisseur du remplissage (modèle 2), maillages raffinés des murs avec respectivement 2 et 3 éléments dans l'épaisseur (modèles 3 & 4, (b) et(c)) et (d) maillage grossier des trumeaux (modèle 5)

calcul en regard du test unitaire proposé. Toutefois, ce test ne peut être considéré comme représentatif pour le calcul réel du modèle car le nombre d'itérations du solveur NLGS a été volontairement borné. Le modèle 3, répondant au mieux aux critères de stabilité et de temps de calcul, a été soumis à un calcul de mise sous poids propre pour lequel le nombre d'itérations NLGS n'est contraint que par la norme de convergence. Pour une norme assez sévère la simulation devient très couteuse (18 500 itérations de Gauss-Seidel par pas de temps pour une durée de simulation d'environ 1h30 par pas de temps) rendant l'utilisation de tels modèles délicate, et ce même avec un comportement linéaire. La sophistication des modèles permettant de représenter plus fidèlement le comportement de la structure — modèles plastiques, endommagement, zones cohésives diffuses, *etc* — pénaliserait encore davantage les temps de calcul, ce qui justifie l'introduction du modèle 5.

Modèle 5 La diminution du nombre de nœuds est essentielle pour diminuer les temps de calcul de ce genre de modèles. Le dernier modèle proposé a pour but de réduire autant que possible la taille des systèmes tout en permettant d'introduire la non-linéarité de comportement. La discrétisation des remplissages de la structure se fait en termes de trumeaux et de linteaux, les trumeaux étant eux mêmes éclatés en éléments prismatiques reliés entre eux par des lois cohésives. Cette modélisation permet d'anticiper la rupture des trumeaux suivant les faciès de rupture observés usuellement sur les bâtiments maçonnés soumis à des agressions sismiques. Ce type de modélisation reste assez complexe dans la mesure où la description de la non-linéarité doit se faire au travers de modèles d'interfaces. Les linteaux sont constitués d'éléments déformables type hexaèdres à 8 nœuds et les parties de remplissage non convexes par des maillages tétraédriques. Les 228 objets maillés ainsi définis comportent un nombre minimal de noeuds de sorte à réduire autant que possible les temps de calcul.

Pour autant, les problèmes liés à la gestion du contact subsistent. La multiplication des objets maillés conduit à devoir gérer les contacts maillés/maillés avec les mêmes écueils que ceux rencontrés pour la gestion des contacts maillés/rigides. Une adaptation de la prise en charge du contact entre les déformables et les rigides est encore à envisager pour pallier

ces difficultés.

10.2.3 Résultats de calculs et conclusions

Cas d'un modèle totalement rigide Afin d'illustrer l'intérêt de la solution retenue, une descente de charge a été réalisée sur un modèle comparable au modèle 5 où tous les objets sont considérés comme rigides (1701 blocs de chaînage et 268 blocs de remplissage). Les lois d'interaction utilisées pour décrire le contact entre polyèdres sont des lois cohésives type RCC [126] (25300 contacts polyèdres/polyèdres). Il est nécessaire d'effectuer 150 itérations de calcul pour atteindre une solution stable (FIGURE 10.19).

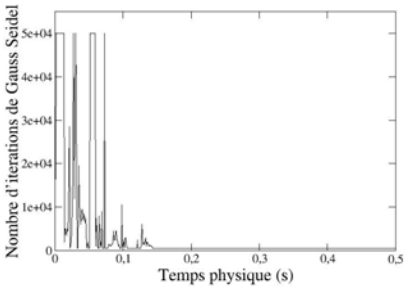


FIGURE 10.19 – Descente de charge du modèle rigide : courbe de convergence de NLGS

Ce même modèle est ensuite soumis à une charge sismique, le calcul étant effectué à partir de l'état de la structure obtenu à l'issue de la descente de charge. Les accélérogrammes choisis sont ceux du séisme des Saintes qui a frappé les Antilles le 21 Novembre 2004 (FIGURE 10.20), obtenus via la base de données du RAP (Réseau Accélérométrique Permanent). La sollicitation conduit à une redistribution importante des efforts dans la structure et à une perturbation importante de sa stabilité. Dès lors, la résolution du problème de contact redevient chronophage.

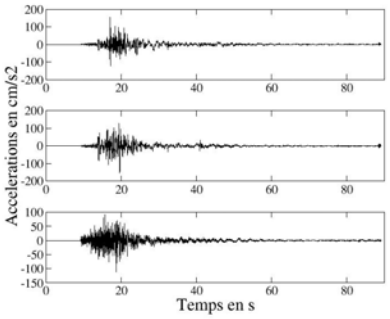


FIGURE 10.20 – Enregistrements du séisme des Saintes depuis une station située à Pointe-à-Pitre : de haut en bas, composantes ENE, ENN et ENZ

Le retour d'expérience effectué à l'issue du séisme des Saintes indique que le Musée Schoelcher n'a subi aucun dommage lors de cet évènement sismique. Les résultats de simulation présentés FIGURE 10.21 tendent à aller globalement dans ce sens : aucun effondrement

de la structure même partiel n'est à dénoter. Toutefois, quelques éléments du chaînage de la structure en partie haute du R+1 ont subi des déplacements de relativement grande importance (non observés in situ) traduisant un comportement du chaînage attendu sous ce type de sollicitation. Ces déplacements touchent également certains panneaux de maçonnerie qui ont tendance à se déformer hors plan dans la direction principale de sollicitation (direction de la plus forte accélération, *peek ground acceleration*, $pga = 152.75\ cm/s^{-2}$ pour la composante ENN). Ces comportements simulés (mais non observés) peuvent s'expliquer par le modèle utilisé dans lequel la toiture a été considérée comme souple, c'est-à-dire ne jouant pas le rôle de diaphragme horizontal.

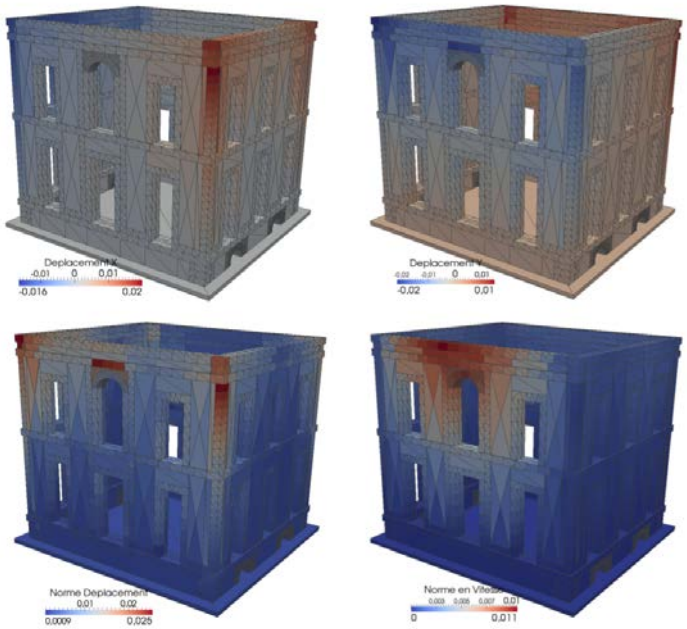


Figure 10.21 – Modèle rigide sous chargement sismique : résultats de simulation

Ces premiers résultats semblent prometteurs. Le modèle proposé permet de mettre en évidence des comportements de structure cohérents avec le type d'agression auquel il est soumis. Une attention toute particulière est donc à apporter à ce genre de modèle — tant en rigide qu'en déformable — pour aborder à l'avenir les modélisations de bâtiments sous chargements sismiques. Cette approche en «panneau» pourrait s'avérer être une solution pertinente pour décrire les structures et être utilisée en complément d'une discrétisation plus fine ; ce genre d'approche pouvant permettre à terme de concentrer les efforts de discrétisation dans les zones les plus sollicitées de la structure.

Conclusion Ce chapitre tente de montrer les difficultés rencontrées lors de la génération de structures complexes par des approches discrètes «étendues» et fait bien sûr référence indirectement à celles rencontrées lors de leur simulation. Plusieurs stratégies sont envisagées pour modéliser le plus fidèlement les différents composants de la maçonnerie. Si ces stratégies semblent très prometteuses, les approches présentées — mixte, rigides ou déformables — montrent des limites ; et ce à des niveaux différents.

Très clairement, les modélisations en corps rigides sont une approche minimaliste du

problème mécanique. Si elles permettent de gagner un temps de simulation considérable et sont totalement maîtrisées par le logiciel LMGC90, elles ne donnent qu'une information mécanique pauvre, essentiellement cinématique, alors que des considérations de contraintes dans le matériau seraient attendues. Par ailleurs, ces modélisations négligent le comportement structurel dû aux vibrations de certains éléments et ne permettent pas de prendre en considération les aspects liés à la rigidité apparente des structures.

Concernant les approches hybrides rigides/déformables ou totalement déformables, elles semblent mécaniquement plus convaincantes, mais des difficultés résident dans de multiples aspects de la modélisation. La gestion dans une même simulation d'objets discrétisés à des échelles différentes (micro/macro) et ayant des comportements différents (rigides/déformables) nous semble être une solution pertinente pour répondre aux enjeux de modélisation rencontrés mais est encore un sujet d'étude à part entière que notre réflexion sur les aspects de mise en données permettra, semble-t-il, d'aborder plus en avant.

Il est intéressant de constater que sur l'exemple du Musée Schoelcher, les choix de modélisation qui se sont imposés d'eux mêmes, ont conduit à la mise en place d'un modèle complexe, faisant intervenir, comme évoqué précédemment, des échelles de discrétisation de la maçonnerie et des stratégies de modélisation différentes ; ce qui nous pousse à considérer ce genre d'approche pertinente. Des études de fond restent à être menées pour maîtriser numériquement ces approches. Elles ne seront pas abordées dans ce travail de thèse.

Quoiqu'il en soit, ces approches ne semblent pas encore assez mûres pour permettre des calculs à «moyenne» ou «grande» échelle ; c'est pourquoi il est envisagé par la suite de se consacrer à des études de vulnérabilité portant uniquement sur des modèles discrets rigides pour lesquels la maîtrise des simulations est la plus aboutie. La dernière partie de ce travail de thèse est dédiée à l'étude de la vulnérabilité de bâtiments maçonnés modélisés avec l'outil «Maison Paramétrée».

Quatrième partie

Approche Numérique de la Vulnérabilité Sismique

Introduction

L'étude de la vulnérabilité sismique des bâtiments maçonnés constitue la finalité de ces travaux et fait l'objet de la dernière partie de ce travail. Cette partie est l'aboutissement de toute la démarche présentée dans ce manuscrit, cherchant à rendre possible la définition de courbes de vulnérabilité grâce à une approche mécanique basée sur la modélisation de ces structures en utilisant la méthode *DEM*. Si nous ne dérogerons pas à chercher à faire le lien entre niveaux de sollicitation et réponses des structures au travers de simulations numériques, nous reviendrons plus particulièrement sur la gestion spécifique de notre approche due à l'utilisation de la méthode *DEM*. De façon plus générale, cette dernière partie consiste en une étude de faisabilité qui validerait notre démarche, à savoir l'utilisation de modélisations riches pour une meilleure approche des comportements simulés.

Comme mis en évidence tout au long de ce travail, deux axes forts sont au coeur même de cette problématique : la modélisation des maçonneries avec la méthode *DEM* à proprement parler et la gestion spécifique de ce type de calcul en contexte sismique pour aborder notamment les aspects liés à la vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie. Les différents points abordés auparavant ont tous cherché à replacer l'étude des maçonneries dans ce contexte spécifique et à mettre en évidence les caractéristiques essentielles à prendre en compte pour appréhender convenablement ce type de simulation avec la méthode *DEM*. L'introduction générale a ainsi permis de mettre en regard la nature même du milieu «maçonnerie» avec des aspects mécaniques et numériques, pour finalement aborder le comportement des édifices maçonnés sous séismes et leur modélisation tout en rappelant les principes de base utilisés usuellement dans l'ingénierie parasismique. L'outil «Maison Paramétrée» propose une synthèse de l'ensemble de ces points ; cet outil permettant non seulement une gestion de la mise en données des structures maçonnées adaptée aux approches discrètes mais aussi un premier niveau d'approche de l'étape de post traitement dédiée à l'analyse des réponses de structures sous charges sismiques. Cette dernière partie peut donc s'apparenter à une phase de test pour l'outil, avant son utilisation en phase opérationnelle.

A noter que les conclusions tirées des chapitres précédents n'ont pu être prises en compte que partiellement dans cette dernière partie ; les études étant menées de front d'une part et certains aspects de la variabilité n'étant volontairement pas gérés d'autre part, afin de donner plus de lisibilité aux résultats. La gestion des calculs se fait notamment à la lumière des réflexions faites dans la deuxième partie de ce travail consacrée à l'utilisation de l'approche *DEM* pour le calcul d'édifices en maçonnerie, pour ce qui concerne plus spécialement les aspects de convergence ; les choix de modélisations étant quant à eux limités à l'utilisation de modèles rigides. Le premier chapitre de cette partie revient en détail sur les hypothèses utilisées dans l'étude de faisabilité que nous nous proposons de mener ici. Il s'agit en l'occurrence de replacer très précisément ces hypothèses dans le cadre d'étude

de la vulnérabilité déjà défini dans l'outil «Maison Paramétrée». Si les objectifs à termes sont bel et bien de mener des études de vulnérabilité sur des typologies quelconques, la limitation du cadre des hypothèses doit nous permettre, avant tout, de mettre en exergue des comportements marqués relatifs à une variabilité structurelle limitée des bâtiments.

Le dernier chapitre est consacré à une étude de *benchmarks* construits conformément à ce cadre d'hypothèses en contexte sismique. L'approche temporelle, plus naturelle et plus adaptée à la modélisation par des approches discrètes rigides, est privilégiée aux approches quasi-statiques ; ce choix étant justifié dans le premier chapitre de la partie. Il s'agit dans cette dernière partie de montrer à la fois l'influence des stratégies numériques et des stratégies de modélisation sur les résultats, et de proposer une analyse des résultats adaptée à l'approche discrète et basée à la fois sur une estimation du dommage local ou dans des zones limitées de la maçonnerie, ou encore à l'estimation d'une pseudo réponse macroscopique du bâtiment.

Chapitre 11

Aspects généraux - Méthodologie - Démarche

Sommaire

11.1 Méthodologie – Etude de faisabilité 335
11.2 Restriction de l'Espace Paramétrique 336
11.2.1 Choix de description et de modélisation 336
11.2.2 Approche stratégique de la simulation 338
11.3 Gestion des Simulations 339
11.3.1 Hypothèses sur la nature des chargements : choix de l'approche temporelle 339
11.3.2 Gestion de l'analyse des résultats : méthodologie générale 340

11.1 Présentation de la méthodologie – cadre et limites de l'étude avec l'outil «MP» : Étude de faisabilité

La modélisation des maçonneries fait intervenir un nombre important de paramètres dont nous avons essayé de montrer la diversité et surtout l'influence sur les résultats de simulations. Si le calcul d'une structure donnée s'inscrit dans un espace paramétrique complexe, le problème se trouve exacerbé dès lors que l'on en vient à s'intéresser à l'étude de la vulnérabilité sismique des bâtiments ; une variabilité intrinsèque pour la description du bâtiment devant être prise en compte dans l'approche et venant complexifier un peu plus cet espace de paramètres.

L'outil «Maison Paramétrée» cherche à apporter une certaine maîtrise sur cet espace paramétrique en essayant de permettre à l'utilisateur de faire la distinction entre différents types de paramètres ; certains étant liés à des aspects d'ordre géométrique (dimensions, *etc.*), d'autres cherchant à décrire plutôt la physique (propriétés mécaniques, description des comportements aux interfaces, *etc.*) ou encore permettant la gestion numérique du problème (discrétisation en temps et en espace, gestion de la convergence, choix algorithmiques pour la détection du contact, *etc.*). Si ces paramètres semblent *a priori* assez bien identifiés, la difficulté majeure vient du fait que derrière la définition d'un paramètre se cache le plus souvent la conceptualisation d'une phénoménologie ou d'un dispositif structurel transparaissant au travers de choix de modélisations pour lesquels ce type de clivage semble totalement dépassé. Dès lors, la gestion des simulations, déjà complexe, est amenée

à se sophistiquer pour que l'ensemble des choix de modélisation concernant aussi bien la description des comportements aux interactions que des corps, ou encore la gestion de renforcements dans une structure puisse être convenablement utilisé au sein d'une même simulation. Il s'agit de gérer à la fois la compatibilité des choix de modélisation et leur mise en oeuvre numérique.

Tous ces aspects constituent une réelle difficulté que nous nous proposons de lever en partie en cherchant à simplifier autant que possible le problème de modélisation. Il s'agit ici de montrer la faisabilité de l'approche numérique de la vulnérabilité avec des méthodes discrètes en limitant l'espace paramétrique permettant de gérer la description des typologies de bâtiments maçonnés. Si à l'issue des simulations, des comportements marqués de structures peuvent être mis convenablement en évidence avec une variabilité assez pauvre des structures, la mise en oeuvre de descriptions plus complexes des ouvrages — prévue initialement dans l'outil — pourra devenir opérationnelle. L'objectif en simplifiant les approches est de maîtriser pleinement le contexte de modélisation pour fournir par la suite des analyses de résultats fiables ne devant pas intégrer les effets du comportement de modèles mal compris dans les simulations ; la calibration des modèles restant notamment un point bloquant dans nos approches.

La section suivante cherche à décrire, dans le cadre des hypothèses gérées par l'outil «Maison Paramétrée», l'espace paramétrique restreint qui sera utilisée par la suite dans le cadre de cette étude de faisabilité. Les hypothèses limitantes majeures de l'outil sont brièvement rappelées, et les choix de simplification faits ici justifiés ; le cadre général de la gestion du calcul étant également spécifié. Si ces points renvoient assez spécifiquement à la façon dont le calcul de la structure maçonnée est réalisé, la dernière section se propose de poser quant à elle le cadre des hypothèses plus spécifiques à l'étude de la vulnérabilité sismique. Les choix relatifs à la gestion de la sollicitation pour cette étude de faisabilité sont décrits, et les grandes lignes de l'analyse des résultats précisées.

11.2 Description d'un espace paramétrique simplifié

11.2.1 Choix de description et de modélisation

Nous entendons ici les choix de modélisation au sens large. Il s'agit de discuter bien évidemment les choix de modèles faits pour représenter le comportement des éléments de la maçonnerie (joints/blocs), mais également relatifs à la présence ou non de dispositifs structuraux particuliers comme des renforcements.

Approche rigide de la maçonnerie Dans le cadre de cette étude de faisabilité, les blocs de maçonnerie sont modélisés par des solides rigides. Ce choix n'est donc pas en accord avec les conclusions de la deuxième partie de ce manuscrit précisant que ce type de modèle ne pouvait représenter correctement l'ensemble des mécanismes siègeant dans une structure en maçonnerie. Ce choix s'explique au travers de multiples raisons :

- les modèles rigides, grâce à une formulation mécanique simple, permettent des temps de restitution des calculs raisonnables ;
- les calculs en corps rigides sont les mieux maîtrisés numériquement (pas de gestion d'onde dans les objets, *etc.*) ;

– s'ils ne représentent pas totalement la phénoménologie (niveaux d'efforts et faciès de rupture), nous avons pu conclure qu'ils pouvaient néanmoins permettre de mettre en évidence des désordres de structures assez représentatifs en dépit d'une surestimation de la résistance des structures.

Ces raisons nous ont conduits à proposer ce type de modélisation pour cette étude. Nous verrons par la suite, dans le second chapitre de cette partie, que l'objectif recherché ici est de mettre en évidence les paramètres numériques influençant les résultats de simulation à prendre compte dans les études de vulnérabilité en l'occurrence, et de proposer une méthodologie complète permettant, à partir de simulations de maçonneries avec des approches discrètes, de traiter de la question de la vulnérabilité sismique des ouvrages. L'idée est de montrer la faisabilité de notre approche avec une prise en compte *a priori* simpliste du comportement de la structure. Les études de variabilité à réaliser réellement par la suite devront s'inspirer du canevas proposé ici en l'adaptant aux exigences d'une approche des blocs en corps déformables qui nous semble indispensable pour combiner des résultats de simulation cohérents tant en termes de niveau d'efforts à la rupture que sur les motifs de rupture à proprement parler.

Modèle d'interface : maçonneries sèches non renforcées Concernant le problème du choix du modèle d'interface, nous avons conscience qu'en limitant l'étude aux maçonneries sèches nous restreignons considérablement la typologie. Pour autant, ce choix se justifie avant tout en regard des difficultés mises en exergue pour parvenir à proposer des modèles calibrés de zones cohésives dont le calage ne soit pas spécifique d'une structure donnée. Le manque de généricité sur ces aspects nous poussent à limiter les études en ne représentant que des phénomènes de frottement sec aux interfaces dans un premier temps ; ces phénomènes étant par ailleurs également présents à la rupture des joints si l'on considère les maçonneries de mortier.

Concernant les aspects liés au renforcement de la maçonnerie, nous ne considérerons dans cette étude que des ouvrages sans chaînages. La raison en est très simple. Si une stratégie a été mise au point pour traiter le renforcement des structures maçonnées dans l'outil «Maison Paramétrée», elle n'a pas du tout été éprouvée sur des cas tests. Cette étape est essentielle avant de prendre en compte ces options de description des structures dans la variabilité des typologies.

***Quid* de la variabilité ?** L'ensemble des hypothèses amène à une variabilité structurelle limitée dans notre étude. De par sa construction, l'outil «Maison Paramétrée» n'offre pas la possibilité de prendre en charge les irrégularités de structure (plan/élévation). Ce premier point limite très sérieusement notre approche et a déjà été discuté. La non prise en compte de la totalité des options de modélisation permettant de décrire la variabilité de ce type de bâti malgré cette hypothèse de base très contraignante limite encore plus la description de ces structures. La variabilité qui peut être approchée au regard de cet espace de paramètres restreint se limite donc à de la variabilité structurelle de bas niveau induite par les dimensions des structures (élancement/contreventement) et la répartition et les dimensions des ouvertures dans la structure. Cette vision de la variabilité est simpliste. Nous cherchons à voir si elle permet malgré tout de mettre en évidence des comportements de structures marqués.

11.2.2 Approche stratégique de la simulation

Discrétisation et multireprésentation L'outil «Maison Paramétrée» propose par ailleurs la mise en place de différentes stratégies de modélisation censées permettre à terme de gérer au mieux les temps de simulation. Il est fait référence dans le dernier chapitre de la deuxième partie de ce manuscrit à des approches mixtes ou hybrides notamment, en corps rigides et déformables d'une part, ou multiéchelles — discret/macro — d'autre part. Si ces approches semblent être des pistes prometteuses pour le calcul des structures maçonnées, elles ne seront pas utilisées dans cette étude ; l'approche choisie consistant à décrire la maçonnerie avec un modèle «blocs à blocs» (approche discrète) totalement rigide (approche non «hybride»).

Ce choix s'explique encore une fois au travers de multiples raisons. L'utilisation d'un modèle rigide a été statué dans la sous-section précédente. Pour ce qui est du choix de discrétisation (modèle «blocs à blocs»), les propositions faites pour modéliser les structures en partie avec des modèles de panneaux ou à l'échelle des blocs s'inscrivent dans une perspective à moyen voire long terme de diminution des temps de simulation. Ces techniques ne sont pas du tout fiabilisées. Des études doivent être menées pour proposer des modèles de macroéléments rendant compte de la phénoménologie dans un premier temps. La gestion de tels éléments avec des modèles de blocs devra également être considérée le cas échéant. Dans le cadre de ce travail plus particulièrement, la justification de l'utilisation du code LMGC90 repose avant tout sur l'utilisation d'un niveau de prise en charge des structures à l'échelle du bloc dans les modélisations pour prendre en compte les effets de microstructure dans la réponse des ouvrages maçonnés. Il semble donc prématuré de chercher à mettre en place ce genre de stratégies avec cette étude. Son objectif étant de mettre en évidence la pertinence de l'utilisation des approches discrètes dans le calcul sous séismes de structures maçonnées... Le cas des approches hybrides rigide/déformable a quant à lui été évoqué dans le dernier chapitre de la deuxième partie ; concluant sur la nécessité du développement de conditions de recollement satisfaisantes entre les modèles pour que ce type de représentation soit utilisable.

Un dernier point qui ne sera pas développé en détail ici renvoie à l'adéquation entre les choix de stratégies et les sollicitations auxquelles les structures sont soumises. Les approches mixtes ou hybrides telles que définies dans l'outil «Maison Paramétrée» sont faites une fois pour toute lors de la génération des modèles numériques. Si le choix d'une discrétisation donnée ou d'un type de modèle peut sembler pertinent en début de simulation, sa pertinence tout au long de la simulation peut s'avérer beaucoup plus discutable ; ce type de stratégie nous semblant *a priori* adapté si et seulement si les mécanismes en présence localement dans la structure restent localisés et ne changent pas.

Gestion de la convergence Le pilotage de l'algorithme *NLGS* est géré *a priori* pour un niveau de convergence donné du problème de contact. Les résultats sont comparés les uns aux autres pour un même niveau de qualité de la solution (évaluation en relatif). L'influence de la convergence sur la solution est mise en évidence sur une série de simulations dans le chapitre suivant consacré aux résultats numériques.

11.3 Gestion des simulations : hypothèses de chargement et analyse des résultats

11.3.1 Hypothèses sur la nature des chargements : choix de l'approche temporelle

L'outil «Maison Paramétrée» gère la sollicitation des maçonneries en quasi-statique (méthode «pushover») ou en dynamique (accélérogrammes). L'approche temporelle est préférée à l'approche quasi-statique dans cette étude ; celle-ci nous semblant plus appropriée au niveau de détail auquel nous cherchons à placer les simulations, mais également beaucoup plus facile à mettre en oeuvre.

Approche quasi-statique : «pushover» et approche rigide La sollicitation en «pushover» des structures maçonnées pose un certain nombre de problèmes inhérents notamment à la nature discrète de l'approche proposée ; se pose notamment la question de l'application des chargements sur les blocs. Par ailleurs, le choix d'une modélisation en solides rigides des blocs de maçonnerie constitue une difficulté supplémentaire dans la mesure où ce modèle ne permet pas de rendre compte de la rigidité apparente des structures. Les courbes de capacité décrivant la réponse de la structure sont assimilables à des réponses en créneaux (FIGURE 11.1). L'absence totale de réponse linéaire de la structure semble condamner l'utilisation de la méthode pour ce type de modèle.

Par ailleurs, ô combien même nous serions capables de produire une réponse bilinéaire classique, la réduction de cette courbe de réponse à celle d'un oscillateur à un degré de liberté s'avère être une autre difficulté majeure. Le passage à la réponse réduite nécessite de connaître la déformée modale de la structure, information dont nous ne disposons pas du fait de la modélisation en rigide de la structure (pas de modes). La prise en compte de déformées modales forfaitaires (PS92, formules théoriques, *etc.*) est envisagée pour pallier cette difficulté.

Approche temporelle La gestion de la sollicitation sismique en temporel est beaucoup plus confortable dans la mesure où elle fait intervenir des enregistrements de séismes réels obtenus grâce aux stations d'acquisition des différents réseaux permettant la surveillance de l'activité sismique sur le globe. Si ce type de sollicitation semble le plus naturel, la durée des épisodes sismiques associée à la fréquence d'échantillonnage des enregistrements conduit toutefois à des durées de simulation généralement importantes. Par ailleurs, ces signaux très dynamiques conduisent à des réorganisations permanentes du réseau de contact. La gestion de la convergence du problème de contact s'avère donc être une difficulté pour ce type d'approche ; ce qui bien entendu a un impact direct sur les temps de restitution des calculs.

L'influence de la discrétisation en temps du problème en regard de la fréquence d'échantillonnage est abordé dans la suite, au même titre que l'influence des caractéristiques générales de ces signaux (*pga*) ou de la direction de propagation des séismes sur les structures.

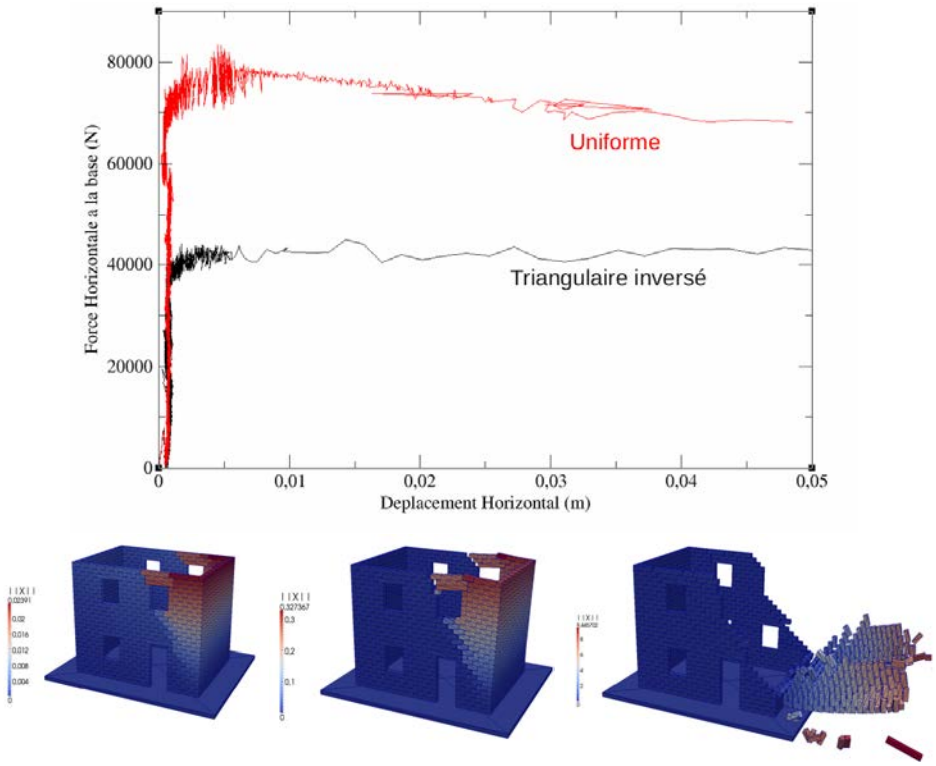


FIGURE 11.1 – Réponse d'une structure R+1 sous sollicitation quasistatique : courbes de capacité (répartition des forces latérales triangulaire inversée et uniforme, suivant la direction X dans le sens positif) et faciès de rupture obtenus en cours de simulation (chargement triangulaire inversé)

11.3.2 Gestion de l'analyse des résultats : méthodologie générale

Ce point a en partie été abordé dans la partie précédente consacrée au *preprocessing*. Nous cherchons ici à rappeler brièvement la gestion des sorties de calcul lors de la simulation avec LMGC90 dont l'analyse va nous permettre d'étudier le comportement des structures.

Types de sorties Deux types de sorties bien spécifiques sont à distinguer et seront utilisés par la suite pour le post-traitement des résultats de simulation :

- Les premières constituent un état des lieux de la base de données du logiciel à différents instants du calcul permettant ainsi de connaître avec précision la position de l'ensemble des corps de la collection d'objets à un instant précis ainsi que leur vitesse ou encore les informations locales au contact entre les différents corps (gap, saut de vitesse, réactions locales de contact, *etc*). Ces fichiers donnent une vision exhaustive du système à un instant donné.
- Les deuxièmes permettent de traiter les informations de la base de données en cours de calcul en remontant, dans des fichiers de post traitements spécifiques, des informations mécaniques portant sur des corps particuliers ou des groupes de corps donnés (positions, vitesses, efforts, *etc.*).

Différentes stratégies sont mises en oeuvre pour exploiter ces données de sorties et chercher à analyser le comportement des structures à partir de ces informations. Ces straté-

gies sont plus ou moins directes en fonction du type d'informations qu'elles exploitent.

Définition de courbes de capacité Le premier niveau de post-traitement automatisé permet de suivre le déplacement des corps au niveau des diaphragmes et les réactions de contact entre la première assise de la maçonnerie et la fondation de la structure. Les informations mécaniques obtenues pour chaque groupe correspondent à des valeurs moyennées ; chaque corps constituant le groupe apportant sa contribution. Un second niveau de post-traitement permet de traiter les données ainsi collectées et de générer des courbes de capacité force/déplacement ou encore de mettre en évidence des déplacements inter-étages. Ce type d'analyse de la réponse du bâtiment est très macroscopique et a été implémenté initialement pour l'étude de la réponse des structures en «pushover». Cette stratégie peut être utilisée pour suivre le comportement de structures sous séismes. Le tracé de la courbe force/déplacement dans ce cas permet de décrire les trajets de chargement ; leur enveloppe étant assimilable à une pseudo courbe de capacité.

Estimation de dommage et de comportements de structures L'utilisation des fichiers de données décrivant l'état de la base de données de LMGC90 permet des post-traitements beaucoup plus fins. Nous chercherons à identifier dans le deuxième chapitre de cette partie des comportements de structures caractéristiques à partir des informations contenues dans ces fichiers, et de mettre en place des estimations de dommage de structure s'appuyant sur ces informations locales. Ce type de post-traitement est réalisé *postmortem*, une fois la simulation achevée. Ce type d'approche nous semble particulièrement adapté pour l'analyse de ces simulations qui utilisent des méthodes discrètes. Tout l'enjeu est de réussir à conserver un niveau d'information local dans nos estimations du comportement de la structure. Ce point est détaillé dans le chapitre suivant pour lequel des estimateurs de dommages sont mis en place pour essayer d'analyser les résultats en suivant cette stratégie.

Chapitre 12

Modélisation sous Séismes de Structures Maçonnées : approche temporelle de la sollicitation sismique et comparaison à l'approche quasi-statique

Sommaire

12.1 Cadre Général de l'Etude 344
12.1.1 Paramètres de variabilité structurelle et définition des modèles tests 344
12.1.2 Paramètres de variabilité sur la sollicitation 346
12.2 Campagne de Calcul sous Séismes : $pga \leq 0.5\ g$ 349
12.2.1 Description de la première campagne de calcul : «pré-étude sismique» 350
12.2.2 Gestion de la sollicitation sismique et influence sur les comportements de structure 352
12.2.3 Influence du choix du modèle d'interface sur la réponse des structures : cas du séisme de Kozani 356
12.3 Campagne de Calcul sous Séismes : $pga \geq 1.0\ g$ 360
12.3.1 Résultats de simulations 361
12.3.2 Estimation du dommage : d'une approche locale à une approche globale de l'endommagement des structures 366
12.4 Conclusion et Perspectives 373

Le dernier chapitre de ce travail de thèse est consacré à la modélisation sous séismes de structures maçonnées pour aborder la question de l'approche de la vulnérabilité sismique de ce type de bâti avec la méthode *NSCD*. Comme précisé dans le chapitre précédent, des hypothèses supplémentaires ont été faites pour limiter autant que possible l'espace paramétrique dans lequel nous souhaitons aborder cette étude de faisabilité. La première section de ce chapitre présente les cas d'étude représentatifs de ce cadre d'hypothèses restreint. Nous reviendrons notamment sur la variabilité structurelle introduite dans l'étude au travers des différents *benchmarks* mais également sur la gestion de la sollicitation sismique. Deux campagnes de calcul distinctes ont été menées et sont présentées ici. Elles correspondent à des gestions différentes de la sollicitation, notamment en ce qui concerne

les accélérations maximales auxquelles sont soumis les *benchmarks* lors de la simulation. Une première série de simulations pour laquelle les accélérations étaient limitées au plus à 0.5 g a permis de mettre en évidence l'influence sur les réponses macroscopiques des ouvrages des principaux paramètres de l'espace paramétrique considéré. En revanche, du fait de la surestimation de la capacité des édifices introduite avec le choix d'une modélisation rigide des ouvrages, les bâtiments ne subissent pas de dommages réellement significatifs même avec de tels niveaux d'accélérations ; ce qui a motivé une seconde série de simulations pour laquelle les sollicitations sont calibrées pour de très fortes valeurs d'accélération (1 g, 2 g voire 5 g). Le but de cette dernière section est de montrer la conformité des faciès de rupture obtenus avec les observations pathologiques faites lors des missions post-sismiques et de proposer des outils pour analyser le comportement de ces structures modélisées avec la méthode *DEM* ; le sens de l'utilisation de ce type d'approche est d'évaluer l'endommagement des structures à partir des informations mécaniques locales fournies par la méthode.

12.1 Cadre général de l'étude : hypothèses sur le choix de la sollicitation sismique et sur les *benchmarks*

12.1.1 Paramètres de variabilité structurelle et définition des modèles tests

Les *benchmarks* étudiés sont générés avec l'outil «Maison Paramétrée». Ils répondent donc au cadre d'hypothèses propre au préprocesseur «MP» présenté dans la troisième partie de ce manuscrit, et, comme précisé dans le chapitre précédent, obéissent à des règles supplémentaires visant à limiter le champ de l'étude. Enfin, le choix des cas d'étude a également été dicté par des impératifs liés aux temps de calcul que nous avons cherché à restreindre. Ces choix en l'occurrence ont conduit comme nous avons pu le voir à la modélisation des maçonneries avec des modèles rigides ; mais nous ont également poussés à construire des bâtiments «simples» ayant des dimensions restreintes et un nombre d'étages lui aussi restreint afin de limiter le nombre de corps dans la simulation et par là même les temps de restitution des calculs.

Quatre *benchmarks* différents sont étudiés. Il s'agit de bâtiments d'un étage $(R+1)$ et de section rectangulaire dont le grand côté est 5 fois plus long que le petit $(3 \times 15\ m)$. La hauteur inter étage est de 3 m. Ces bâtiments ne comportent pas de murs de refend. La gestion des irrégularités qui est mal maîtrisée avec l'outil «MP», se fait au travers de la répartition et de la dimension des ouvertures dans les différents murs de la structure. Les 4 *benchmarks* sont assez identiques ; la différence majeure qui les caractérise vient de l'utilisation de diaphragmes souples ou rigides pour la modélisation du plancher ou de la toiture. Les *benchmarks* 2, 3 et 4 sont des évolutions du *benchmark* 1 considéré comme le cas d'étude de référence. Le paragraphe suivant en donne une description plus détailée.

L'irrégularité du bâtiment est assurée par la disposition très asymétrique des ouvertures. La FIGURE 12.1 montre la répartition des ouvertures dans la structure et permet une estimation de leur taille par rapport à celles des panneaux de maçonnerie ; la distinction entre les différents éléments de la maçonnerie étant gérée automatiquement avec l'outil «MP» et en permettant ainsi la visualisation avec ParaView :

- les murs longitudinaux sont construits de façon antisymétrique : le mur de façade au *RDC* possède des ouvertures de petites dimensions et est de ce point assez semblable

au mur arrière au premier étage. Le *RDC* du mur arrière et l'étage du mur de façade sont percés au contraire par de larges ouvertures.
– les murs latéraux sont quant à eux percés par des ouvertures de petites dimensions ; leur disposition étant assez quelconque.

Ces choix sont censés permettre d'exacerber les comportements de structure même s'ils ne sont pas toujours réalistes. Nous cherchons avec ces *benchmarks* à montrer que les comportements modélisés avec la méthode *DEM* sont réalistes et tout à fait comparables aux observations faites lors des opérations post-sismiques.

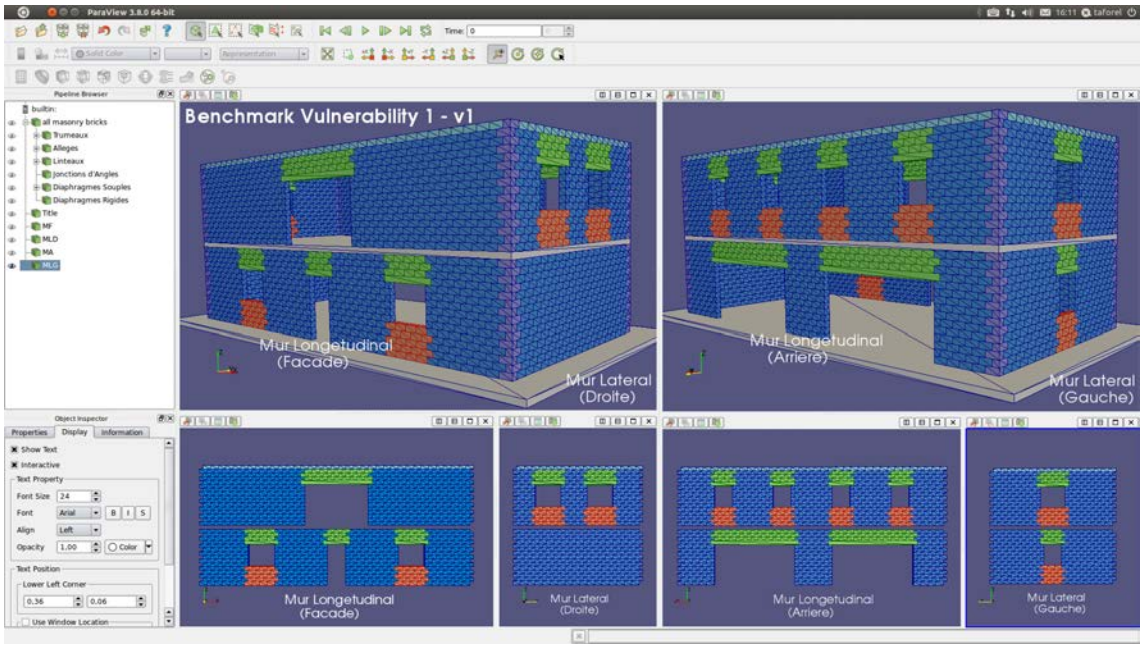


FIGURE 12.1 – Description détaillée du *Benchmark* 1 utilisé dans l'étude de faisabilité – visualisation Paraview : distinction entre les différents éléments de la maçonnerie (allèges, linteaux, trumeaux, chaînages et diaphragmes)

Si la variabilité structurelle entre les cas d'étude vient essentiellement de la nature des diaphragmes comme nous allons le voir, le cas du BM_2 est un peu différent : il est identique au BM_1 pris comme référence à l'exception de l'ouverture du mur latéral droit ; la présence d'une telle ouverture étant censée permettre d'observer des phénomènes de torsion sur le bâtiment. La répartition des diaphragmes dans les deux cas est la même : un plancher rigide et une toiture souple. Les BM_3 et BM_4 quant à eux sont identiques au BM_1 pour ce qui est de la répartition et des dimensions des ouvertures. En revanche, la nature des diaphragmes est inversée pour le BM_3 — plancher souple et toiture rigide —, le plancher rigide étant quant à lui remplacé par un plancher souple dans le cas du BM_4. La FIGURE 12.2 donne une représentation de l'ensemble des *benchmarks* utilisés par la suite dans l'étude.

Rappelons que ces bâtiments sont modélisés en corps rigides. Les blocs sont montés sans mortier (maçonnerie sèche) et sont appareillés en panneresse simple ; les murs étant harpés. Ces structures comptent environ 2900 blocs ; près de 33000 points de contact devant être gérés dans la simulation.

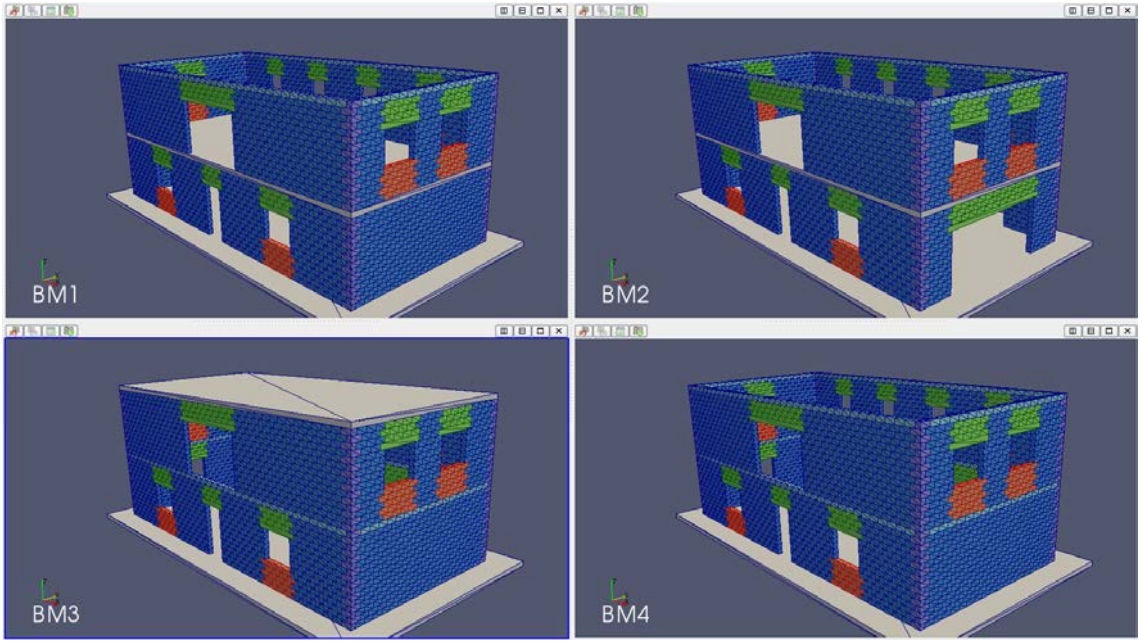


FIGURE 12.2 – Description des *Benchmarks* 2, 3 et 4 (notés BM_i par la suite) utilisés dans l'étude de faisabilité en comparaison avec le *benchmark* 1 (BM_1)

12.1.2 Paramètres de variabilité sur la sollicitation

Choix des enregistrements Parmi les enregistrements de la base accélérométrique constituée pour l'outil «Maison Paramétrée» et représentative du contexte sismique français, trois évènements sismiques ont été choisis pour mener à bien cette étude. Ces signaux sont caractéristiques plus particulièrement du contexte métropolitain, antillais et/ou présentent des singularités. Ils sont décrits plus en avant ci-après et représentés FIGURE 12.3 ; les enregistrements étant limités à la durée utile du signal :

- le séisme d'Ano Liosia (magnitude 6), semblable au type de séisme rencontré dans le contexte de France métropolitaine, survenu le 07 septembre 2011 en Grèce à la périphérie d'Athènes et caractérisé par une faible profondeur focale (7 km) et un *pga* de 0.16 g suivant la composante EW (*East-West*),
- le séisme de Kozani, datant du 13 mai 1993, de magnitude similaire (6.5) mais plus profond (profondeur focale 14 km) et présentant de plus forts niveaux d'accélération (*pga* de 0.21 g suivant la composante NS (*North-South*)), se rapprochant du type de séismes rencontrés dans les Antilles (ce séisme survenu en Grèce étant d'origine crustale),
- enfin, le séisme d'Argelès-Gazost dans les Pyrénées, assez récent (17 novembre 2006), de faible *pga* (0.065 g) mais présentant la spécificité d'avoir une accélération maximale suivant la direction verticale *id est* suivant Z.

Comme explicité auparavant, le choix de ces séismes pour mener notre étude a été fait parmi les enregistrements constituant une base accélérométrique d'étude de l'outil «MP». Bien entendu cette base doit être complétée et la gestion de ces sollicitations assurée par des outils spécifiques dont nous n'avons pas la maîtrise avec l'outil à son état actuel de développement. L'outil doit en effet à terme s'appuyer sur les développements entrepris par l'entreprise GEOTER en ce qui concerne le traitement de la sollicitation sismique pour que des études plus complètes puissent être menées. Quoiqu'il en soit, le choix de

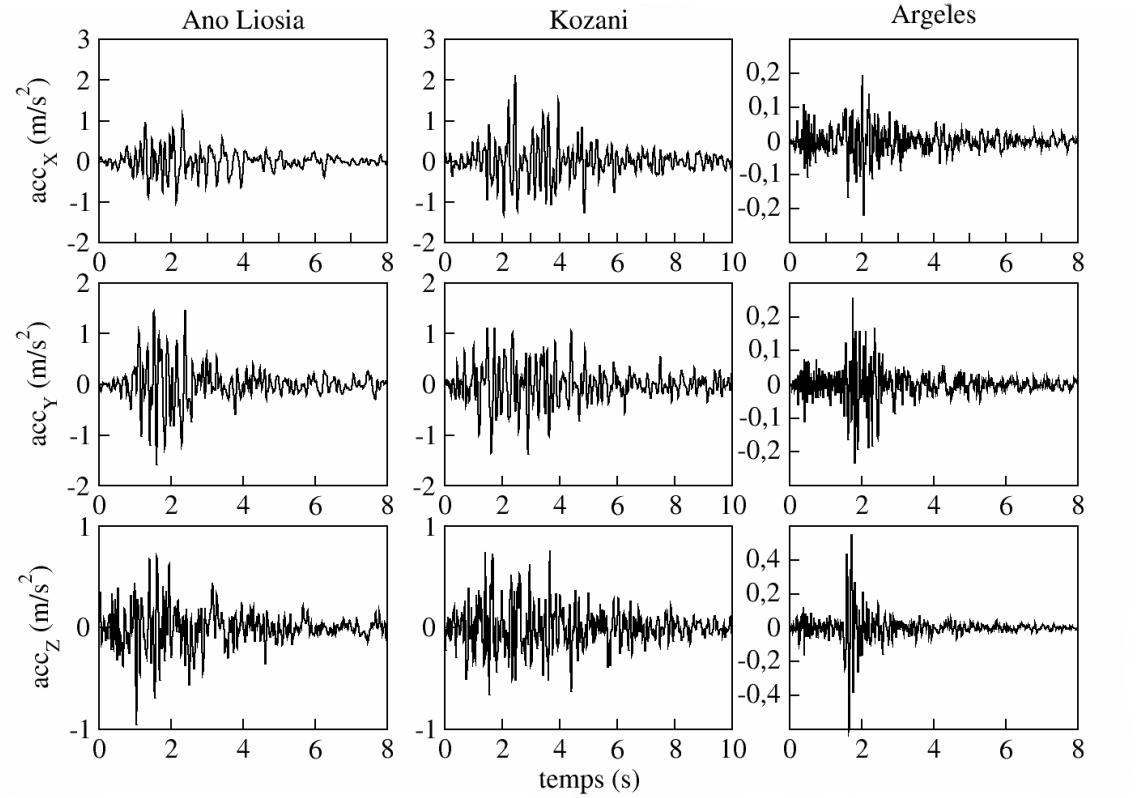


FIGURE 12.3 – Accélération en fonction du temps pour les 3 composantes des séismes utilisés dans l'étude

ces sollicitations se justifie au travers des caractéristiques assez différentes de ces séismes permettant d'introduire une certaine variabilité sur la sollicitation grâce à la nature même de ces évènements.

Parmi les caractéristiques de ces enregistrements, nous nous intéresserons plus spécifiquement au *pga* pour chercher à introduire un peu plus de variabilité dans la gestion de la sollicitation sismique. Comme le montre la description des trois séismes ci-avant, les séismes sont caractérisés par une accélération maximale suivant une direction de sollicitation particulière (*pga*). Nous chercherons par la suite à faire varier l'orientation des structures dans l'espace pour que les différents éléments de structure soient sollicités suivant des mécanismes différents. Par ailleurs, nous chercherons à imposer des niveaux d'accélération maîtrisés sur les structures en recalibrant la composante la plus forte des accélérogrammes sur des niveaux d'accélération cibles.

Influence de la direction de propagation du séisme sur la réponse des structures
Il s'agit d'orienter la structure de sorte que ses murs longitudinaux ou latéraux puissent être soumis aux mêmes types de mécanismes. Le cas extrême consisterait à considérer un séisme pour lequel l'une des composantes horizontales soit négligeable par rapport à l'autre et pour lequel la composante verticale soit elle aussi négligeable. Le séisme initialement caractérisé par ses trois composantes (NS, EW et Z) est ramené finalement à une seule composante (admettons la composante EW). Si l'on considère le bâtiment orienté dans le repère XYZ (Z étant la normale) de telle sorte que les murs longitudinaux soient

parallèles à l'axe X et les murs latéraux à l'axe Y, alors il vient assez naturellement que deux configurations doivent alors être considérées pour étudier la tenue du bâtiment au séisme. Il s'agit dans un premier temps de faire travailler les murs longitudinaux dans leur plan en cisaillement et les murs latéraux hors plan (configuration c_1) ; ce qui revient à confondre les repères XYZ et ENZ. La deuxième configuration (c_2), à l'inverse, cherche à faire travailler les murs latéraux dans leur plan et les murs longitudinaux en dehors de leur plan.

Bien entendu, il peut s'avérer d'emblée que l'une ou l'autre des configurations est plus préjudiciable pour la structure, notamment lorsque les structures sont fortement élancées et/ou mal contreventées ; l'étude des deux configurations semblant dès lors inutile. Dans la réalité en revanche, les séismes possèdent non pas une composante mais trois, et les structures peuvent présenter de fortes irrégularités ; tout ceci pouvant rendre difficile l'élimination d'un cas de sollicitation par rapport à un autre. Un dernier cas d'étude est donc introduit (configuration c_3) devant permettre de solliciter l'ensemble des éléments de la maçonnerie dans des mécanismes mixtes. L'ensemble des configurations d'étude proposées est détaillé FIGURE 12.4.

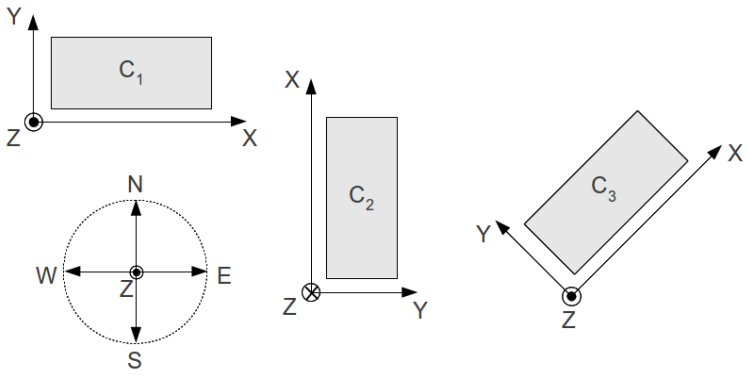


FIGURE 12.4 – Configurations d'étude des maçonneries sous séismes

Influence du *pga* La prise en compte de la variabilité sur la sollicitation sismique est avant tout assurée grâce à la gestion des niveaux d'accélération auxquels sont soumis les *benchmarks*. L'étude prévoit de soumettre les structures à des séismes de plus en plus forts, compris entre 0.05 g et 0.5 g, par incrément d'accélération de 0.05 g. Les données brutes des signaux obtenus *via* le Réseau Accélérométrique Permanent (RAP) sont traités pour ne conserver que la durée utile du signal afin de diminuer les temps de calculs et corrigés pour éviter les phénomènes de dérive des enregistrements (*baseline correction* (utilisation d'une régression quadratique avec le logiciel *SeismoSoft*)) avant d'être recalibrés sur les niveaux d'accélération cibles et intégrés ; le logiciel LMGC90 prenant en entrée des sollicitations en force ou en vitesse. La FIGURE 12.5 montre les différentes étapes du traitement du signal permettant *in fine* de garantir à la fois la prise en compte d'une certaine variabilité de l'agression sismique et une certaine qualité du signal.

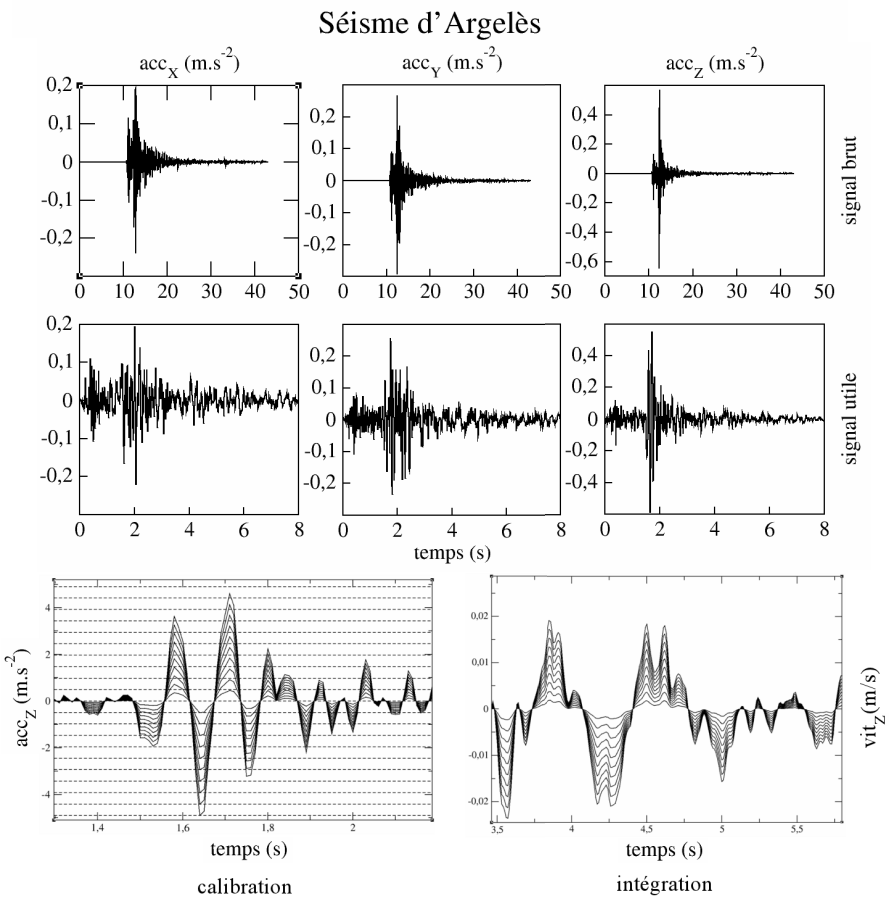


FIGURE 12.5 – Traitement du signal : raccourcissement du signal brut au signal utile, calibration et intégration

12.2 Campagne de calcul sous séismes : $pga \leq 0.5\ g$: influence sur le comportement dynamique des structures de la variabilité structurelle et sismique

Une première série de simulations a été réalisée pour étudier la vulnérabilité du bâti ; cette étude respectant bien entendu le cadre d'hypothèses présenté ci-avant tant pour la définition du modèle mécanique et de la variabilité structurelle autour de la description des bâtiments modélisés que pour la gestion de l'agression sismique et de sa variabilité. Différents calculs sont réalisés en faisant varier la configuration dans laquelle les bâtiments sont sollicités, le niveau d'accélération auquel ils sont soumis ou encore le type même de séisme utilisé comme agression.

Comme précisé dans l'introduction de ce chapitre, cette première série de simulations pour laquelle les accélérations étaient limitées au plus à 0.5 g n'a pu permettre de mettre en évidence des endommagements significatifs des ouvrages ; la modélisation en rigide conduisant à une surestimation importante de la résistance des édifices. Tout au plus, cette première étude a permis de mettre en évidence l'influence sur les réponses macroscopiques des ouvrages des principaux paramètres de l'espace paramétrique considéré. Ces aspects sont présentés dans les sous-sections suivantes ; la première sous-section ci-après revenant

quant à elle sur la gestion de cette série de simulations d'une part et sur la gestion des résultats proposés d'autre part basée sur une analyse de la réponse globale des *benchmarks*.

12.2.1 Description de la première campagne de calcul : «pré-étude sismique»

Gestion de la campagne de calcul Cette première campagne de calcul est réalisée en deux temps FIGURE 12.6 :

- Une première série de simulations — série 0 — cherche à montrer l'influence sur les comportements de structure de la variabilité autour de la sollicitation sismique : nature du séisme, caractéristiques accélérométriques (pga). Limitée au cas du séisme d'Argelès, la variabilité autour de la structure — configuration BM/sollicitation, nature du BM — est considérée dans une moindre mesure ensuite ; des résultats de simulation obtenus sur les *benchmarks* 1 et 2 étant comparés mais également pour différentes configurations (c_1, c_2 et c_3). Enfin la question de la discrétisation en temps de la simulation est abordée ; cette question renvoyant à la fois à des considérations purement numériques relevant de la gestion du calcul avec le code LMGC90, mais aussi dépendant des données accélérométriques fournies par la base de données accélérométriques de l'outil «MP» et relatives notamment à la fréquence d'échantillonnage du signal. Ce dernier cas d'étude permettant de passer à la deuxième série de simulations orientées vers des considérations beaucoup plus numériques.
- La seconde série de simulations — série1 — aborde des aspects liés à la gestion du calcul à proprement parler (influence des modèles d'interface et de leur calibration, influence de la convergence du problème (tolérance, nombre d'itérations du solveur de contact), *etc*). Enfin elle revient sur l'influence de la variabilité structurelle des structures ; plusieurs calculs réalisés sur les *benchmarks* 1, 3 et 4 étant comparés (ces calculs sont réalisés pour un modèle d'interface donné).

Gestion de l'analyse des résultats Comme rappelé en introduction de cette section, les niveaux d'accélération des sollicitations limités à 0.5 g ne permettent pas d'endommager significativement les structures ; ceci étant dû à l'utilisation d'une représentation en corps rigides de la maçonnerie. La FIGURE 12.7 permet de mettre en évidence ce point. Elle représente les déplacements des différents blocs par rapport à leur position d'origine dans les directions X et Y et leur norme — X_X, X_Y, $\|X\|$ — à la fin de la simulation pour les 3 types de séismes sélectionnés ($pga = 0.5\ g$).

La surrigidification de la structure induite par le choix d'une modélisation en corps rigides des blocs de maçonnerie est exacerbée ici par la présence du diaphragme rigide. Les effets des séismes sur ces structures sont de ce fait considérablement limités : on note essentiellement des déplacements marqués des blocs localisés aux angles de la structure au niveau des assises les plus hautes.

Les résultats de simulations proposés dans cette première campagne de calculs seront analysés en regard des déplacements relatifs par rapport à leur position initiale. Si ce type d'analyse semble pauvre, elle permet néanmoins, comme nous allons le voir, de montrer l'influence de la plupart des paramètres de l'espace paramétrique sur les réponses de structure. Avec ce type d'analyse, les réponses des structures doivent être considérées au travers des plages de variation des déplacements relatifs ; une plage étendue indiquant une sensibilité de la structure à la sollicitation importante. Ce type d'indicateur ne permet pas

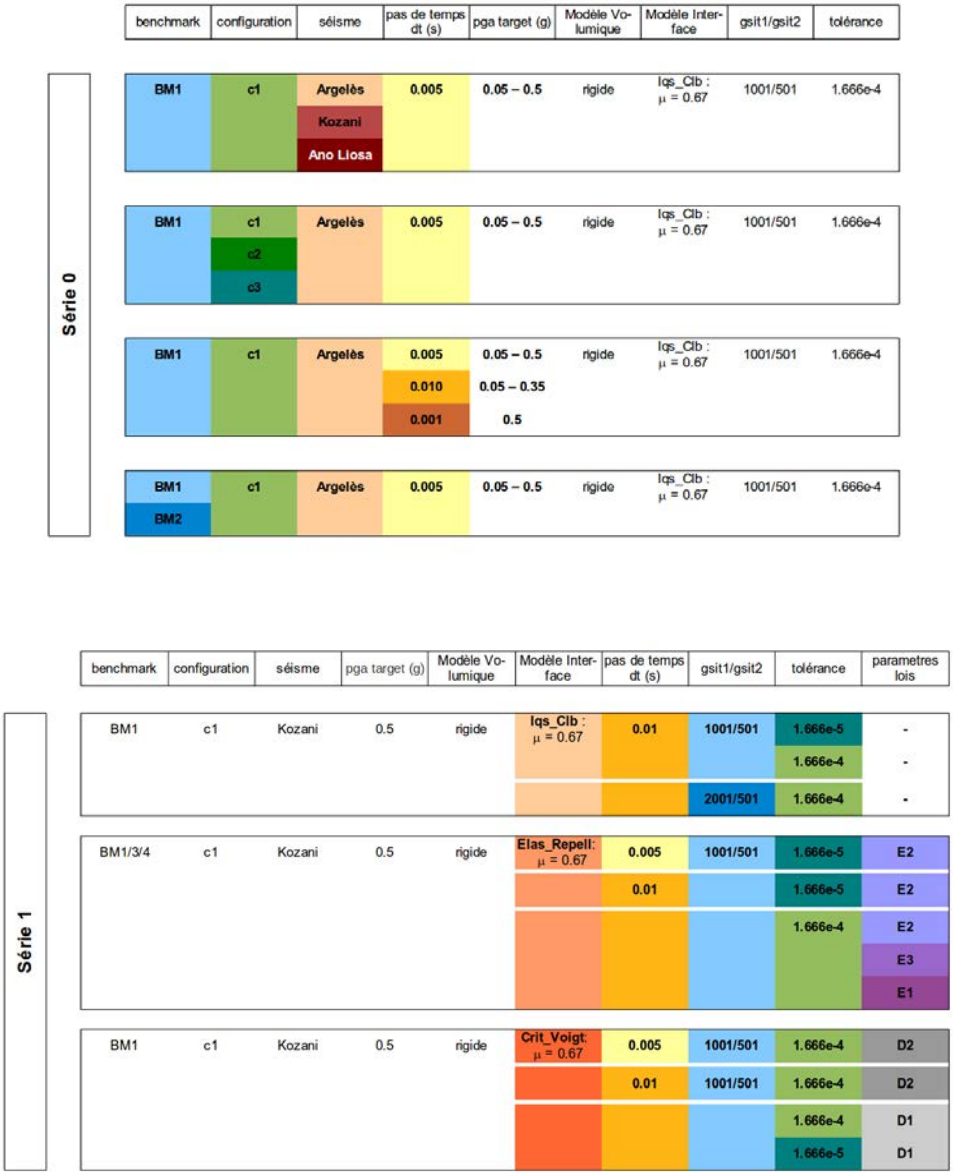


FIGURE 12.6 – Campagne 1 : description des simulation réalisées dans les séries 0 et 1 (E_i et D_i correspondent à des paramètres des lois d'interaction précisés par la suite)

néanmoins de qualifier réellement la façon dont travaillent les structures : pour une plage de variation donnée des déplacements, deux *scenarii* peuvent être envisagés : une rupture franche de la maçonnérie par ouverture de joints peut consommer l'ensemble du déplacement, *a contrario* les déplacements de blocs peuvent être diffus (l'ensemble du déplacement étant consommé dès lors par une accumulation de très faibles déplacements).

Les deux sous-sections suivantes présentent les résultats de simulations obtenus lors de cette première campagne de calcul.

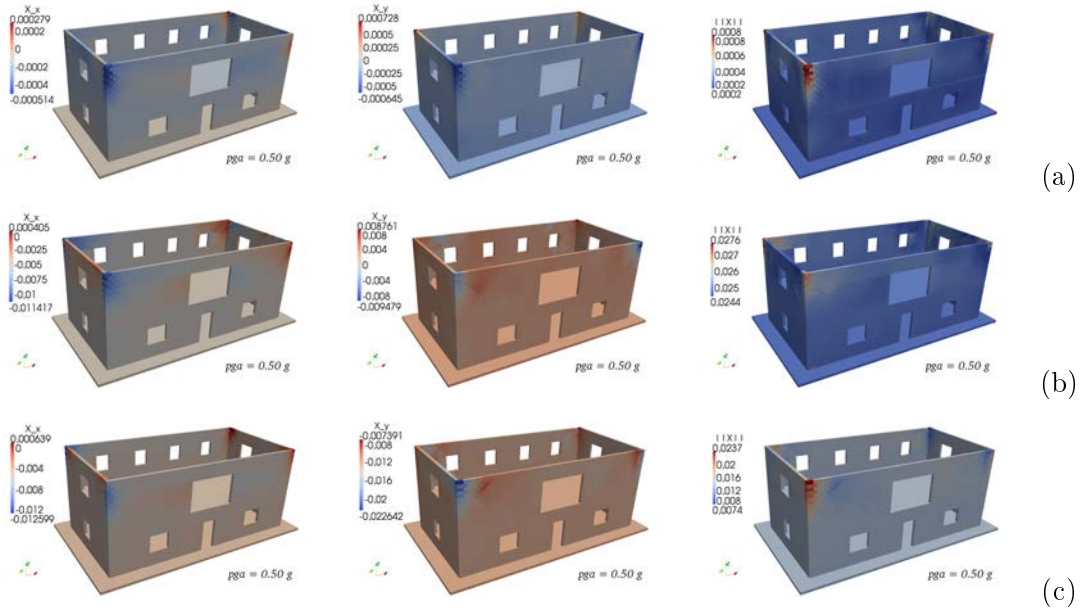


FIGURE 12.7 – Réponse macroscopique des résultats (BM_1, c_1, $pga = 0.50\ g$) – déplacements X suivant X, Y et norme des déplacements : séisme d'Argelès (a), séisme d'Ano Liosia (b) et séisme de Kozani (c)

12.2.2 Gestion de la sollicitation sismique et influence sur les comportements de structure

Influence de la nature des séismes et du *pga* Le *benchmark* 1 dans la configuration c_1 est soumis aux trois séismes retenus pour cette étude de faisabilité. Pour chaque type de séisme, plusieurs simulations sont réalisées de sorte à appliquer à la structure des niveaux d'accélération maîtrisés compris entre 0.05 g et 0.5 g ; l'incrément entre deux niveaux d'accélération successifs étant de 0.05 g. Les résultats de simulations pour chaque séisme sont donnés en termes de déplacements relatifs (X_X, X_Y, $\|X\|$) FIGURE 12.8.

Ces premiers résultats semblent attester de l'influence du type de sollicitation au sens large — nature du séisme, niveau d'accélération, voire direction principale — sur les réponses macroscopiques modèles. Quelque soit la nature du séisme, l'augmentation des niveaux d'accélération conduit à une amplification des déplacements relatifs dans la structure : la plage de variabilité des déplacements relatifs tend à être de plus en plus importante. Le déplacement moyen $\overline{\|X\|}$ défini comme la moyenne des normes des déplacements min et max ($\overline{\|X\|} = \{\|X\|_{min} + \|X\|_{max}\}/2$) mais également l'amplitude des déplacements $\Delta\|X\| = \|X\|_{max} - \|X\|_{min}$ montrent l'influence de la nature du séisme et notamment de la direction de sollicitation principale sur la réponse de structure (FIGURE 12.9).

En termes d'amplitude des réponses de structure, le cas du séisme d'Argelès est clairement à distinguer des deux autres cas d'étude : le déplacement moyen $\overline{\|X\|}$ est quasi nul tout comme l'amplitude des déplacements ; ce qui semble *a priori* naturel dans la mesure où les niveaux d'accélération les plus forts pour ce séisme se trouvent suivant la direction verticale (les accélérations suivant les autres composantes étant quasiment négligeables). Quant aux séismes d'Ano Liosia et de Kozani, ils présentent des niveaux de déplacement moyen tous deux assez importants mais des amplitudes de déplacement très différentes. Le

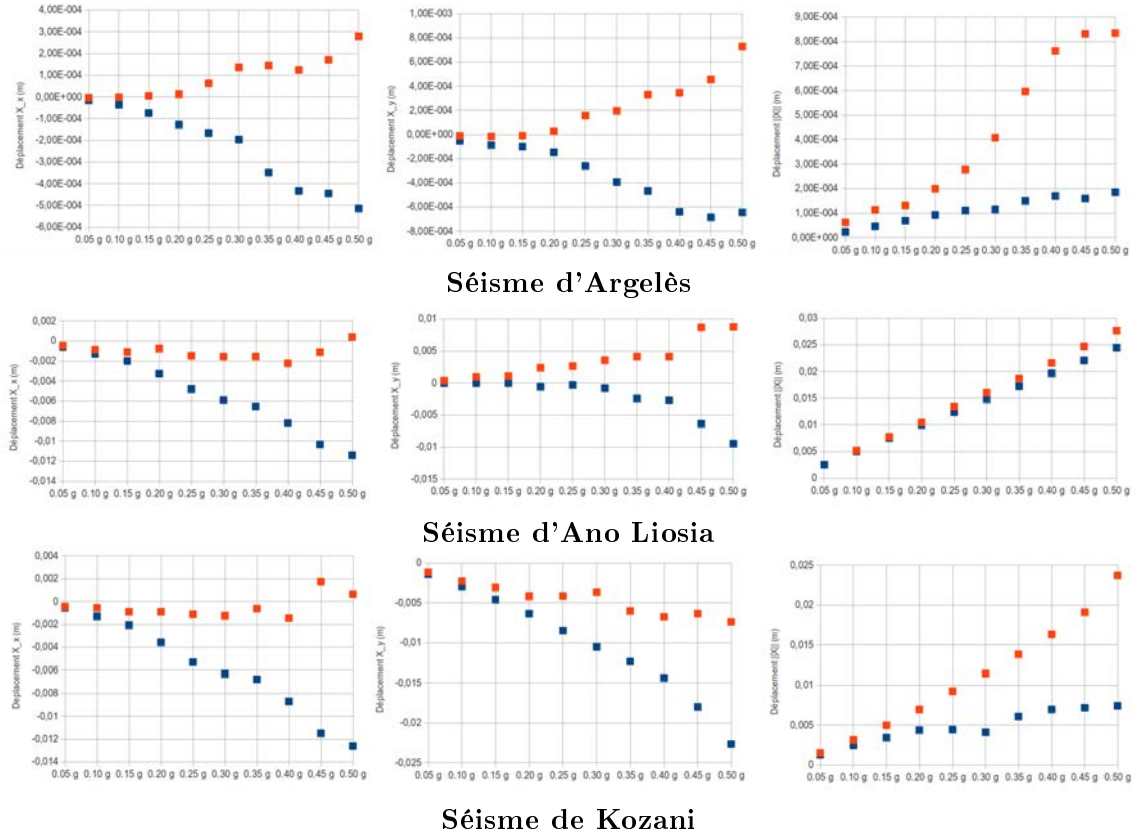


FIGURE 12.8 – Influence de la nature du séisme et du *pga* sur la réponse en déplacement de la structure : déplacements suivant les directions X et Y et norme

séisme de Kozani semble impacter beaucoup plus la réponse de la structure que le séisme d'Ano Liosia. Deux raisons semblent pourvoir expliquer ce phénomène. La première concerne les directions principales de sollicitation des deux séismes : les *pga* se trouvant suivant les direction EW et NS pour les séismes respectivement de Kozani et d'Ano Liosia. Si l'on considère cette carcactéristique des deux accélérogrammes avec la configuration dans laquelle se trouve le *benchmark* 1, ces observations semblent assez naturelles. Enfin, la nature même de ces séismes (contenu fréquentiel, durée de phase forte, *etc*) pourrait expliquer les réponses assez différentes du BM_1. Ces aspects ne seront toutefois pas investigués ici.

Cas du séisme d'Argelès Nous nous intéressons plus longuement dans les deux points suivants au cas particulier du séisme d'Argelès.

- *Faible influence de la configuration et de la variabilité structurelle* :
La nature très particulière du séisme d'Argelès (composante verticale du séisme dominante) conduit à ce que la configuration ou la nature des *benchmarks* n'influencent quasiment pas la réponse des strutures comme le montre la FIGURE 12.10. Ces aspects (ou tout du moins l'influence de la variabilité structurelle) seront abordés avec le séisme de Kozani dans la section suivante.

- *Influence de la discrétisation en temps* :

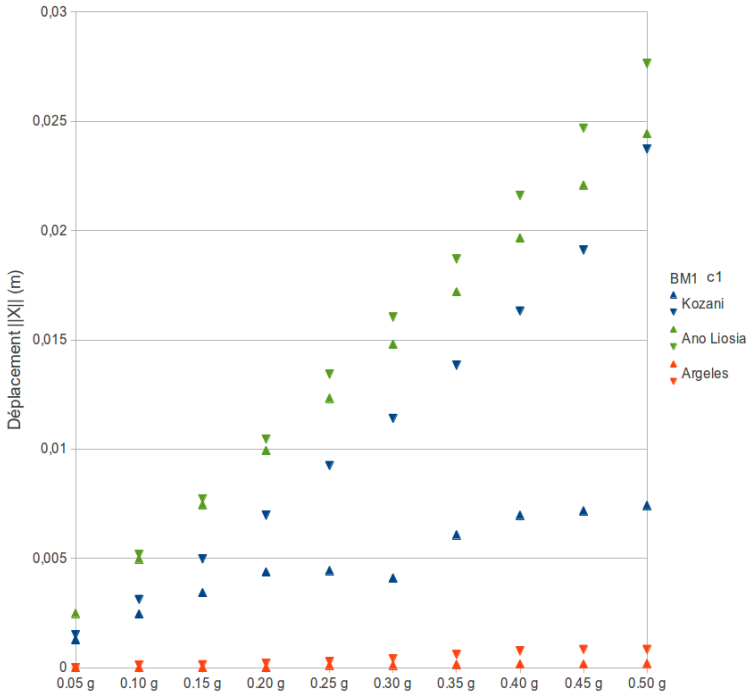


FIGURE 12.9 – Influence de la nature du séisme et du *pga* sur la réponse en déplacement de la structure : norme des déplacements

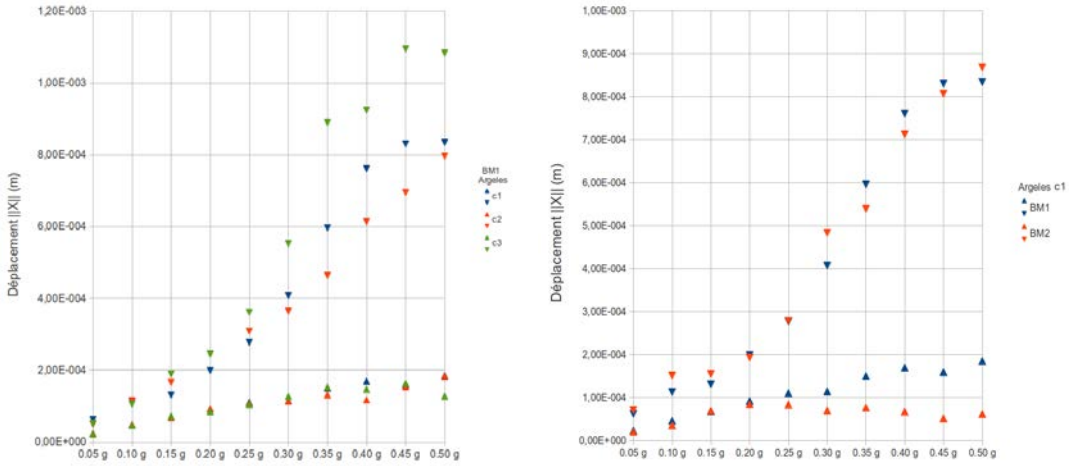


FIGURE 12.10 – Cas particulier du séisme d'Argelès : faible influence de la configuration (a) et de la variabilité structurelle (b) sur la réponse en déplacement de la structure

Une toute dernière série de calculs nous permet d'aborder la question de la discrétisation en temps du problème. Intuitivement, il semblerait *a priori* logique de faire correspondre le pas de temps dt avec la période d'échantillonnage du signal sismique ($T_{ech} = 10\ ms$). Ce choix semble répondre à une double exigence pour nos simulations. D'une part il permettrait de prendre en compte le signal avec la précision de l'enregistrement de la base accélérométrique : il n'y aurait en effet aucun phénomène de dégradation du signal qui

serait due à un problème de sous échantillonnage. Ce choix de discrétisation nous permettrait donc de nous affranchir de problèmes de pertes d'information sur la sollicitation. D'autre part, les temps de calculs se trouveraient minimisés en ne procédant pas à du sur échantillonnage.

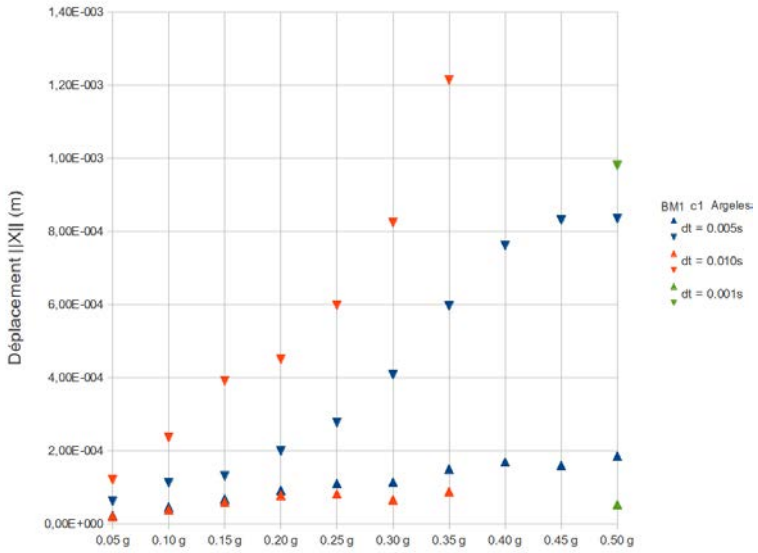


FIGURE 12.11 – Influence de la discrétisation en temps sur la réponse en déplacement de la structure : norme des déplacements

Les résultats présentés précédemment ne correspendent pas à un calcul pour cette discrétisation en temps qui semble optimale mais au contraire à des résultats de simulation pour lesquels le pas de temps est deux fois plus petit (sur échantillonnage), à savoir $dt = 5\ ms$. Ils sont mis en regard FIGURE 12.11 avec des résultatts de calculs réalisés pour un pas de temps dt égal à la période d'échantillonnage de l'enregistrement du séisme ($dt = 10\ ms$). A noter que ces calculs n'ont été réalisés que pour des sollicitations dont le pga est inférieur ou égal à $0.35\ g$. L'ensemble des niveaux de sollicitation n'a pas été considéré, il ne nous a en effet pas semblé utile de procéder à l'ensemble des cas de calculs étant donné qu'une tendance assez claire se profilait. Une discrétisation en temps trop lâche nuit à la qualité du calcul, ce qui semble pouvoir s'expliquer au travers de la gestion numérique du problème discret à proprement parler et notamment de la gestion des rotations des corps et plus largement des aspects liés aux configurations de contact utilisées pour résoudre le problème multi-contacts. Ces considérations sont toutefois à prendre avec beaucoup de précaution. Les résultats de calcul obtenus pour un pas de temps dt pris égal à $T_{ech}/10$ soit $1\ ms$ (pga pris égal à $0.5\ g$) ne semble ni infirmer ni confirmer ces hypothèses.

Ce point n'est pas traité plus longuement ici mais mériterait d'être investigué. Il pose néanmoins de façon plus générale la question de la gestion numérique de la simulation. La sous-section suivante se propose d'apporter quelques éclairages à ces aspects en s'intéressant notamment à l'utilisation de différents modèles d'interface pour la gestion du contact entre les blocs de la maçonnerie.

12.2.3 Influence du choix du modèle d'interface sur la réponse des structures : cas du séisme de Kozani

NOTA : les simulations suivantes sont réalisées en se limitant au cas du séisme de Kozani. Ce choix nous semble le plus pertinent pour étudier le comportement des structures ; les réponses des *benchmarks* à cette sollicitation étant semble-t-il les plus marquées au vu de ce qui précède.

Par ailleurs, les calculs ne se font que pour un seul niveau d'accélération ($pga = 0.5\ g$) et pour un pas de temps pris égal à la période d'échantillonnage des séismes de sorte à minimiser les temps de calculs. Deux campagnes de calculs sont envisagées. La première consiste à montrer l'influence du choix de la loi d'interaction et des paramètres numériques liés à la convergence du problème sur les réponses de structure. La seconde cherche, pour une loi de contact donnée, à montrer l'influence de la variabilité structurelle sur les résultats.

Influence du choix du modèle d'interface Déjà décrites dans la deuxième partie de ce travail de thèse, trois lois de contact modélisant du contact frottant sont utilisées pour décrire le comportement entre les corps en contact. Il s'agit ici de voir sur un calcul dynamique et non plus quasi-statique l'influence de l'introduction d'élasticité avec ou sans amortissement. La gestion de l'élasticité est identique à celle présentée précédemment : trois valeurs différentes du module d'Young des blocs sont utilisées pour caler les raideurs aux points de contact ($E_1 = E_0/10$, $E_2 = E_0$, $E_3 = 10 \cdot E_0$ avec $E_0 = 7.0 \cdot 10^{10}\ N/m^2$). Pour ce qui est de l'amortissement, il est défini par le nombre de blocs maximal compris dans une assise (D_1) ou doublé ($D_2 = 2 \times D_1$).

Pour être cohérents avec l'étude présentée dans la deuxième partie, nous nous intéressons subrepticement à la gestion de la convergence du calcul en proposant des calculs pour lesquels la tolérance est diminuée (divisée par 10) ou le nombre d'itérations de *Gauss-Seidel* dans le premier paquet est doublé. L'influence du pas de temps est également considérée en confrontant les résultats obtenus ici à ceux obtenus dans la sous-section précédente pour laquelle le pas de temps était deux fois plus petit ($dt = 5\ ms$).

L'ensemble des résultats est donné FIGURE 12.12. Ils sont analysés, comme pour la section précédente, en termes de déplacements relatifs.

La FIGURE 12.12 semble mettre en évidence des comportements très proches par type de loi de contact. L'ensemble des simulations peut être clairement regroupé en fonction de la loi de contact utilisée pour le calcul ; la valeur du déplacement moyen $\overline{\|X\|}$ (resp. $\overline{X_X}$ et $\overline{X_Y}$) semblant permettre de faire la distinction entre ces groupes. En termes d'amplitude $\Delta\|X\|$ (resp. ΔX_X et ΔX_Y), les réponses semblent assez similaires pour les simulations faites pour une loi d'interaction donnée même s'il s'avère que l'augmentation de la sévérité de la convergence — augmentation du nombre d'itérations gs_it_1 ou la diminution de la tolérance tol — tende à faire varier quelque peu la plage de variabilité des déplacements relatifs des blocs (le phénomène étant amplifié pour le cas raffiné en temps avec la loi Elastic_Repell_Clb). Par ailleurs, il en est de même pour la diminution de la discrétisation en temps. Nous ne disposons pas d'assez de résultats pour donner des éclairages significatifs sur ces aspects. Quoiqu'il en soit, il nous semble important de procéder à ce genre de tests pour avoir une idée de la sensibilité numérique des résultats proposés ; à noter que ce type de démarche est directement hérité des enseignements de la deuxième partie de ce travail

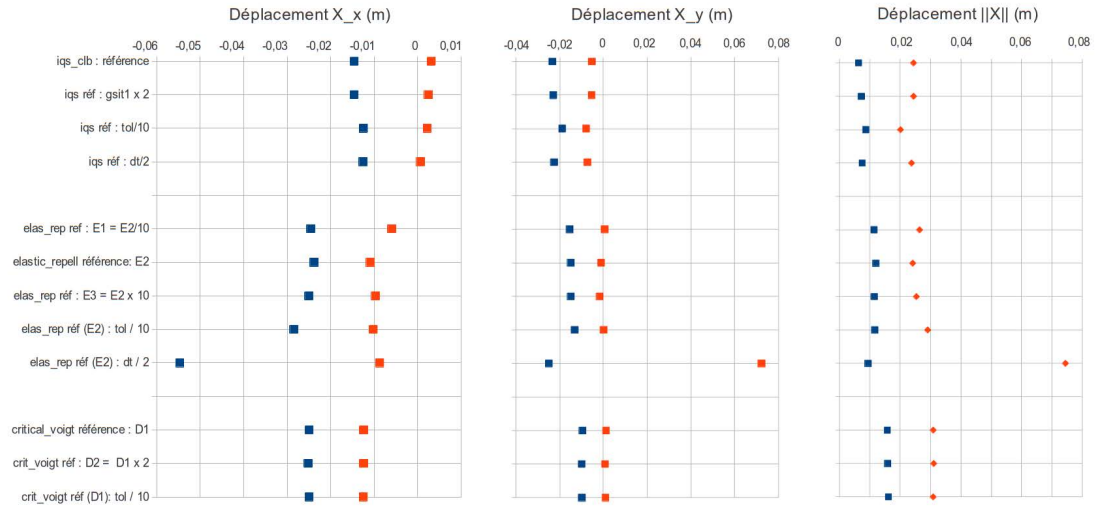


FIGURE 12.12 – Influence du choix du modèle d'interface sur la réponse en déplacement de la structure : norme des déplacements

concernant les aspects liés à la convergence du problème. Ceci constitue une étape critique qui nous semble essentielle pour valider la pertinence d'une campagne de calculs ou non.

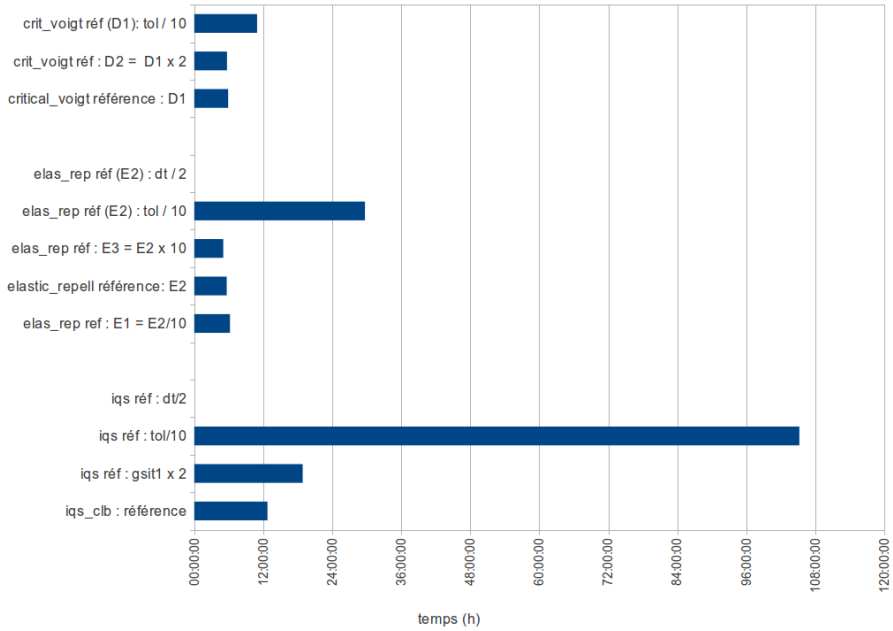


FIGURE 12.13 – Influence du choix du modèle d'interface et de la gestion de la convergence sur les temps de calcul

Bien entendu le choix de modèle et les choix de gestion de la convergence ne sont pas sans affecter les temps de calcul (FIGURE 12.13) ; ces résultats étant en accord avec les analyses faites dans la deuxième partie de ces travaux. L'introduction d'élasticité à l'interface permet de faire baisser l'hyperstaticité du problème de contact, permettant ainsi

d'améliorer l'efficacité dans la gestion du problème. A noter toutefois que des choix de raideurs trop importantes aux interfaces peuvent ne pas conduire à l'effet escompté et *a contrario* pénaliser les temps de restitution. L'introduction de *damping* semble encore une fois permettre une meilleure gestion numérique du problème (peu de variabilité). Toutefois, la loi avec amortissement n'étant pas phénoménologique, nous ne l'utiliserons pas par la suite. Les campagnes de calculs suivantes utilisent la loi Elastic_Repell_Clb comme modèle d'interface.

Influence de la variabilité structurelle La FIGURE 12.14 cherche à montrer l'influence de la variabilité structurelle sur la réponse des structures. Ce point a été abordé très brièvement avec le séisme d'Argelès ; la différence structurelle entre les *benchmarks* 1 et 2 n'ayant pas conduit à montrer un impact particulier sur les réponses de structures, ceci pouvant s'expliquer du fait du type même de séisme d'une part et de la surrigidification apportée par le diaphragme rigide au plancher haut du RDC d'autre part. Le cas du BM_2 n'est pas considéré dans ces calculs : nous pensons qu'il conduirait à des réponses de structures trop proches de celles fournies par le BM_1. Les résultats obtenus avec les *benchmarks* 3 et 4 sont comparés à ceux obtenus avec le BM_1 ; les calculs étant réalisés pour la loi régularisée Elastic_Repell_Clb telle que définie dans la sous-section précédente. La sensibilité à la convergence des modèles est considérée exactement de la même manière. Le choix des *benchmarks* 3 et 4 nous semble plus propice pour obtenir des réponses de structures plus marquées : la rigidité apportée par le diaphragme rigide disparaissant totalement avec le BM_4 ou étant localisée tout en haut de structure avec le BM_3, impliquant que la maçonnerie soit plus susceptible d'être impactée par le séisme.

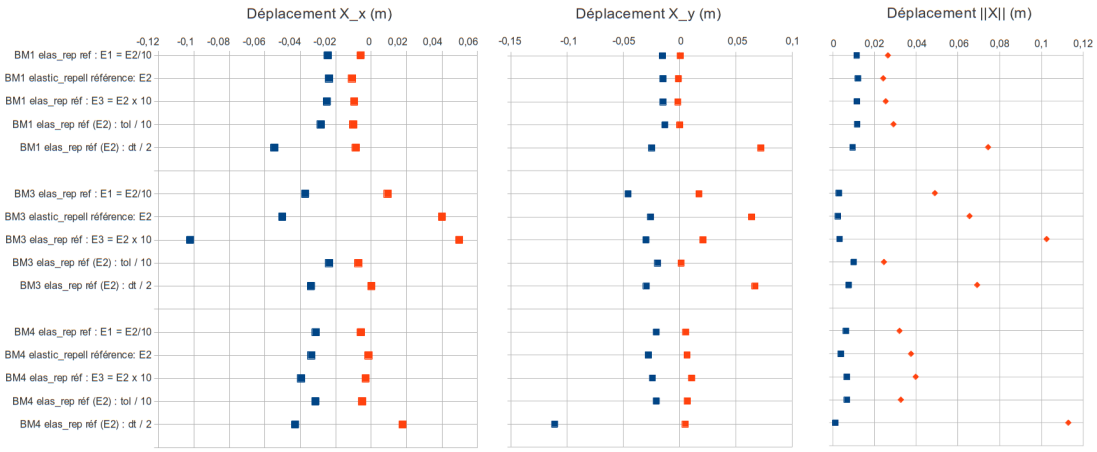


FIGURE 12.14 – Variabilité structurelle et réponses en déplacement : norme des déplacements

Les résultats obtenus ici sont beaucoup plus disparates. Le rôle du diaphragme sur la réponse de structure est clairement identifiable FIGURE 12.16. Les échelles pour les 3 *benchmarks* sont identiques et correspondent à celle du BM_1 pour laquelle la plage de variation de la norme de déplacement est la plus faible ; ceci dans le but de mettre en évidence très clairement les différences de réponses structurelles. Comme précisé ci-avant, la réponse du BM_1 est la moins impactée par le séisme. La surrigidification du BM_1 est

significativement altérée par le changement de nature des diaphragmes pour les BM_3 et BM_4 ; ceci se manifestant sur la réponse de structure. Si le BM_1 était le plus sollicité au niveau du harpage des assises les plus hautes, il s'avère que la supression du diaphragme rigide au niveau du plancher haut du RDC conduise à la propagation de ce phénomène sur une bonne partie de la hauteur de la structure (BM_3 et BM_4). Le diaphragme rigide au niveau du plancher haut du $R+1$ (BM_3) permet de faire travailler à la fois les murs longitudinaux et latéraux ; ce qui n'est pas observé avec le BM_4 pour lequel nous observons davantage des comportements de panneaux (en plan et hors plan) que de mouvement/de comportement d'ensemble de structure.

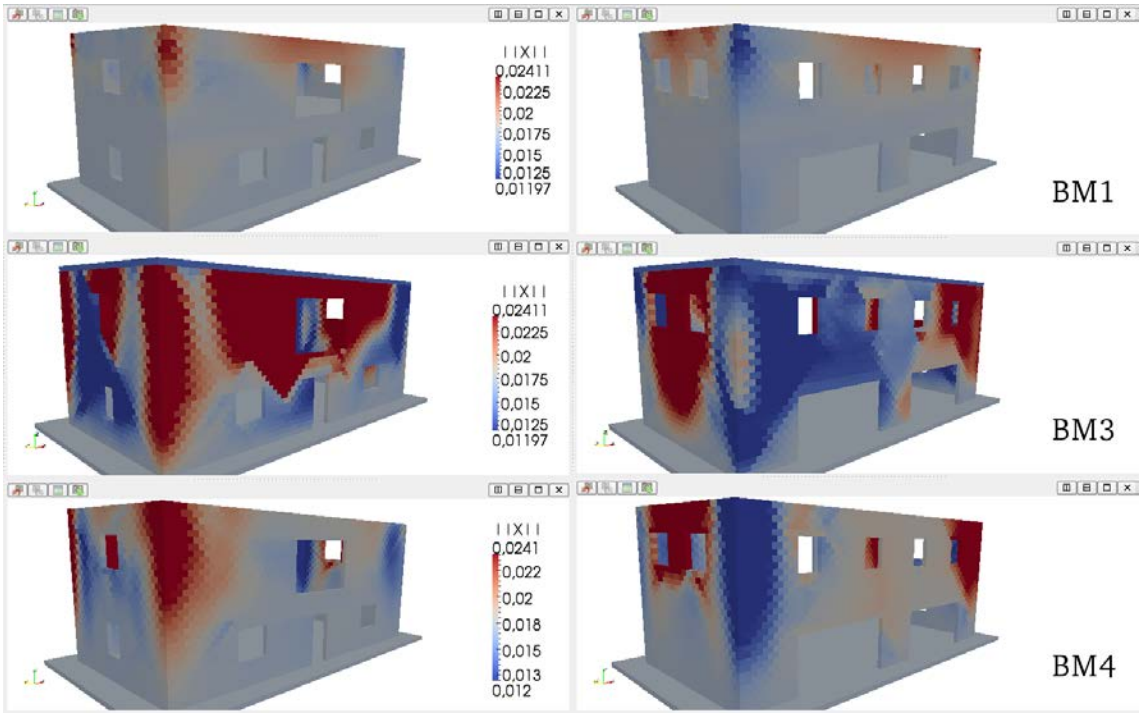


FIGURE 12.15 – Variabilité structurelle et réponses en déplacement (norme des déplacements) : cas E_2, $dt = 0.01\ s$, $gs_it_1 = 1001$ $tol = 1.666e-04$

Pour ce qui est de la variabilité introduite dans la calibration de la loi d'interface (choix de E_i), dans la gestion de la convergence (choix de la tolérance, du nombre d'itérations gs_it_1) ou tout simplement dans la gestion de la discrétisation du calcul, les résultats, en fonction du *benchmark* considéré (et notamment dans le cas du BM_3), montrent beaucoup plus de variabilité qu'observé précédemment avec le BM_1. Si globalement la réponse de structure tend vers un même comportement ici — à savoir une forte sollicitation au niveau de l'angle de la structure annonçant une rupture de type C *corner failure* [86] —, il s'avère que la gestion numérique de la sollicitation au sens large (calibration des lois, gestion de la convergence, *etc.*) tende à modifier la réponse localement conduisant à des phénomènes plus ou moins diffus. A noter que la réponse macroscopique peut dans certains cas être également impactée.

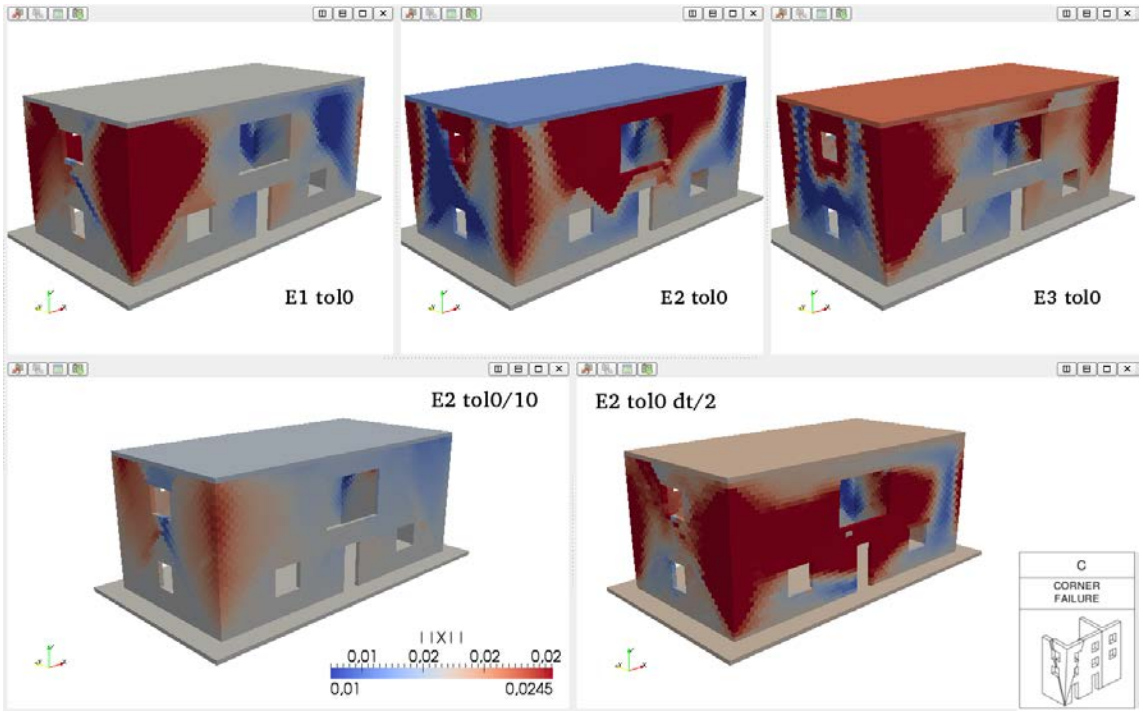


FIGURE 12.16 – Variabilité numérique et réponses en déplacement (norme des déplacements) : cas du *benchmark* BM_3 – identification d'une rupture de type C *corner failure* (D'Ayala et *al.* [86])

12.3 Campagne de calcul sous séismes : $pga \geq 1.0\ g$: approche numérique de l'endommagement des structures

La première campagne de calculs a permis de mettre en évidence un certain nombre de points relatifs à la simulation sous séismes des structures maçonnées rigides. Nous cherchons à réinvestir dans cette seconde campagne de simulations les enseignements tirés de la précédente. Le modèle d'interface choisi pour procéder à ces simulations prend notamment en compte de l'élasticité à l'interface. Pour ce qui est de la discrétisation en temps, le choix du pas de temps est dicté par la suite par l'efficacité du calcul : il est pris égal à la période d'échantillonnage $T_{ech} = 10\ ms$.

Les résultats sous séismes de la campagne précédente ont montré les limites d'utilisation de modèles rigides sur la représentativité des réponses de structures (surestimation de la tenue au séisme des édifices) ; les *benchmarks* subissant des dommages insuffisants pour mener une étude liée à l'endommagement des structures. L'enjeu de cette seconde campagne est justement de procéder à ce type d'étude quitte à devoir considérablement surestimer l'aléa sismique. Les *benchmarks* 1, 3 et 4 sont soumis au séisme de Kozani calibré de sorte que son *pga* soit de 5 g ; un tel niveau d'accélération garantissant la destruction du bâtiment. Les calculs sont faits sur une unique configuration (c_1).

Un deuxième point est abordé dans cette section et concerne un aspect des calculs qui a été indirectement abordé dans la deuxième partie de ce manuscrit : l'influence de l'état initial sur la réponse des structures. Une série de calculs réalisée sur le BM_4 cherche à montrer ce type d'aspects. Les calculs sont réalisés cette fois encore pour la configuration

c_1 et pour le séisme de Kozani dont le *pga* est cette fois pris égal à 1.0 g. Pour cette dernière série de calculs, le choix d'un modèle de frottement non régularisé est fait.

La sous-section ci-après décrit les résultats obtenus avec cette dernière campagne de calculs. La sous-section suivante cherche à revenir sur la notion d'endommagement des structures. Notre approche de la vulnérabilité sismique dépend directement de l'identification de leur endommagement. Cette sous-section présente une méthodologie cherchant, à partir d'informations mécaniques locales, à définir des niveaux d'endommagement locaux d'une part puis macroscopiques (à l'échelle d'éléments de strutcure) d'autre part pour atteindre une estimation du niveau de dommage à l'échelle de la structure toute entière.

12.3.1 Résultats de simulations : analyse mécanique macroscopique

Influence de la variabilité structurelle sur l'endommagement des structures Nous nous proposons d'analyser le comportement mécanique des structures BM_1, BM_3 et BM_4 dans ce paragraphe et d'aller un peu plus loin dans l'analyse que celle proposée dans la première campagne de calcul pour des séismes de *pga* inférieurs ou égaux à 0.5 g.

Les FIGURES 12.17 et 12.18 donnent les réponses macroscopiques des *benchmarks* à différents moments t_i de la sollicitation en termes de déplacements relatifs ($\|X\|$). La durée Δt entre deux instants successifs t_i et t_{i+1} correspond non pas à la durée du pas de temps dt mais à l'intervalle de temps entre deux sauvegardes successives des sorties de calcul LMGC90. Ici $\Delta t = (t_{i+1} - t_i) = \text{freq_write_out} \times dt = 0.2\ s$ où freq_write_out, la fréquence d'écriture des fichiers de sortie, est donnée en termes de nombre d'itérations de calcul.

De manière générale, deux phases différentes peuvent être identifiées dans cette première série de simulations. La première intervient en tout début de calcul pour $t \leq t_3$: les murs longitudinaux (murs 0 et 2 sur les FIGURES) sont soumis à de faibles déplacements en dehors de leur plan ; les murs latéraux (murs 1 et 3) étant quant à eux faiblement sollicités. Après $t = t_3$, les structures travaillent différemment. Les murs longitudinaux tendent à cisailler dans leur plan tandis que les murs latéraux sont sollicités en dehors de leur plan. Des bandes de cisaillement sont visibles sur les murs 0 et 2 aux instants t_5 et t_6 — bandes diagonales montantes dans la direction X à t_5 et descendantes à t_6 — caractéristiques de ce type de sollicitation. Un mécanisme de ruine par basculement des panneaux de maçonnerie latéraux est enclenché à partir de $t = t_6$ influencé par la nature des diaphragmes des planchers hauts RDC et $R + 1$; montrant l'influence de la variabilité structurelle sur les réponses de structure.

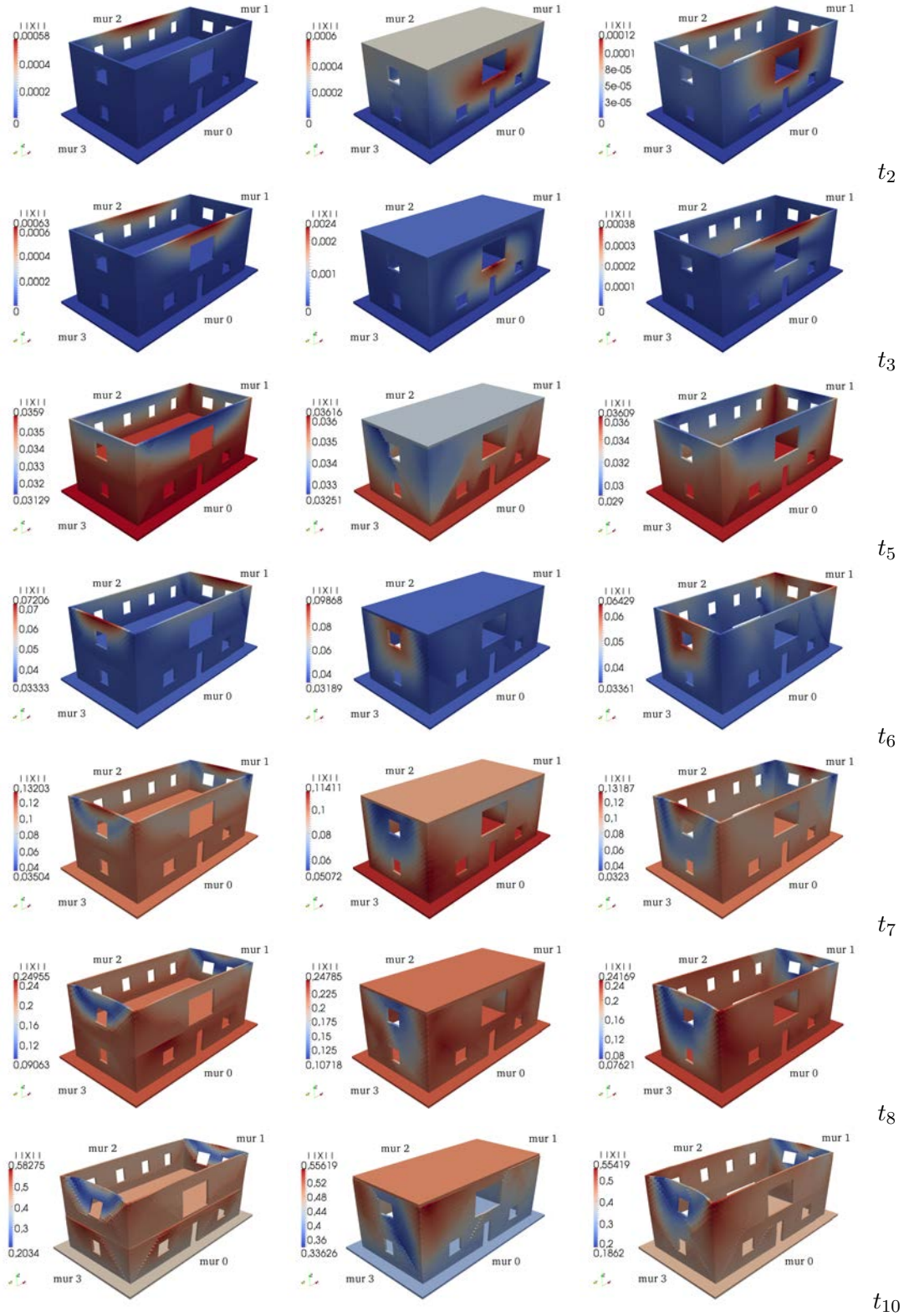


FIGURE 12.17 – Réponse macroscopique des *benchmarks* BM_1, BM_3 et BM_4 (configuration c_1, loi de contact Elastic_Repell_Clb) soumis au séisme de Kozani ($pga = 5.0\ g$) : évolution au cours du temps t de la norme des déplacements $\|X\| - t \in [t_2,\ t_{10}]$

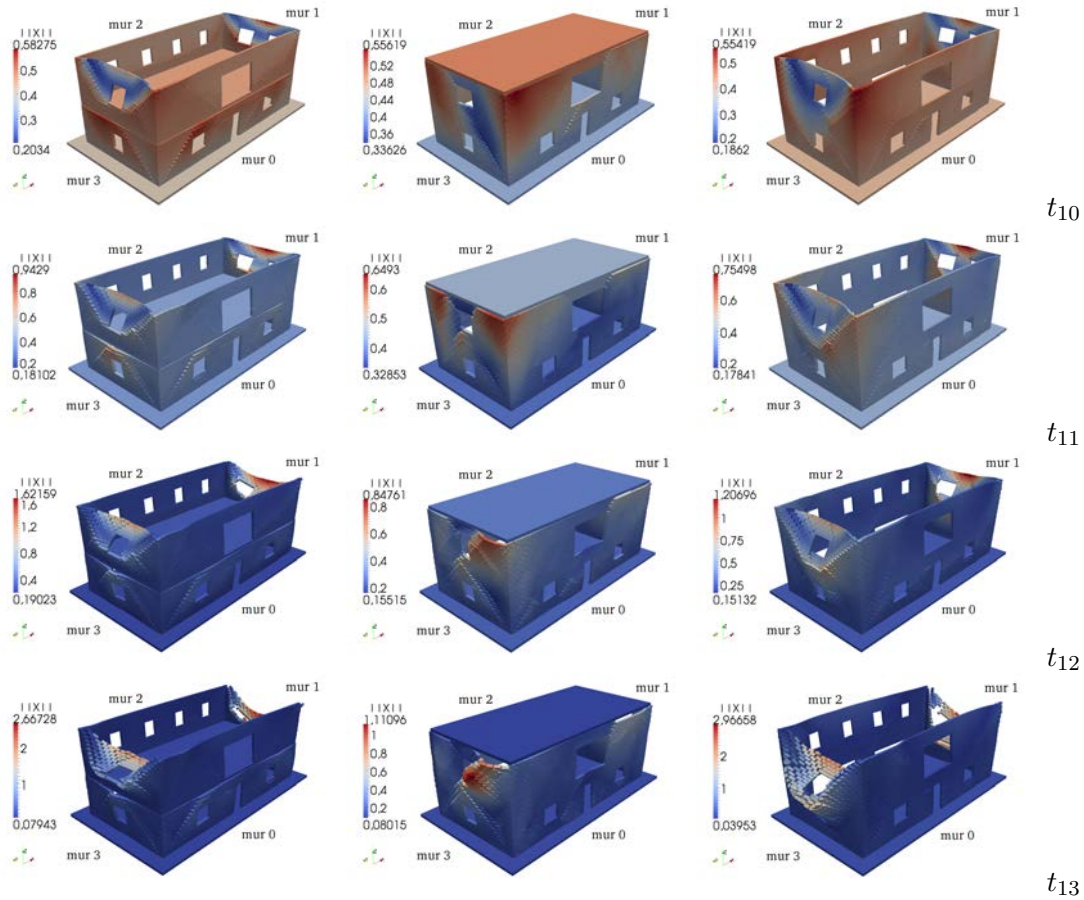
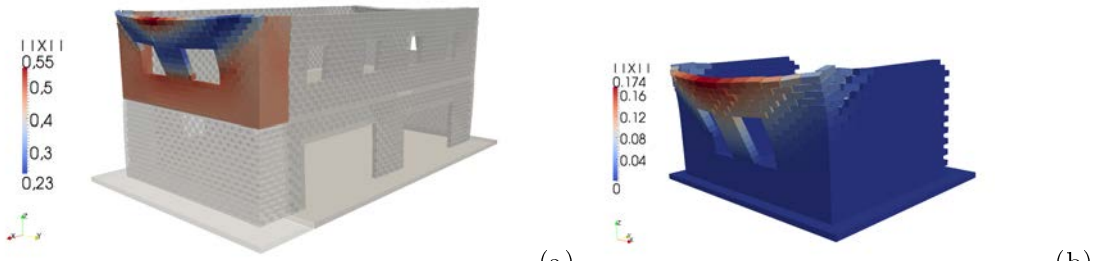


FIGURE 12.18 – Réponse macroscopique des *benchmarks* BM_1, BM_3 et BM_4 (configuration c_1, loi de contact Elastic_Repell_Clb) soumis au séisme de Kozani ($pga = 5.0\ g$) : évolution au cours du temps t de la norme des déplacements $\|X\| - t \in [t_{10},\ t_{13}]$

L'influence de la variabilité structurelle est visible dès la première phase identifiée ci-avant. Les murs longitudinaux qui sont soumis à des comportements hors plan ne répondent pas de la même manière en fonction de la présence ou non de diaphragmes rigides dans les *benchmarks* et de leur localisation. En effet, l'amplitude du phénomène et sa localisation varient en fonction des *benchmarks*. Ces déplacements se situent en tête de murs pour le BM_1 et le BM_4. A noter qu'il est beaucoup plus étendu dans le cas du BM_4 pour lequel tous les diaphragmes sont souples. Dans le cas du BM_3 pour lequel la nature des planchers est inversée par rapport au BM_1, le comportement hors plan est initié au milieu des murs longitudinaux assimilables à des panneaux de maçonnerie très élancés et confinés étant donné l'absence de plancher rigide au niveau du plancher haut du *RDC* et la présence d'une toiture rigide.

Concernant la seconde phase, les mécanismes hors plan ayant lieu au niveau des murs latéraux pour le BM_1 sont très semblables à ceux obtenus dans les essais de basculement réalisés dans la deuxième partie de ce manuscrit (FIGURE 12.19). Le BM_4 tend à se comporter de la même manière à ceci près que la zone soumise au basculement est beaucoup plus importante dans ce cas étant donné l'absence de diaphragme rigide au niveau du

plancher haut RDC. Enfin, comme décrit précédemment, la rupture du BM_3 a lieu au niveau de l'angle de la maçonnerie. La présence du diaphragme rigide en tête de structure permet de reporter le chargement sur l'ensemble des porteurs verticaux et conduit à modifier considérablement la façon dont travaille la maçonnerie.



(a) (b)

FIGURE 12.19 – Comportements hors plan : panneau latéral BM_1 (a) – basculement assemblage de structure simple (Magenès) (b)

Influence de l'état initial sur l'endommagement final des structures Une seconde série de calculs est réalisée pour mettre en évidence l'influence des conditions initiales sur les résultats de simulations. La gestion des calculs avec le modèle BM_4 suivie jusqu'à présent (cas idéal) est légèrement modifiée de sorte à prendre en compte différents types de conditions initiales. Les cas de calculs envisagés sont les suivants :

- tassement différentiel : un léger tassement au niveau du harpage entre les murs 0 et 1 est imposé (quelques millimètres) ;
- perte de verticalité : la structure est construite sur ce qui s'apparente à un radier. L'ensemble de la structure est inclinée très légèrement suivant X, suivant Y ou suivant les 2 axes (XY) pour simuler une perte de verticalité due à une perte de portance du sol ;
- gestion de la non uniformité de la structure par tirages aléatoires des coefficients de frottements ;
- endommagement dû à un évènement sismique passé : le résultat de suimulation obtenu pour la mise sous séisme du BM_4 ($pga = 0.05\ g$) est utilisé pour le nouveau calcul.

Les résultats sont donnés FIGURE 12.20. Nous nous intéressons une fois encore à la réponse en déplacement de la structure.

Si les réponses de structures obtenues semblent dans la grande majorité assez semblables, il s'avère que certaines modifications des conditions aux limites conduisent à des comportements de structure passablement différents pouvant aller jusqu'à la ruine partielle des ouvrages. Ainsi, le tassement différentiel imposé au BM_4 est à l'origine de l'initiation d'un comportement hors plan du mur latéral 1 ; tandis que la perte de verticalité induite par une légère inclinaison de la structure (rotation autour de l'axe X) conduit, elle, à un basculement du mur 3. Pour les autres conditions initiales envisagées ici, les réponses de structures obtenues à l'issue des simulations sont assez proches. Les différences entre les comportements, assez minimes, semblent provenir de réarrangements locaux dans la maçonnerie, les *patterns* étant plus diffus ou au contraire exacerbés en fonction de telle ou

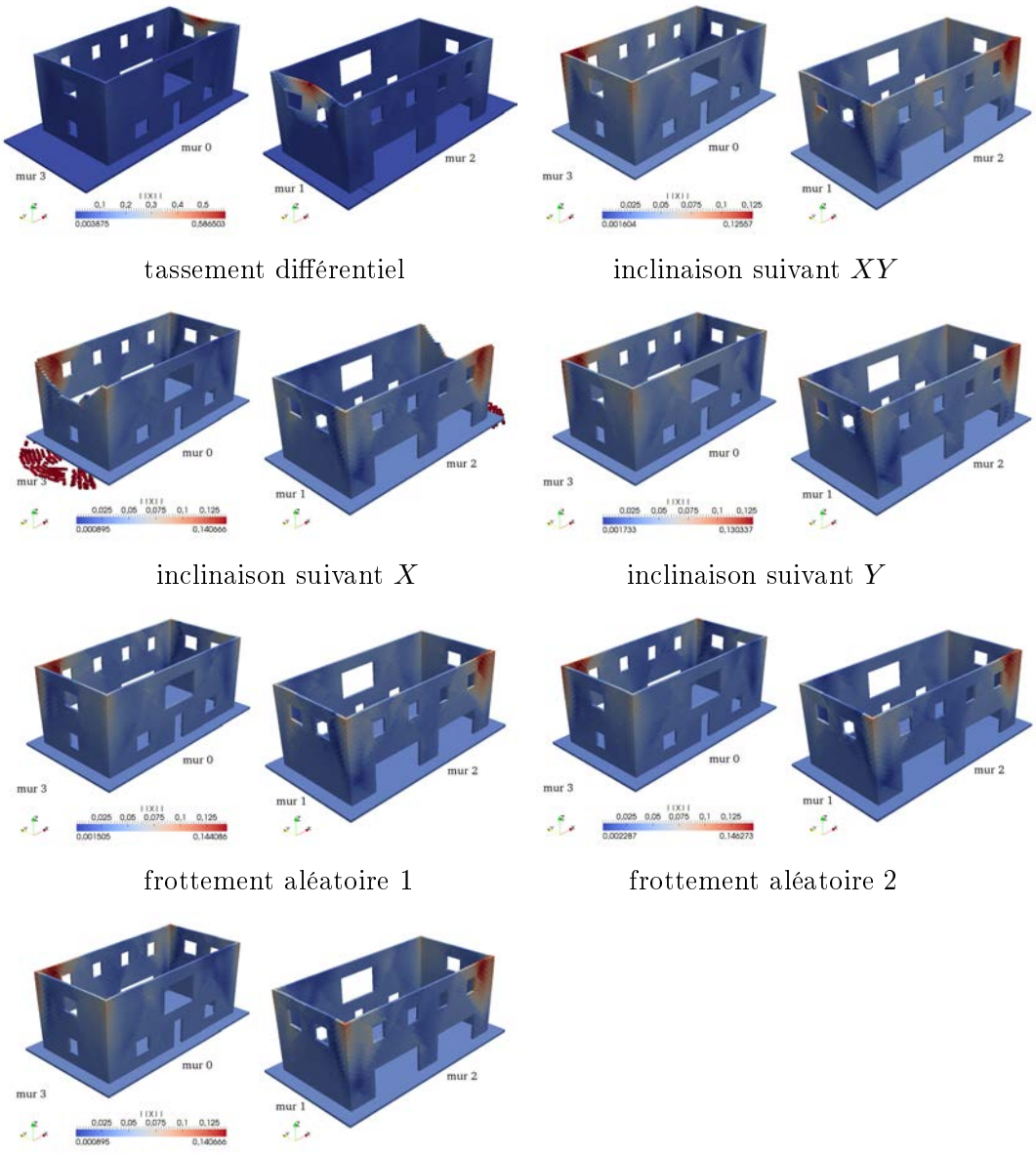


FIGURE 12.20 – Influence des conditions intiales sur la réponse macroscopique du *benchmark* 4 (configuration c_1, loi de contact Iqs_Clb) soumis au séisme de Kozani ($pga = 1.0\ g$) : norme des déplacements $\|X\|$

telle modification du cas de calcul initial.

Il semble difficile d'aller plus loin dans l'analyse qui restera donc très qualitative. Cependant, la question de la prise en compte de l'état initial des modèles nous semble un point très important pour aborder avec réalisme la gestion du calcul de structures existantes. La gestion d'endommagements locaux, de la non uniformité du matériaux dans l'ouvrage, de défauts de mise en oeuvre, *etc* sont autant de caractéristiques qui doivent intervenir dans la prise en compte de la variabilité du bâti.

12.3.2 Estimation du dommage : d'une approche locale à une approche globale de l'endommagement des structures

Approche générale Comme évoqué dans l'introduction de cette section, l'enjeu de cette dernière campagne de calcul est de mettre en place une méthodologie permettant l'estimation de l'endommagement des structures. La difficulté réside ici dans la définition de critères permettant l'évaluation d'un niveau d'endommagement de la structure compatibles et adaptés à la gestion discrète de la modélisation. Il s'agit, à partir d'informations locales liées à des notions de déplacements, d'efforts, *etc*, d'être capable de définir des niveaux d'endommagement à des échelles toujours plus grandes pour *in fine* donner un niveau d'endommagement global pour la structure. De ce fait, un niveau de dommage serait directement mis en regard d'un niveau de demande sismique (*pga* dans ces campagnes) ; ce qui nous permettrait naturellelent d'aborder la question de la vulnérabilité sismique des bâtiments. Tout l'enjeu ici est de mettre en place une démarche permettant, à partir d'un résultat de simulation numérique, d'estimer un niveau de dommage à l'échelle de l'édifice.

A noter que l'approche suivie ici se veut assez généraliste : les choix présentés ci-après cherchent donc à garantir l'indépendance de la méthodologie aux choix liés à la modélisation et au comportement volumique des blocs notamment. Pour ces raisons, nous avons basé notre approche du dommage, en première approximation, sur des aspects essentiellement géométriques en considérant en l'occurrence avant tout les déplacements relatifs des corps les uns par rapport aux autres. Cette approche du dommage est largement inspirée de celle définie par le *GNDT* italien basée sur l'évaluation de la fissuration des différents éléments de maçonnerie comme rappelé dans le paragraphe ci-après tiré du Cahier Technique AFPS n°25 [71].

- Approche des niveaux de dommage (GNDT) :
La définition du niveau de dommage pour les murs porteurs en maçonnerie est évaluée au travers de la présence de types de fissures spécifiques mais également de leur taille.
Les types de fissures pris en compte dans l'évaluation du dommage présentée ici sont illustrés sur la FIGURE 12.21. Ils correspondent aux types suivants :

- Type 1 : Fissuration verticale des linteaux des portes et des fenêtres,
- Type 2 : Fissuration diagonale dans les linteaux des portes et des fenêtres,
- Type 3 : Fissuration diagonale des éléments verticaux situés entre deux ouvertures (trumeaux),
- Type 4 : Ecrasement localisé de la maçonnerie avec désagrégation du mortier et/ou des briques ou blocs de maçonnerie avec ou sans expulsion de matériau (un gonflement de l'enduit correspondant souvent à un début d'écrasement),
- Type 5 : Fissuration horizontale en tête et/ou pieds des trumeaux,
- Type 6 et 7 : Fissuration verticale au niveau de la jonction entre deux murs,
- Type 8 : Chute de matériau provenant des appuis des poutres principales ou secondaires du plancher due à des impacts,
- Type 9 : Fissuration importante, détachement ou expulsion de matériau dans la zone à l'angle de 2 murs extérieurs.

Différents niveaux de dommages sont associés en fonction de la présence de tel ou tel type de fissure sur les éléments de maçonnerie mais également en fonction de la taille de la fissure comme le montre la TABLE 12.1 donnée dans le troisième chapitre de la première partie de ce travail et rappelé ici.

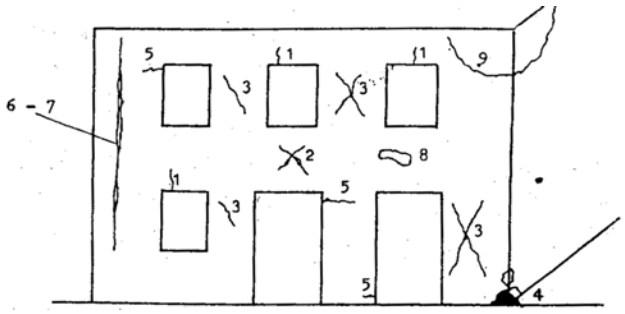


FIGURE 12.21 – Description des types de fissures utilisés pour la définition de l'endommagement des structures maçonnées par le *GNDT*

Classe de dommage	Etat de la fissuration
B (dommage léger)	Ouverture des fissures $\leq 1mm$
C (dommage moyen)	Ouverture des fissures de type 1, 5 et 6 $\leq 4mm$ Ouverture des fissures de type 2, 3 et 7 $\leq 2mm$
D (dommage important)	Ouverture des fissures de type 1, 5 et 6 $\leq 10mm$ Ouverture des fissures de type 2, 3 et 7 $\leq 5mm$ Présence de dommages de types 4, 8 et 9
E (effondrement partiel)	—
F (effondrement total)	—

TABLE 12.1 – Définition des niveaux de dommage pour les murs porteurs en maçonnerie

- *Transposition à la DEM* :
L'ensemble des cas de fissuration décrits ci-avant ne peut être pris en compte dans notre approche de l'endommagement de la maçonnerie. Le type 1 ne peut être considéré étant donné qu'avec l'outil «Maison Paramétrée» les linteaux sont associés à des éléments indéformables et non endommageables. La volonté de considérer des critères d'endommagement transposables indépendamment des choix de modélisation conduit à ne pas pouvoir prendre en compte les fissures de type 4 dans notre approche. La notion d'écrasement de la maçonnerie étant indissociable de la prise en compte de la déformabilité des blocs de maçonnerie. Le type 8 est également inutilisable dans notre approche, la gestion des réseaux de poutres principaux ou secondaires n'étant pas gérés par l'outil (planchers souples). L'approche choisie ici consiste donc essentiellement en l'évaluation de fissures de types 2, 3, 6 et 7 d'une part, et à l'évaluation des comportements hors plan auxquels peuvent être associés les fissures de type 9.

La méthodologie adoptée ici consiste à définir localement des niveaux de dommage pour les différents types d'éléments structuraux (trumeaux, allèges, linteaux, jonctions, *etc*) sur lesquels est basée la construction même des modèles numériques dans l'outil «MP». Nous cherchons donc à utiliser l'approche hiérarchisée du bâtiment utilisée dans l'outil «Maison Paramétrée» pour l'évaluation du dommage. L'idée bien sûr est de réussir à remonter les informations mécaniques locales (obtenues au niveau de chaque bloc, des points de contacts, ...) à une échelle un peu plus macroscopique — *id est* celle de l'élément de maçonnerie con-

sidéré — pour *in fine* réussir, à parir de la carte de dommages obtenue pour l'ensemble des éléments structuraux, à définir un niveau d'endommagement global pour la structure. Cette estimation du dommage est basée sur l'évaluation de la fissuration dans ces éléments de maçonnerie comme indiqué précédemment. A noter toutefois que nous ne pouvons pas parler de fissuration à proprement parler dans notre cas (maçonneries sèches). Il conviendrait mieux de parler d'ouvertures de joints.

L'ensemble des indicateurs de dommages mis en place sont décrits dans le paragraphe ci-après.

Description des indicateurs de dommages Différents indicateurs ont été mis en place pour aborder la question de l'endommagement des structures. Ils sont définis grâce à une relecture de la base de données de LMGC90 *post mortem*. Procéder ainsi permet d'ajuster la définition de ces indicateurs, d'en proposer de nouveaux, *etc* sans à avoir à reprocéder au calcul sous séisme de la structure ; l'aspect calcul de structure étant de ce fait totalement dissocié de l'analyse des résultats. Ceci permet en outre de ne pas avoir à introduire dans le code de calculs à proprement parler de développements spécifiques ou métiers ; ces aspects étant totalement externalisés avec l'outil «Maison Paramétrée» d'une part ou le développement de ces routines de post traitement métiers externes d'autre part.

Comme précisé ci-avant, l'enjeu est de parvenir à décrire un niveau d'endommagement pour chaque type structurel identifié avec l'outil «MP». Une première distinction entre éléments verticaux et horizontaux permet d'appréhender plus simplement le problème.

- *Eléments horizontaux* :
Concernant les éléments horizontaux, les propositions ci-après portent essentiellement sur la description du comportement des diaphragmes. Les indicateurs choisis pour suivre le comportement des diaphragmes sont très classiques : *inter storey drift* ou déplacement inter-étage, torsion (FIGURE 12.22). Ces indicateurs ne nécessitent pas forcément la mise en place de développements spécifiques.

FIGURE 12.22 – Description des indicateurs permettant de suivre le comportement des diaphragmes horizontaux de la maçonnerie : *inter storey drift* (à gauche) et phénomène de torsion (à droite)

La prise en compte du déplacement inter-étages est notamment gérée à la volée en utilisant les commandes de post traitement par défaut de l'outil «Maison Paramétrée». Les déplacements des corps constituant les diaphragmes horizontaux (autrement dit un seul corps dans le cas d'un diaphragme rigide ou au contraire l'ensemble des corps de l'assise constituant le diapragme souple) sont monitorés pendant le calcul rendant ainsi possible la comparaison des déplacements des diaphrames les uns par rapports aux autres.

Pour ce qui est de la traque du phénomène de torsion, elle n'a pas encore été investie pour le moment. Quoiqu'il en soit, des approches proches de celles utilisées pour le suivi des comportements hors plan des panneaux de maçonneries semblent être susceptibles d'être réinvesties pour y parvenir. Comme nous allons le voir ci-après, elles cherchent à suivre l'évolution de l'orientation d'une collection d'objets en suivant l'orientation du repère principal d'inertie de la collection de corps en question.

La gestion des indicateurs portant sur les éléments horizontaux n'est pas développée plus en avant dans ce travail ; la difficulté principale se situant dans l'estimation de l'endommagement des éléments verticaux de la maçonnerie. Il ne sera donc pas présenté dans ce travail de résultats avec ce type d'indicateurs même si, à terme, leur développement est essentiel.

- *Eléments verticaux* :
Différents types d'indicateurs sont à considérer pour les éléments verticaux. Les premiers regroupent des estimateurs relatifs aux aspects liés à la fissuration. Ils sont basés sur l'identification d'ouvertures de joints dans les éléments de la maçonnerie telles que décrites dans le premier paragraphe de cette sous-section. Les seconds correspondent au suivi des comportements hors plan des panneaux de maçonneries. Ils sont décrits plus en détail ci-après.

• **Fissuration des panneaux de maçonnerie :** les indicateurs proposés ici cherchent à estimer le niveau de fissuration des éléments de maçonnerie de sorte à pouvoir corréler ces estimateurs à des niveaux de dommage. Comme précisé, l'ensemble des types de fissures rentrant dans la méthode d'évaluation du dommage proposée par le *GNDT* ne peut être pris en compte avec notre approche. Il semble même difficile de mettre en place des outils suffisamment sophistiqués permettant d'analyser automatiquement les résultats et étant susceptibles d'identifier clairement les types de fissures en présence. Un premier estimateur de bas niveau se propose de décrire, pour chaque élément structurel de la maçonnerie (trumeaux, allèges, linteaux, *etc.*) un taux de fissuration noté $tx_{fissuration}$ en s'affranchissant de cette contrainte.

Cet indicateur ne cherche pas à faire la distinction parmi tous les types de fissures. Il est basé sur l'estimation des ouvertures des joints entre les blocs en considérant les positions relatives des blocs voisins les uns par rapport aux autres. Cet indicateur repose donc sur la connaissance précise du voisinnage dans la structure maçonnée fournie par l'outil «Maison Paramétrée». Lors de la génération du modèle «blocs à blocs» des fichiers destinés à l'étape de post traitement sont générés automatiquement ; ces fichiers permettant d'identifier pour chaque élément structurel de la maçonnerie l'ensemble des blocs le constituant et surtout leur organisation. En d'autres termes, ces fichiers fournissent pour un élément macroscopique de la structure donné la liste des blocs en contact par construction. Lors de la relecture de la base de données de LMGC90, la distance relative δ_{blocs} entre les blocs voisins est calculée. L'existence de la fissure est avérée si cette distance relative est supérieure à $0.5\ mm$ ($\delta_{blocs} > 0.5\ mm$). Le nombre total de fissures ainsi détecté ramené au nombre de surfaces de contact (ou structures vis-à-vis) permet d'obtenir un taux de fissuration :

$$tx_{fissuration} = \frac{Nb\ de\ fissures}{Nb\ de\ surfaces\ de\ contact}$$

La présence de fissures ne suffit pas pour juger d'un niveau d'endommagement. L'importance de la fissuration doit bien entendu être prise en compte. On entend par importance

la largeur des ouvertures des fissures. Pour chaque élément structurel de la maçonnerie, un deuxième indicateur permet d'évaluer la fissuration moyenne notée δ_{mean} dans l'éléments considéré. Elle correspond comme son nom l'indique à la taille moyenne de l'ouverture des blocs dans la partie de la maçonnerie considérée :

$$\delta_{mean} = \frac{\sum_{cracks}(\delta_{blocs} \mid \delta_{blocs} > 0.5\ mm)}{Nb\ de\ fissures}$$

Si ces deux indicateurs semblent assez intéressants pour évaluer le niveau de fissuration de la structure à un moment donné, ils ne prennent pas du tout en compte l'histoire du chargement. Ils permettent tout au plus de juger de l'agencement des blocs à un moment donné. Ces indicateurs sont recalculés pour chaque sortie de la base de données LMGC90. Une première option pour tenir compte de l'histoire de ce chargement pourrait consister tout simplement à modifier les valeurs de ces indicateurs si et seulement si ces valeurs pour un élément de maçonnerie considéré sont amenées à augmenter. Prenons le cas du taux de fissuration par exemple : cela reviendrait à ce que, pour deux instants successifs t_i et t_{i+1}, la condition $tx_{fissuration}(t_{i+1}) > tx_{fissuration}(t_i)$ soit remplie. Il en est de même pour la fissure moyenne. Cette solution n'est pas retenue ici.

Un dernier aspect lié à l'histoire du chargement doit encore être précisé et concerne plus particulièrement la description d'une pseudo usure des panneaux de la maçonnerie. Les deux indicateurs retenus ne permettent pas d'identifier ce type de phénomène qui peut intervenir lors de chargements cycliques à taux de fissuration et largeur de la fissure moyenne constants. Ce cas se présente notamment lorsque, pour deux blocs superposés, l'un est animé d'un mouvement de va et vient par rapport au premier tel que, pour chaque calcul des estimateurs, les valeurs des indicateurs ne varient pas alors qu'un important cisaillement s'opère au niveau de ces blocs. Pour pallier ces difficultés, un dernier estimateur est considéré. Il cherche à évaluer la fissuration moyenne cumulée δ^{cum}_{mean} pour chaque élément de structure. Cet estimateur permet de montrer l'activité de fissuration dans un élément de structure donné.

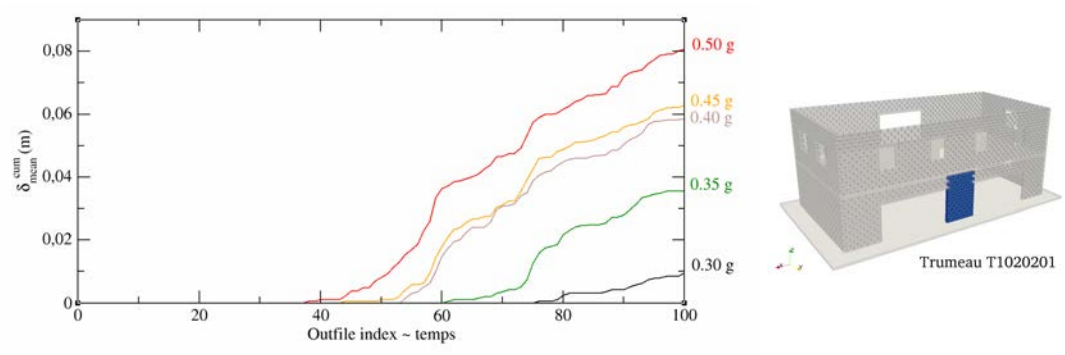


FIGURE 12.23 – Estimation de la largeur moyenne de fissure cumulée pour un élément de maçonnerie : Trumeau *T1020201*, BM_1, c_1, séisme de Kozani ($pga \leq 0.5\ g$)

Ces trois indicateurs sont calculés *post mortem* grâce à une relecture de la base de données LMGC90. La visualisation de ces estimateurs sous ParaView usuellement utilisé pour visualiser les résultats de calcul LMGC90 est possible (FIGURE 12.24). Elle est con-

ditionnée par l'outil «Maison Paramétrée».

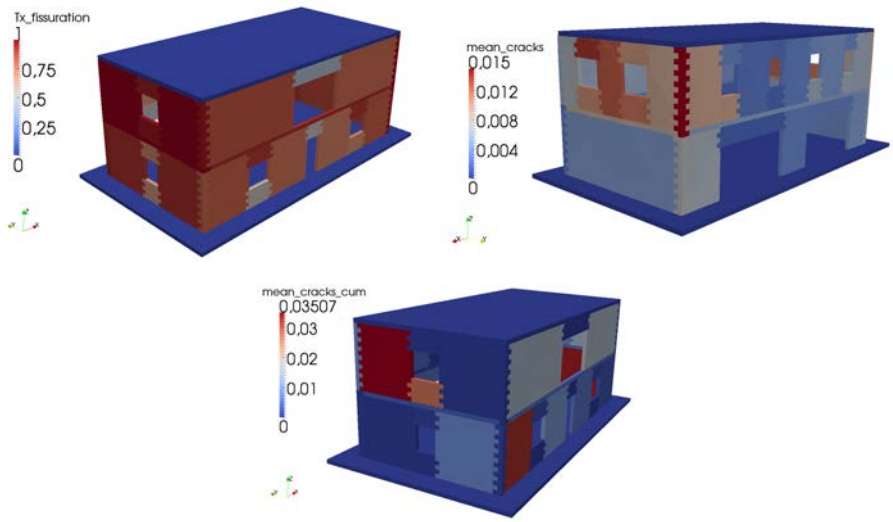


FIGURE 12.24 – Visualisation des niveaux des incateurs de fissuration : taux de fissuration, largeur de la fissure moyenne et largeur moyenne cumulée pour chaque élément de structure de la maçonnerie (BM_3, c_1, séisme de Kozani ($pga = 1.0\ g$))

Beaucoup de travail doit encore être fourni pour ajuster ces estimateurs et les rendre exploitables en phase opérationnelle de l'outil. Il s'agit ici de montrer la faisabilité de ce type d'approches. Le choix de ces indicateurs est également à discuter.

• **Comportement hors-plan des panneaux de maçonnerie :** Nous nous intéressons en tout dernier lieu au suivi du comportement hors plan des éléments de structure de la maçonnerie. Le but est de juger de la perte d'aplomb des porteurs verticaux de la structure. Nous nous intéressons plus particulièrement à l'orientation des panneaux de maçonnerie au cours du temps même si la notion même de panneau peut être amenée à perdre de son sens lorsque ces panneaux se disloquent sous fortes sollicitations (basculement, *etc*). Les panneaux initialement sont assimilables à des plans définis par une normale. Il s'agit ici de suivre l'orientation de cette normale au cours du temps. Lors de la sollicitation, un plan moyen est calculé pour chaque éléments de structure de la maçonnerie. La normale à ce plan moyen est comparée à la normale de référence, ce qui permet de suivre les comportements hors plan de ces macro-éléments. A noter que l'orientation des plans dans le repère globale est déterminée en considérant l'évolution du repère principal d'inertie de chaque élément de structure de la maçonnerie.

La FIGURE 12.25 montre la détermination de l'orientation des plans moyens pour deux trumeaux de maçonnerie (*T1000101* et *T1020201*) du *benchmark* 1. Le maillage bleu représente le squelette des trumeaux dans leur position initiale (les sphères représentant les centres d'inertie des blocs composants le trumeau) ; le rouge la configuration des blocs en cours de calcul à un moment de la visualisation t_i donné. Les repères accrochés à chacun des maillages sont les repères d'inertie associés à ces maillages : ils permettent de suivre l'orientation des plans moyens. La FIGURE 12.26 montre la rotation du plan moyen défini

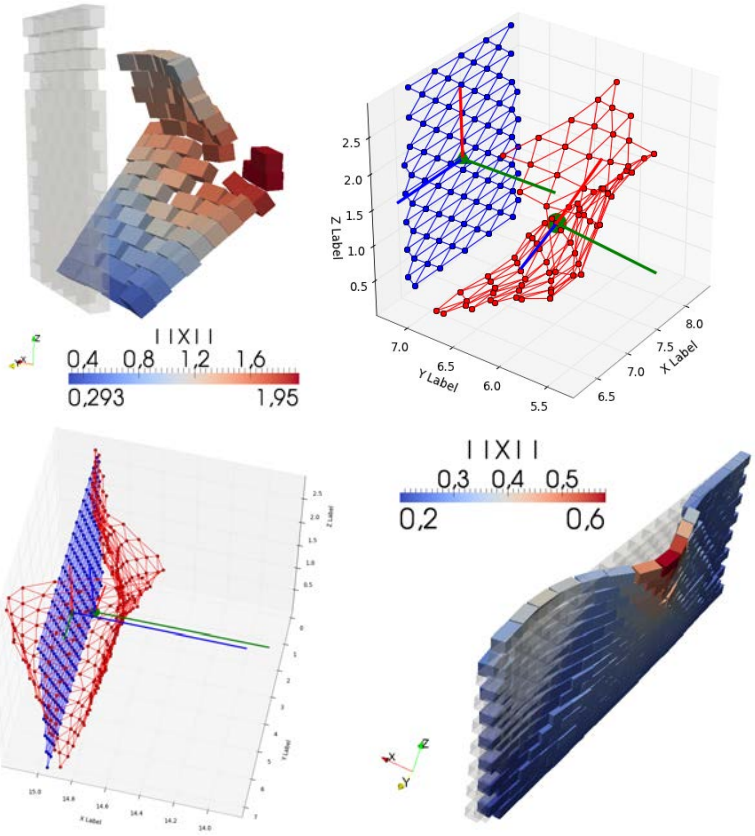


FIGURE 12.25 – Suivi des comportements hors-plan des panneaux de maçonnerie : détermination de l'orientation des plans moyens des trumeaux *T1000101* et *T1020201* du BM_1 au temps de visualisation t_{14}

pour le trumeau *T1020210* au travers du produit scalaire entre la normale de référence du panneau n_{ref} et la normale n du plan moyen.

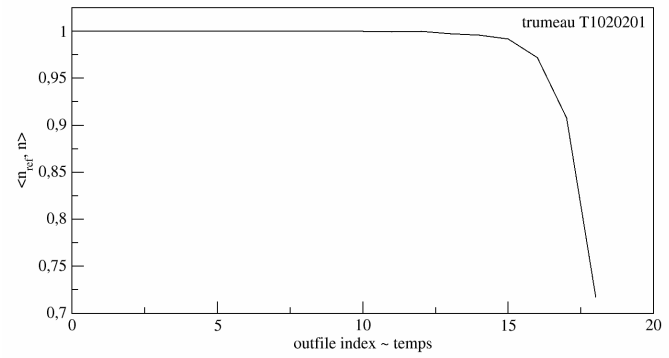


FIGURE 12.26 – Suivi de la rotation du trumeau *T1020201*, BM_1, c_1, séisme de Kozani ($pga = 1.0\ g$) : produit scalaire $< n_{ref},\ n >$ *vs* temps

Un inspecteur permet de visualiser les plans moyens de l'ensemble ou d'une partie de la structure considérée pour un temps donné (FIGURE 12.27). *A contrario* il est également

possible de visualiser l'évolution du déplacement et de l'orientation du plan moyen au cours du temps.

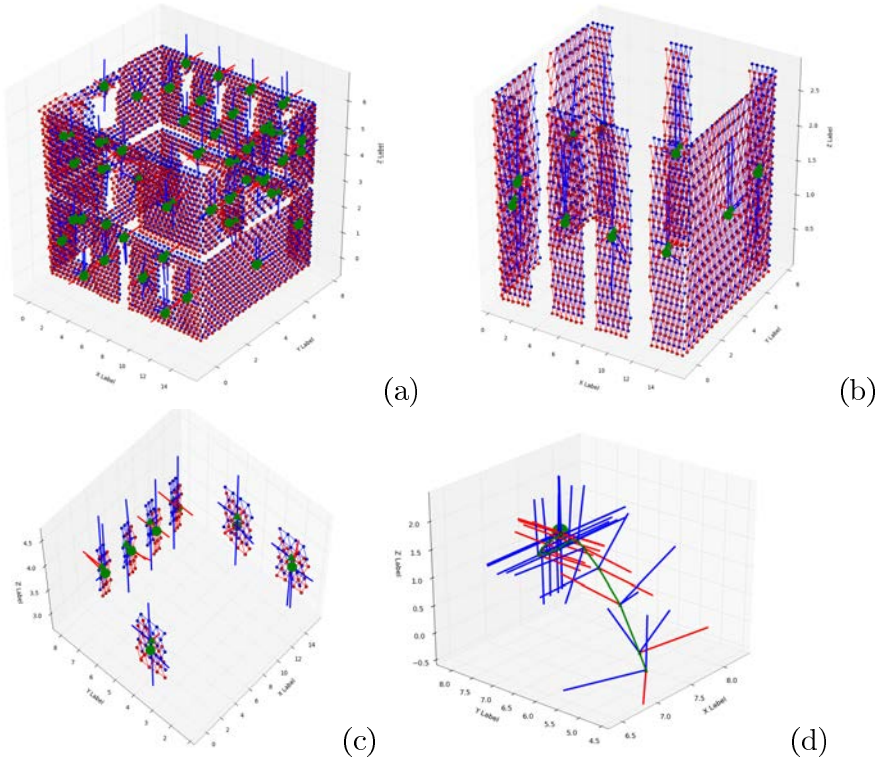


FIGURE 12.27 – Gestion du suivi des comportements hors-plan des panneaux de maçonnerie : mise en place d'un inspecteur permettant la visualisation des plans moyens sur l'ensemble des éléments de structure (a), sur les trumeaux du RDC (b) ou sur les linteaux du $R+1$ (c) pour le BM_1 au temps de visualisation t_{14} – Suivi au cours du temps de la position et de l'orientation des plans moyens (cas du trumeau *T1020201*)

12.4 Conclusion et Perspectives

Ces études sous chargements sismiques et ces considérations portant sur l'endommagement des structures pour étudier la vulnérabilité sismique de ces structures constituent un aboutissement pour ces travaux même si beaucoup de travail doit encore être fourni pour que de réelles études de vulnérabilité puissent être menées à bien. De façon générale, ces études ont permis de faire le lien entre la modélisation des maçonneries à proprement parler et la gestion du contexte sismique au sens large (calculs sous séismes, mise en place d'une méthodologie adaptée à la fois à l'analyse des résultats en termes de vulnérabilité sismique et à la nature discrète du modèle mécanique).

Concernant la gestion du calcul, les aspects liés à la convergence, aux choix de modélisation, *etc* ont été discutés en partie ici. Bien évidemment ces études doivent être poussées plus loin pour que des indications plus claires puissent être fournies pour gérer au mieux ce type de calcul. Parmi les calculs à mener le plus urgemment figurent bien entendu les

calculs de maçonneries sous séismes modélisées par des corps déformables.

Pour ce qui est de la gestion de l'endommagement des structures, un certain nombre d'indicateurs a été présenté. Il s'agit maintenant de tester ces estimateurs, de les affiner voire d'en proposer de nouveaux pour que puisse être mis en place le reste de notre approche visant, à partir de ces niveaux de dommages macroscopiques locaux, à remonter à un niveau de dommage global à l'échelle de la structure. Cette dernière étape doit nous permettre *in fine* de générer réellement des courbes de vulnérabilité.

Si cette dernière étape est menée à son terme, une validation de nos fonctions de vulnérabilité doit être proposée. Il s'agirait d'étudier un parc réel ; d'en estimer la vulnérabilité et de comparer les résultats obtenus avec notre approche numérique à la définition empirique de la vulnérabilité pour ce même parc.

Cinquième partie

Conclusions et Perspectives

Conclusion

La finalité de ce travail de thèse était, s'il est besoin de le rappeler, de développer un outil de modélisation du comportement dynamique des ouvrages maçonnés sous sollicitation sismique basé sur le code de calcul LMGC90 utilisant la Méthode des Eléments Discrets, afin de pouvoir définir numériquement des fonctions de vulnérabilité pour lesquelles une évaluation des incertitudes soit possible. Si ce travail ne répond pas en totalité à ces enjeux, il a permis d'aborder néanmoins différentes problématiques liées à l'utilisation d'une approche discrète dans la modélisation des structures et au traitement de la question de la vulnérabilité de ce type de bâti avec ce genre de méthode.

L'approche discrète du problème choisie, qui semble se justifier du fait de la nature même du matériau «maçonnerie» constitue sans aucun doute l'une des idées innovantes au centre de ces travaux, leur permettant ainsi de se démarquer des autres approches mécaniques traitant elles aussi de la vulnérabilité sismique du bâti. L'utilisation de la méthode *DEM* pour la simulation des structures permettant de prendre naturellement en compte leurs non homogénéités et non linéarités doit permettre de mieux appréhender le comportement mécanique et dynamique des ouvrages et, par suite, d'affiner la compréhension et la caractérisation de leur vulnérabilité sismique. C'est cette hypothèse que ces travaux ont cherché à valider.

Etant question de modéliser aussi fidèlement que possible la réponse des édifices maçonnés aux sollicitations sismiques, deux problématiques majeures sont apparues naturellement : la génération de modèles numériques de structures réalistes d'une part, et la gestion *ad hoc* de la simulation d'autre part ; ces deux étapes clés conditionnant la pertinence des résultats de simulation indispensable à la dernière grande problématique abordée dans ces travaux, à savoir le traitement des résultats de simulation pour la définition de la vulnérabilité du bâti. En tout état de cause, ces travaux ont cherché à adapter le mieux possible les étapes standard rencontrées classiquement en modélisation numérique aux spécificités des méthodes par éléments discrets et à l'étude de la vulnérabilité sismique.

Nous avons cherché à mettre au centre de ces travaux la composante «calcul de structure» qui nous semble essentielle dans notre approche. C'est la raison pour laquelle la deuxième partie de ce travail a cherché, sur des cas simples dans un premier temps puis se rapprochant d'assemblages complexes et réalistes dans un deuxième temps, structures maçonnées rencontrées dans le bâti courant, à discuter les aspects physiques et numériques des modélisations. La qualité des simulations et leur représentativité ont été longuement abordées ; la pertinence des comportements de structures modélisés en dépendant fortement. Il est apparu clairement que le choix de modélisation et la gestion même de la stratégie de calcul ou sa gestion numérique pouvaient avoir des conséquences non négligeables sur les comportements simulés. L'utilisation de modèles suffisamment sophistiqués est

indispensable pour représenter des comportements réalistes de structures. La convergence du problème doit être convenablement gérée. Ces efforts de modélisation supplémentaires ou de convergence conduisent à des surcoûts de calcul qui sont déjà importants. Des stratégies numériques et développements informatiques ont été partiellement testés pour limiter les temps de restitution (modélisation hybride, dynamique «corotationnelle», parallélisation ; *etc*). L'ensemble de ce travail portant sur la modélisation des maçonneries de façon générale avec la méthode *NSCD* a finalement cherché à donner des éclairages significatifs pour mieux appréhender le calcul de structure avec le logiciel de calcul LMGC90 et à donner un cadre d'utilisation du logiciel mieux défini ; tout ceci traduisant une volonté de passer d'un outil de recherche à un outil d'ingénierie.

L'outil «Maison Paramétrée», bien plus que de permettre une mise en données adaptée des structures maçonnées pour des études de vulnérabilité, s'ancre totalement dans cette vision. Il cherche à utiliser la puissance du code de calcul LMGC90 tout en veillant à simplifier autant que possible le problème de modélisation et à faire basculer les études du comportement mécanique des maçonneries vers des études de vulnérabilité. Il cherche à fournir un contexte d'étude adapté à l'ingénierie, en proposant une génération robuste, efficace et automatique des modèles numériques, en permettant la mise en place de stratégies de modélisation *ad hoc* et en conditionnant la visualisation et l'analyse des résultats de simulation. Si cet outil est résolument tourné vers une exploitation pour l'ingénierie, il n'en demeure pas moins qu'il est également adapté aux travaux de recherche, et se veut un socle pour développer de nouvelles stratégies numériques. Beaucoup de travail doit reste nécessaire pour aborder avec cet outil des types de structures plus disparates. Il en va de même pour la fiabilisation de l'outil qui doit s'affranchir notamment des problèmes liés à la calibration des modèles.

L'étude de vulnérabilité présentée dans la dernière partie de ce travail souffre inéxorablement des manques de l'outil d'une part et des choix faits *a priori* pour mener les campagnes de calcul (et notamment l'utilisation d'un modèle rigide pour la maçonnerie). Par ailleurs, le passage du résultat de simulation numérique à la définition d'une courbe de vulnérabilité n'a pas été faite. Le passage d'un niveau de dommage local défini au travers d'informations mécaniques locales fournies par la *DEM* à un niveau de dommage macroscopique voir global reste une difficulté majeure qui n'a été que succintement abordée dans ces travaux avec la définition de quelques estimateurs de dommages. Ces estimateurs doivent être affinés et de nouveaux doivent être proposés. Quoiqu'il en soit, les résultats obtenus et la méthodologie mise en place sont encourageants et tendent à valider le choix de l'approche discrète des structures dans le traitement numérique de la vulnérabilité. Le cadre méthodologique proposé semble adapté pour mener à bien ce type d'étude. Une première base de travail pourrait consister à procéder au même type d'étude avec des modèles plus riches de sorte à obtenir des comportements de structures plus réalistes permettant par là même d'affiner notre approche du dommage et faire le lien avec la notion de vulnérabilité.

De nombreuses autres questions restent par ailleurs en suspens et sont, de notre avis, des points essentiels qui devront être traités une fois ces difficultés levées ; ces points concernant aussi bien la modélisation des maçonneries en contexte sismique que la modélisation de structures de façon générale. Nous ne citerons que quelques exemples ici. Bien entendu, la variabilité sur les éléments de structures décrite dans l'introduction générale doit être mieux prise en compte. Cela concerne pour commencer la gestion des assemblages des blocs dans la maçonnerie : une étude portant sur l'influence de l'appareillage sur la resistance

mécanique des ouvrages semble nécessaire. La prise en compte des maçonneries à joints de mortier est bien évidemment indispensable. Il en va de même de la complexification des structures (ajout de renforcements, de câbles de précontraintes ou composition mixte béton/maçonnerie) : ces types de structures doivent être abordées. Se pose également la question de la gestion de l'état initial des structures regroupant à la fois la non homogénéité des matériaux dans la maçonnerie, la présence d'endommagements locaux, *etc.* Ces aspects sont des caractéristiques qui doivent permettre d'affiner les modélisations.

L'ensemble de ces propositions amène finalement à enrichir l'espace paramétrique que nous avons décrit et utilisé dans ces travaux. Il va de soi que cet espace doit représenter aussi fidèlement que possible l'ensemble des caractéristiques des structures qui peuvent avoir un rôle sur leur comportement mécanique. La finalité de ces travaux qui consistent en l'étude de la vulnérabilité de typologies de structures maçonnées est intimement liée à la richesse de cet espace paramétrique permettant la description réaliste de ces typologies. Il s'agit ensuite de pouvoir gérer de façon automatique les campagnes de calcul de sorte à décrire complètement la typologie ciblée en tirant des structures représentatives construites grâce au parcours de l'espace paramétrique. L'analyse des résultats et plus précisément l'analyse de l'endommagement des structures doit également se faire de façon automatique ; tout l'enjeu étant *in fine* de pouvoir générer des faisseaux de courbes de vulnérabilité caractérisant une typologie donnée, dont l'analyse finale puisse permettre d'affiner les diagnostics et de maîtriser les incertitudes.

L'ensemble des travaux qui ont été proposés dans cette thèse est résolument tourné vers cette démarche ; l'outil «Maison Paramétrée» en est le parfait exemple. Il montre à la fois cette volonté de gérer au mieux un espace paramétrique complexe tout en cherchant à mettre en place des stratégies numériques sensées permettre de gérer des volumes de calculs conséquents. Il en est de même pour les outils de post traitement liés à l'analyse des résultats qui sont construits en grande partie autour de cet outil. Tous les éléments indispensables pour appréhender de véritables campagnes sont en place ou en passe de l'être. Restent donc à finaliser certains de ces outils et surtout à gérer leur interopérabilité pour que la chaîne soit totalement opérationnelle.

Sixième partie

Annexes

Annexe A

Précisions autour des éléments de maçonnerie : les matériaux «brique» et «pierre»

A.1 Les briques

Les différentes dénominations de briques suivant leur composition, leur mise en forme ou leurs dimensions sont rappelées ici :

• **Composition et mise en forme des briques** :

- la brique de terre crue, qui peut aussi contenir des fibres (pailles, lin, crin..),
- la brique de terre compressée,
- la brique cuite pleine, matériau traditionnel très ancien,
- la brique cuite creuse, inventée au XIX$^{\text{ème}}$ siècle, plus légère et isolante, et également la plus utilisée,
- la brique de chanvre, ayant de très bonnes propriétés d'isolation thermique,
- la brique non gélive,
- la brique réfractaire, pour la construction des fours, chaudières, foyers, ou des cheminées.

• **Origine géographique des briques et dimensions** :

- les briques de Bourgogne ($220 \times 110 \times 55\ mm$),
- les briques de Paris ($220 \times 110 \times 60\ mm$),
- les briques de Marseille ($220 \times 110 \times 60\ mm$),
- les briques de Toulouse ($420 \times 290 \times 50\ mm$ pour la brique entière et $420 \times 140 \times 50\ mm$ pour la demi-brique),
- les briques de Ninive ($250 \times 270 \times 150\ mm$),
- les briques Saint Bernard ($330 \times 162.6 \times 81.3\ mm$) (c'est un arrondi dans le système métrique de $1 \times 1/2 \times 1/4$ pieds),
- les briques de Leers ($220 \times 105 \times 60$ (ou 50 et 40) mm)

• **Quelques appareils couramment rencontrés** :

- **Appareil en panneresse** (FIGURE A.1)

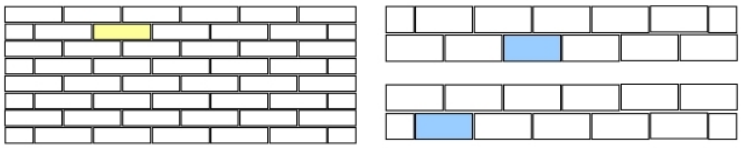


FIGURE A.1 – Appareil en panneresse - Parement (alternance de rangées P (briques en panneresse)) - Epaisseur (rangées P décalées d'une demi brique)

Comme son nom l'indique, cet appareil est constitué de briques en «panneresse». Les rangées de briques identiques sont décalées les unes par rapport aux autres d'une demi brique. L'épaisseur est généralement celle d'une demi brique (convient pour les cloisons) mais peut être d'une brique si les parois sont doublées (chaque lit de briques étant décalé d'une demi brique par rapport à l'autre). L'appareil en panneresses est celui qu'on utilise le plus couramment aujourd'hui, et le moins intéressant pour l'observateur. Dans les constructions modernes, il sert souvent de revêtement pour rehausser l'apparence d'un mur fait de blocs de béton ou d'autres matériaux moins élégants.

- **Appareil en $\frac{1}{4}$ ou $\frac{3}{4}$ de brique** (FIGURE A.2)

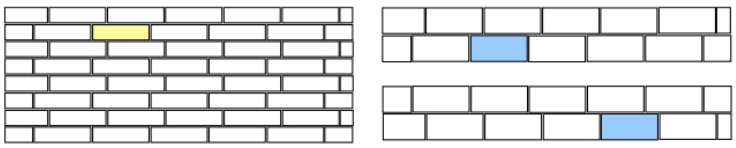


FIGURE A.2 – Appareil $\frac{1}{4}$ ou $\frac{3}{4}$ de brique : Parement (alternance de rangées P (briques en panneresse)) - Epaisseur (rangées P décalées d'un quart de brique)

Ce type d'appareil est très semblable à un appareil en panneresse. Ce qui différencie ces deux appareils réside dans la longueur de recouvrement entre les briques. Elle est d'une demi brique entre chaque brique pour un appareil en panneresse contre $\frac{1}{4}$ ou $\frac{3}{4}$ de brique pour cet appareil.

- **Appareil américain ou appareil commun** (FIGURE A.3)

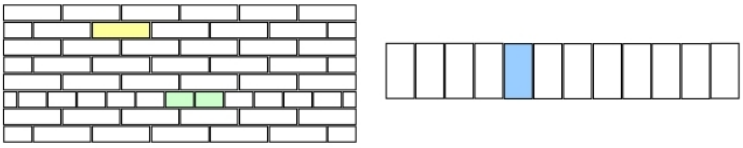


FIGURE A.3 – Appareil américain ou appareil commun : Parement (alternance de rangées P et B) - Epaisseur (rangées P comme pour l'appareil en panneresse, couche B en boutisse (ci-dessus))

Cet appareil consiste à poser une rangée de briques en boutisse toutes les 4 à 5 rangées de briques en panneresse montées comme précédemment. Cet appareil permet de monter des murs d'une épaisseur d'une brique. Cet appareil était très souvent utilisé pendant la seconde moitié du XIX^{ème} siècle. L'observateur se rendra parfois compte qu'on a utilisé l'appareil en panneresses pour la façade d'un immeuble et l'appareil américain pour l'arrière et les côtés.

Ces appareils sont des appareils dits traditionnels. Les appareils suivants sont qualifiés d'appareils en «croix». Ils font intervenir, dans leur composition, une succession d'assises de boutisse et de panneresse.

- **Appareil flamand** (FIGURE A.4)

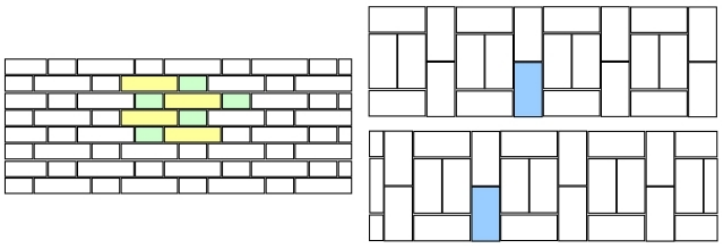


FIGURE A.4 – Appareil flamand : Parement (alternance de rangées BP) - Epaisseur (rangées BP décalées d'une demi brique)

L'appareil flamand est caractérisé par une succession de rangées identiques décalées les unes par rapport aux autres d'une demi brique. Chaque rangée de brique est constituée d'une alternance de briques en panneresse et en boutisse. Ce type d'appareil conduit à l'édification de murs d'une largeur de 2 briques. L'appareil flamand caractérisé par la pose en alternance des boutisses et des panneresses, est un des appareils les plus attrayants, que les constructeurs de l'époque des rois George en Angleterre affectionnaient tout particulièrement. On a utilisé cet appareil encore récemment pour la construction de certaines banques de style "colonial". On remarquera que les boutisses posées au-dessus et au-dessous d'une panneresse forment une croix.

- **Appareil anglais ou français** (FIGURE A.5)

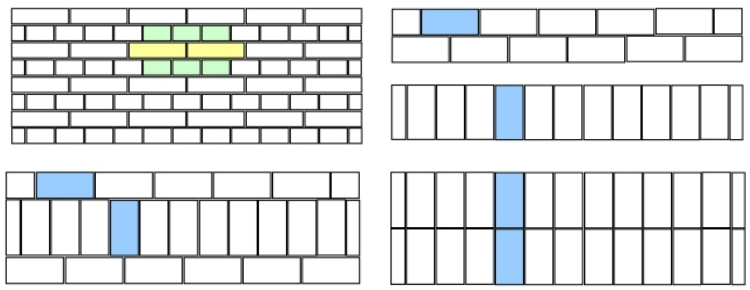


FIGURE A.5 – Appareil anglais ou français : Parement (alternance de rangées P et B) - Epaisseur (largeur d'une brique)

Cet appareil est constitué de deux types de rangées de briques. La première est com-

posée de briques en panneresse (couches P), et l'autre de briques en boutisse (couches B). Ce type d'appareil est compatible avec des murs d'une épaisseur de 1 brique ou de 2 selon les charges à reprendre par le mur.

- **Appareil des Moines** (FIGURE A.6)

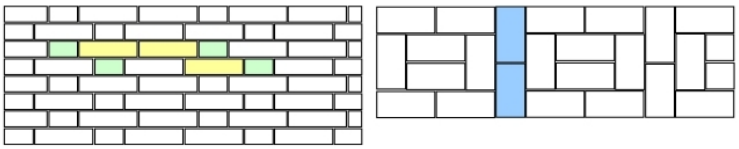


FIGURE A.6 – Appareil des Moines : Parement (alternance de rangées BPP) - Epaisseur

Cet appareil est constitué d'une succession de rangées identiques constituées d'une alternance d'une boutisse et de deux panneresses. Les lits sont décalés les uns par rapport aux autres d'une demi brique.

- **Appareil en chaîne** (FIGURE A.7)

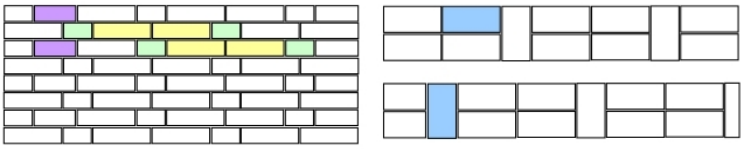


FIGURE A.7 – Appareil en chaine : Parement (alternance de 2 boutisses et 1 panneresse) - Epaisseur (une brique)

Dans cette variante de l'appareil des Moines, les rangées sont décalées d'une demi brique par rapport à l'appareil des Moines classique, grâce à une brique 3/4 en violet.

- **Variantes de l'appareil des Moines** (FIGURE A.8)

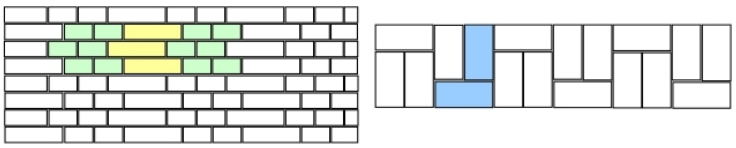


FIGURE A.8 – Variante de l'appareil des Moines : Parement (alternance de 2 boutisses et 1 panneresse) - Epaisseur (une brique et demie)

Dans cette autre variante de l'appareil des Moines, les boutisses sont remplacées par des panneresses et inversement.

- **Appareil type travaux publics** (FIGURE A.9)
Cet appareil est très proche de l'appareil anglais ou français. La différence réside au niveau du commencement des rangées de briques et plus précisément, au niveau du début des rangées de briques en panneresse : après la brique en 3/4 qui débute le rang des briques en panneresse, une brique en boutisse (en saumon sur le schéma) est intercalée toutes les 2 rangées de panneresses de façon à croiser les rangées de

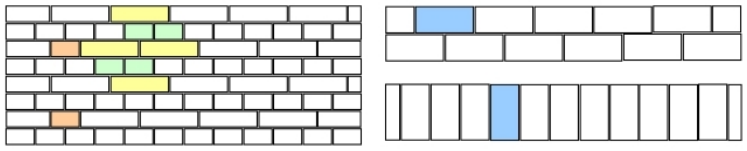


Figure A.9 – Appareil type travaux publics : Parement (alternance de rangées P et B) - Epaisseur (largeur d'une brique)

briques en panneresse d'une demi brique.

- **Appareil type bâtiments privés** (Figure A.10)

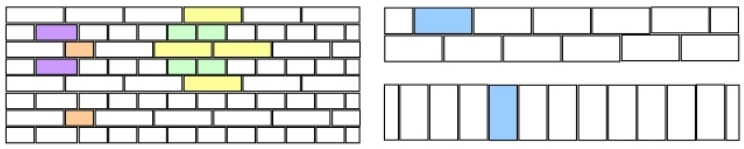


Figure A.10 – Appareil type Bâtiments prives : Parement (alternance de rangées P et B) - Epaisseur (largeur d'une brique)

Cet appareil est très proche de l'appareil présenté ci-dessus. Il s'agit ici d'introduire, au niveau de chaque rangée de briques en boutisse, une brique de 3/4 (en violet sur le schéma) et une demi brique, un rang sur deux, pour les rangées en panneresse (en saumon). Cet arrangement permet encore une fois de croiser les briques disposées en panneresse.

Il est possible d'identifier d'autres types d'appareils constitués par des arrangements de panneresses ou de boutisses tels que :

- **Appareil à Claire-voie** (Figure A.11)

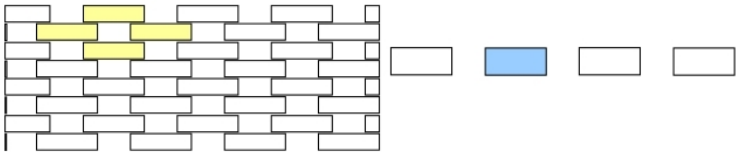


Figure A.11 – Appareil a claire-voie : Parement appareil à Claire-voie (alternance de rangées type C) – Epaisseur (une demi-brique)

Ce type d'appareil est identique à l'appareil flamand du point de vue du parement si l'on remplace les briques placées en boutisse par des vides.

- **Appareil en boutisse** (Figure A.12)
Cet appareil est comparable à un appareil en panneresse à épaisseur simple, la brique étant utilisée dans sa largeur pour le parement. L'épaisseur du mur est donc d'une brique.

- **Appareil sur le chant** (Figure A.13)

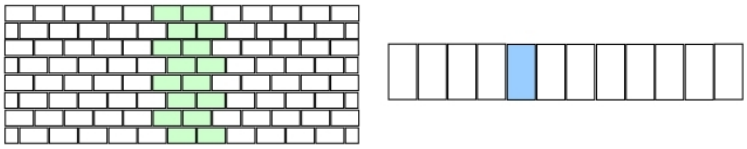


Figure A.12 – Appareil en boutisse : Parement (alternance de rangées B (briques en boutisse)) - Epaisseur (rangées B décalées d'un quart de brique)

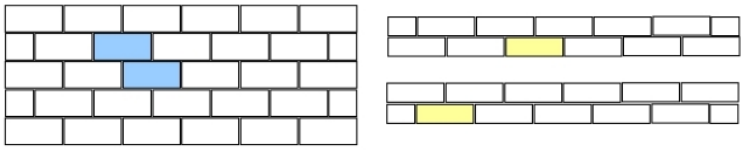


Figure A.13 – Appareil sur le chant : Parement (alternance de rangées P (briques en panneresse sur le champ)) - Epaisseur (rangées P sur le champ décalées d'une demi brique)

Cet appareil est semblable à un appareil en panneresse. La différence réside dans le fait que les briques sont mises sur le «chant», c'est-à-dire que le joint se trouve au niveau de ce qui constitue la panneresse dans un appareil en panneresse.

- **Appareils à motifs** (Figure A.14)

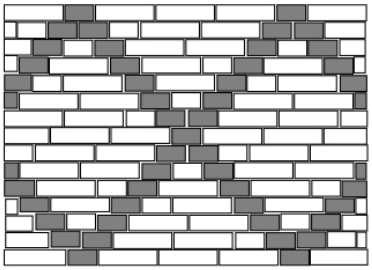


Figure A.14 – Appareil a motifs

- **Appareil sauvage**
  La maçonnerie se compose d'une succession libre de boutisses, panneresses et de 3/4 de briques. Les joints de rangées successives de briques doivent alterner et ne peuvent former de schéma régulier ou de diagonale.

- **Appareil polymétrique** (Figure A.15) où différents formats sont mis en œuvre de façon irrégulière.

- **Appareil en pose carrelage** (Figure A.16)
  Dans ce type d'appareil, les panneresses se superposent. Dérogeant ainsi à une règle fondamentale dans les maçonneries (recouvrement des joints), il est donc nécessaire d'armer la maçonnerie.

Figure A.15 – Appareil polymétrique

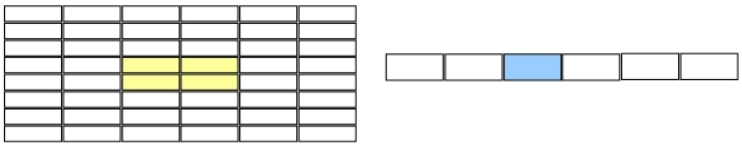


Figure A.16 – Appareil en pose carrelage : Parement (succession de panneresses superposées) – Epaisseur

A.2 Les pierres

• Techniques d'extraction des pierres :
Divers techniques d'extraction ont été répertoriées et renvoient à des pratiques très différentes :

- L'épierrement : La pierre pouvait être récoltée en débarrassant les terres agricoles des pierres qui en gênaient l'exploitation. Cette opération d'épierrement était faite lors du défrichement d'une nouvelle parcelle et par suite, lors de l'exploitation des terres.
- Le décrochement : Cette technique consiste à enlever les pans de roche affleurant d'un terrain à l'aide d'outils tels que des barres à mine, des coins en fer ou voire même de poudre. Cette technique est très prolifique en termes de quantité de pierres récoltées et a permis la majorité des aménagements agricoles en pierre sèche.
- La découverture : La «découverte» est la couche pierreuse superficielle qui est recouverte de terre et qui est altérée par les intempéries et la végétation. La découverture consiste à enlever cette partie. L'élimination de la découverte a généralement lieu lors de l'ouverture de carrières. Le matériau de la partie inférieure de cette couche peut être utilisé en maçonnerie à pierre sèche.
- La carrière : Les carrières sont les lieux d'extraction de la masse rocheuse mise à nu après découverture. Ce type d'extraction est rarement utilisé en maçonnerie sèche. Les matériaux de construction qui peuvent être extraits correspondent à des lauses de couverture, voire des blocs de pierre pour l'encadrement des ouvertures.

• Influence de l'anisotropie et de l'hydrométrie des matériaux :
L'expérience menée par Beck ([16], [17], [18]) consiste à effectuer des essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes taillées dans le sens de leur lit de carrière ou perpendiculairement ; ces deux types d'éprouvettes permettant de simuler une pose en délit ou au contraire une pose des pierres suivant leur lit de carrière. Les tests sont effectués pour deux types de pierres de construction : le tuffeau blanc et la pierre de Sébastopol. Pour ce qui est de

	sens de sollicitation	Résistance à la compression R_c (en MPa)		
		Etat sec	Etat saturé	Indice d'anisotropie
Tuffeau blanc	$\perp$	11,67 ± 0,33	4,83 ± 0,33	21%
	//	9,13 ± 0,35	3,86 ± 0,15	
Pierre de Sébastopol	$\perp$	9,88 ± 0,50	6,28 ± 0,30	15%
	//	8,43 ± 0,42	5,41 ± 0,28	
	sens de sollicitation	Module élastique E (en MPa)		
		Etat sec	Etat saturé	Indice d'anisotropie
Tuffeau blanc	$\perp$	2037 ± 234	988 ± 115	29%
	//	1481 ± 196	687 ± 106	
Pierre de Sébastopol	$\perp$	1968 ± 291	1500 ± 210	10%
	//	1806 ± 243	1342 ± 146	

Table A.1 – Résultats des essais de compression uniaxiale : résistance à la compression et module d'élasticité

mesurer l'influence de la teneur en eau des matériaux, les essais sont réalisés dans des états hydriques extrêmes. Les essais sont tout d'abord effectués sur des matériaux saturés puis sur des matériaux secs. Les résultats sont transcrits Table A.1.

Cette expérience permet de constater dans un premier temps la perte de résistance en compression entre les matériaux saturés ou secs, que cela soit pour le tuffeau blanc avec une perte de résistance de près de 58% ou encore avec la pierre de Sébastopol (perte d'environ 36%) ; et montre par là même l'influence de l'état hydrique des matériaux sur leur résistance en compression. Par ailleurs, elle tend à montrer les propriétés d'anisotropie des matériaux. Le comportement des matériaux diffère suivant leur sollicitation dans leur lit de stratification ou perpendiculairement ; leur résistance à la compression étant plus élevée dans le sens perpendiculaire au lit de carrière.

Comme pour les essais de compression uniaxiale, des essais de résistance à la traction indirecte ont été réalisé dans les travaux de Beck et *al.* pour montrer à la fois l'influence de l'état hydrique du matériau sur sa résistance mécanique, et son anisotropie.

Les résultats obtenus par Beck (Table A.2) sont en accord avec ceux trouvés pour les essais de compression uniaxiale concernant l'influence de l'état hydrique du bloc sur sa résistance mécanique. La perte de résistance en traction est de l'ordre de 68% pour le tuffeau blanc et de 38% pour la pierre de Sébastopol. Ces résultats corroborent également le caractère anisotrope de la roche. Ici, la résistance est plus élevée dans le sens parallèle au lit de pose (Figure A.17).

	sens de sollicitation	Résistance à la traction R_t (en MPa)		
		Etat sec	Etat saturé	Indice d'anisotropie
Tuffeau blanc	$\perp$	1,30 ± 0,11	0,38 ± 0,08	19%
	//	1,48 ± 0,09	0,51 ± 0,06	
Pierre de Sébastopol	$\perp$	0,92 ± 0,14	0,52 ± 0,08	13%
	//	0,98 ± 0.08	0,66 ± 0,04	

Table A.2 – Résultats des essais de traction indirecte : résistance à la traction indirecte

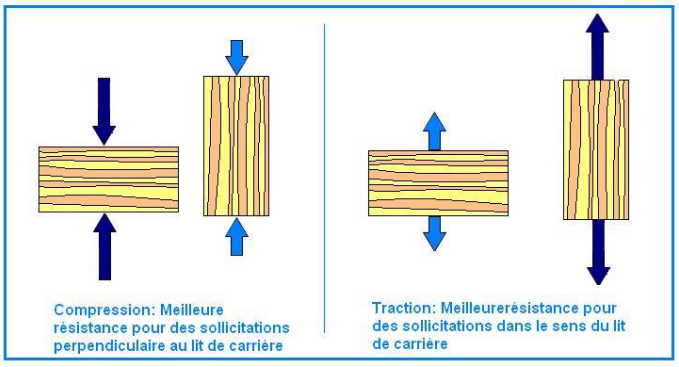


Figure A.17 – Influence de la direction du lit de pose par rapport au lit de carrière sur la résistance mécanique en compression et en traction

Annexe B

Précisions sur certains dispositifs constructifs

B.1 Les charpentes

La présentation des typologies de fermes est organisée suivant deux aspects. La première consiste à distinguer, dans un premier temps, les fermes permettant l'aménagement des combles de celles qui ne le permettent pas. Ensuite, au sein de chacune de ces catégories, le passage d'un type à l'autre se fait en cherchant à mettre en évidence les modifications apportées à un type donné pour en former un nouveau. Chacune des catégories est donc organisée dans un deuxième temps selon une logique de complexification des fermes.

• Les fermes décrites ici correspondent à des fermes à combles «perdus» :

- La ferme latine ou ferme en E : La ferme latine inventée par les romains, est la plus courante des fermes. Elle est composée d'un entrait ou de deux moises, d'un poinçon, de deux arbalétriers eux-mêmes soutenus par deux contrefiches. Les portées atteintes ne dépassent pas en général les 9 mètres.
- La ferme en M : C'est une variante de la ferme latine. Des éléments verticaux sont ajoutés entre les arbalétriers et l'entrait au niveau de la jonction des contre-fiches et des arbalétriers.
- La ferme d'appentis : C'est une ferme sur 2 appuis à une seule pente souvent faible. Elles sont généralement utilisées pour les extensions d'habitation et souvent à partir d'un mur existant.
- La ferme en W : Ses Fiches et contre-fiches forment un W
- La ferme en éventail : C'est une variante de la ferme en W. Des éléments verticaux sont ajoutés entre les arbalétriers et l'entrait au niveau de la jonction des fiches et contre-fiches.

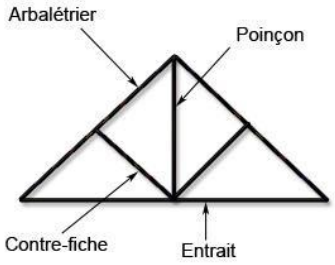


Figure B.1 – Ferme «Latine»

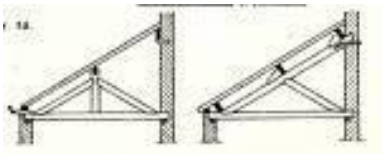


Figure B.3 – Ferme d'appentis

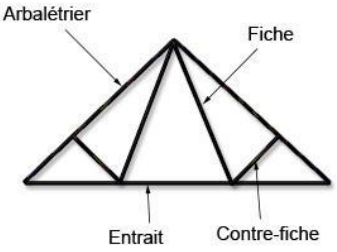


Figure B.4 – Ferme en «W»

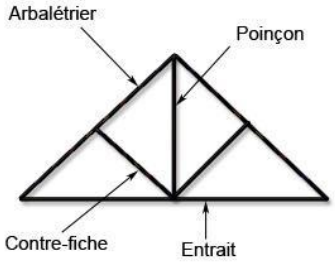


Figure B.2 – Ferme en «M»

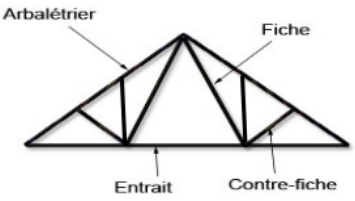


Figure B.5 – Ferme en «éventail»

• Suivent ensuite des types de fermes qui laissent la possibilité d'aménager les combles. Figurent parmi elles :

- La ferme en A : Elle est appelée ainsi en raison de sa forme. Ses arbalétriers et son entrait forment un A. Cette ferme est utilisée en fermette. Les arbalétriers de ce type de ferme sont très sollicités : ils sont fléchis et comprimés. L'emploi de ces fermes se fait avec une pente de toit importante.
- La ferme à entrait retroussé : On distingue ce type de ferme de la ferme en A grâce aux jambes de force qui sont censées soulager l'arbalétrier. Les jambes de force doivent être inclinées d'au moins 75 degrés.
- Les fermes Palladio : Ces fermes, du nom de l'architecte italien du XVI^{ème} siècle, sont très peu utilisées. Elles peuvent être employées dans les hangars agricoles.
- La ferme sur blochet : Elle s'apparente un peu à la ferme à entrait retroussé. Elle est très utilisée en France, dans les régions où la pente des toits est assez forte (supérieure à 35 degrés). Elle permet de libérer un espace assez important.
- Les fermes boiteuses : Ce sont des fermes non symétriques. Elles sont appelées ainsi car elles présentent une forte dissymétrie, un des appuis étant dénivelé de la hauteur d'un étage. On évite de dépasser 10 mètres de portée avec ce genre de ferme. La plus grande pente doit être de plus de 70 degrés, tandis que la pente la plus faible correspond à la pente minimum acceptable par les matériaux de couverture utilisés.
- La ferme à la mansarde : Elle constitue l'enveloppe idéale pour un comble habitable

puisqu'elle offre un maximum de volume pour un minimum de matériaux. Cependant l'inconvénient majeur de ce type de ferme réside dans la difficulté à assurer la stabilité des fermes dans leurs plans sans réduire le comble intérieur.

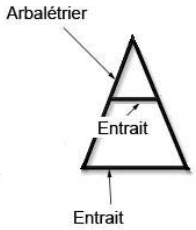


Figure B.6 – Ferme en "A"

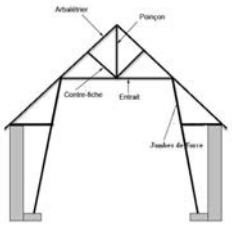


Figure B.9 – Ferme sur blochet

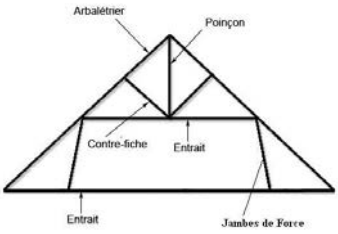


Figure B.7 – Ferme à entrait retrousé

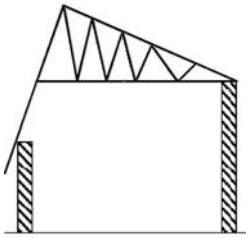


Figure B.10 – Ferme boiteuse

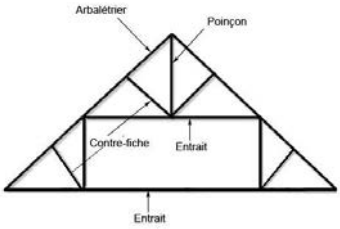


Figure B.8 – Ferme Palladio

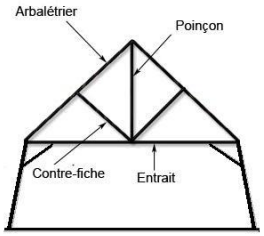


Figure B.11 – Ferme à la mansarde

B.2 Les fondations profondes

Les pieux servent à reporter ponctuellement des charges sur le terrain. Parmi les différents types de pieux, la distinction d'un type à l'autre est faite sur le matériau utilisé, sur le processus et les outils d'exécution, de contrôle ou de garantie. Les pieux sont classiquement classés selon deux catégories qui correspondent à des techniques de mise en œuvre. On distingue ainsi les pieux battus des pieux forés entre autres. Ces types renvoient plus explicitement aux effets des pieux sur le terrain encaissant mais également à leur fabrication (préfabrication ou construction in situ). Au sein de ces deux catégories se distinguent également des sous-catégories, qui permettent de différencier ces pieux suivant d'autres critères. En outre, dans la terminologie attachée aux pieux, d'ultimes distinctions sémantiques permettent traditionnellement d'affiner cette classification. Ainsi, les pieux peuvent être typés suivant leur diamètre. Les pieux de très petits diamètres sont appelés micropieux (diamètres inférieurs à 300 mm). Certains pieux particuliers sont également nommés barrettes.

• Matériaux :
Les pieux peuvent être constitués de bois, d'acier ou de béton armé voire précontraint. Le choix du matériau dépend des charges à reprendre et des caractéristiques du terrain et de l'ouvrage. Bien sûr, l'utilisation des matériaux peut être également reliée à l'époque de construction des ouvrages. Prenons le cas du Grand Palais à Paris qui a été initialement fondé sur des pieux de bois. Les variations du niveau de la nappe phréatique au niveau des pieux ont eu pour conséquence la détérioration des pieux et donc du système de fondation de l'ouvrage (le bois résiste mal aux variations d'hydrométrie). Ce phénomène a été à l'origine d'un tassement différentiel important du Grand Palais (jusqu'à 15 cm) qui a conduit à un vaste chantier de réhabilitation. Les pieux endommagés ont été remplacés par des pieux en béton armé (FIGURE B.12).

FIGURE B.12 – Reprise des fondations du Grand Palais, Paris

• Classification des pieux (FIGURE B.13) : emplacement de fabrication, mise en œuvre et effets sur le terrain encaissant
Les pieux sont préfabriqués ou coulés sur place (on parle alors de pieux moulés dans le sol). Le type de fabrication renvoie aux différentes méthodes de mise en œuvre mais également aux effets sur le terrain (FIGURE B.14). Les pieux préfabriqués sont en bois ou en acier. Ils sont mis en place par battage ou par fonçage. Ils exercent une action de refoulement sur les sols qui les accueillent. En revanche, les pieux construits à la mise en place sont mis en œuvre par forage et n'exercent pas de refoulement sur le sol.

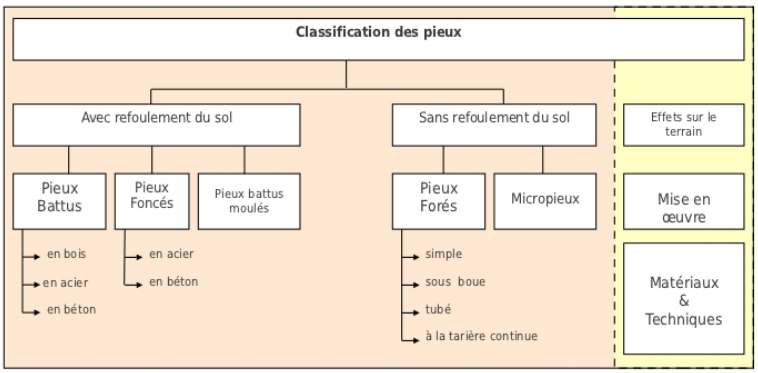


FIGURE B.13 – Classification des pieux (d'après V. Labiouse, LMR-EPFL [57])

• Les pieux battus :
Les pieux battus sont des pieux préfabriqués en bois, en béton ou en acier. Ils sont mis en place en général par battage, après avoir été mis en position dans un avant-trou foré de

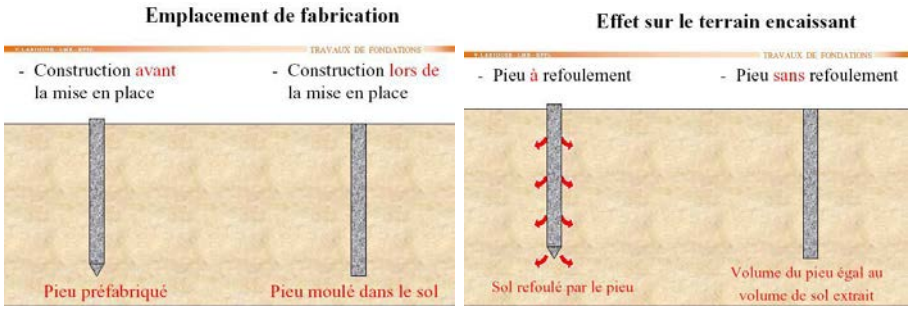


FIGURE B.14 – Emplacement de fabrication des pieux et effets sur les terrains (illustrations [57])

quelques mètres de profondeur le plus souvent. Leurs formes peuvent être très variées. Ils peuvent avoir des têtes renforcées ou non. Et si la longueur du pieu à battre est supérieure à celle du mât de la sonnette, il existe plusieurs types de liaison pour raccorder les éléments entre eux. Les pieux battus les plus anciens remontent à l'ère préhistorique. Ils servaient alors de fondations aux villages lacustres à la surface de lacs ou d'étangs. Des sondages en ont prouvé l'existence sous une pyramide égyptienne datant d'environ 2.000 ans av. J.-C. Ces pieux sont façonnés à l'avance sur le chantier ou loin de celui-ci selon les cas. Ces pieux, comme leur nom l'indique, sont mis en place par battage (FIGURE B.15). L'enfoncement est obtenu par la chute, libre ou activée, d'une masse métallique, le mouton, sur la tête du pieu. En général les foreurs battaient les pieux tant qu'ils voulaient bien descendre. Les premières formules fixaient un enfoncement maximum pour un certain nombre de coups de la sonnette. La chute libre est maintenant fréquemment remplacée par le choc du piston d'un mouton-batteur Diesel. Pour éviter sa détérioration, la tête du pieu est généralement protégée par un casque de battage. Cette pièce, dont l'emploi est indispensable, entraîne une perte d'énergie de battage (rendement de battage de 0,7 à 0,8).
Le pieu est battu jusqu'au refus. Pris à la lettre, ce mot désigne l'impossibilité d'enfoncer plus avant le pieu en cours de battage. C'est le cas, par exemple, lorsque la pointe atteint le banc résistant qui lui sert d'assise. En fait, dans le métier, le refus désigne l'enfoncement permanent moyen sous l'effet d'un coup de mouton correspondant à une certaine énergie de battage. Le refus absolu (enfoncement nul) est rarement obtenu. Le plus souvent, l'enfoncement devient, en cours de battage, de plus en plus faible. Les formules de battage définissent la portance d'un pieu, à partir de la valeur de l'enfoncement. Le «faux refus» est un refus conforme aux formules de battage mais qui est obtenu sur un obstacle imprévu (bloc rocheux ou maçonnerie ancienne, niveau dur peu épais, *etc.*), rencontré en cours de battage et situé au-dessus de l'assise résistante dans laquelle on a prévu de ficher la pointe du pieu.

• Les pieux forés :
Les pieux forés font appel à un matériel spécial pour faire le trou dans lequel on viendra finalement couler le béton qui pourra être armé ou non selon les cas. Le forage peut se faire de différentes façons selon la bonne ou mauvaise tenue du terrain. Cela va du forage à sec, dans des terrains (en général hors nappe phréatique) qui se tiennent au forage, à de la boue ou encore au forage qu'on protège des éboulements en le tubant par des viroles d'acier qu'on enlève ou pas pendant ou après le bétonnage du pieu. Le forage lui-même peut se faire avec différents outils (trépans, curettes, tarières, buckets, bennes) selon la nature du sol rencontré, alluvions, argile ou rocher. Ces forages peuvent être dans certains cas élargis

FIGURE B.15 – Opération de battage de pieux en acier (illustration : http ://www.eccomarhaiti.com)

à leur base de façon à améliorer la capacité portante des pieux.

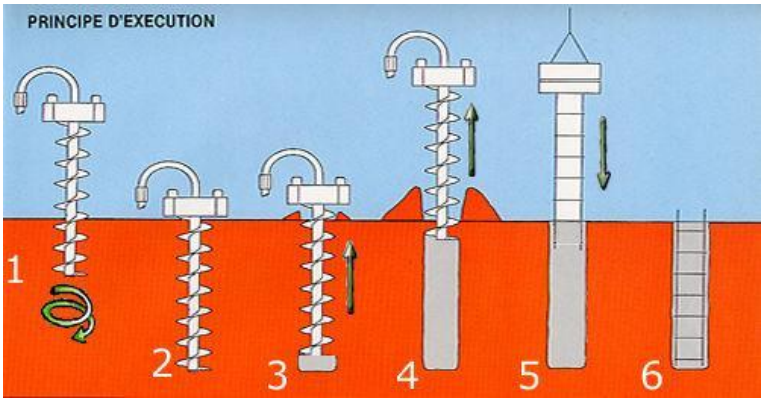


FIGURE B.16 – Forage d'un pieu à l'aide d'une tarière creuse : 1 – Forage du pieu par rotation de la tarière, 2 – Fin de forage, 3 – Extraction du bouchon et début du bétonnage (bétonnage à l'avancement), 4 – Injection du béton sous pression par l'axe de la tarière et remontée simultanée de l'outil, 5 – Mise en place de la cage d'armature à l'aide de vibreurs, 6 – Pieu dans son état définitif (le béton a remplacé le terrain) (illustration : www.pieux-ouest.fr/tariere.html)

• Fondations semi-profondes : On a souvent recours également au système de puits et longrines préfabriquées. Il peut être utilisé dans le cas d'un sol stable profond : des puits d'une profondeur suffisante pour se stabiliser sur la couche stable sont remplis de gros béton (environ 200 kg de ciment/m3). Des longrines sont posées sur les plots ainsi créés et permettent de supporter le poids des murs. Elles se rejoignent au niveau de nœuds (clavetages).

Annexe C

Typologies de maçonneries définies par l'AFPS

Un groupe de travail AFPS (Association Française du génie ParaSismique) a donné une relecture précise des typologies proposées par l'EMS98 : des fiches détaillées pour les différents types sont présentées ici.

Typologie EMS98			IV0	Intervalle
Maçonnerie	M1	Moellon brut – pierre tout venant	60	50 – 70
	M2	Brique crue – pisé	60	35 – 70
	M3	Pierre brute	40	30 – 60
	M4	Pierre Massive	20	0 – 45
	M5	Maçonnerie non renforcée	40	20 – 60
	M6	Maçonnerie non renforcée avec plancher béton	20	0 – 45
	M7	Maçonnerie renforcée ou confinée	0	-20 – 65
Béton armé	RC1	Ossature sans conception parasismique (CPS)	20	0 – 60
	RC2	Ossature avec un niveau moyen de CPS	0	-25 – 40
	RC3	Ossature avec un bon niveau de CPS	-20	-45 – 20
	RC4	Murs sans CPS	20	-5 – 40
	RC5	Murs avec un niveau moyen de CPS	0	-25 – 20
	RC6	Murs avec un bon niveau de CPS	-20	-45 – 0

Typologie AFPS
Groupe de travail AFPS « Vulnérabilité sismique du bâti existant – Analyse à grande échelle »

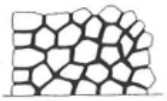
Typologie EMS98	**M1**	Typologie AFPS	**M1a**	Indice de Vulnérabilité	**60** [50 – 70]

Photo Agnès Levret

Photo Guy Jacquet

Schéma structural

Maçonnerie ordinaire



Opus Incertum

Description : Moellons bruts – Pierre tout venant
Modification AFPS : Pierre tout venant (galets, moellons brutes) disposées irrégulièrement (opus incertum), sans chaînage d'angles et avec des joints grossiers

Commentaires :

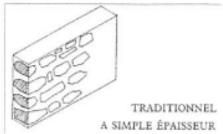
Il s'agit de constructions traditionnelles dans lesquelles les pierres non préparées sont utilisées comme matériau de base du bâtiment, souvent avec un mortier de qualité médiocre, ce qui conduit à des bâtiments lourds et ayant une faible résistance aux charges latérales. Les planchers sont en général en bois et n'offrent aucune fonction de raidissement horizontal.

Typologie AFPS
Groupe de travail AFPS « Vulnérabilité sismique du bâti existant – Analyse à grande échelle »

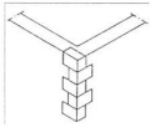
Typologie EMS98	**M1**	Typologie AFPS	**M1b**	Classe de Vulnérabilité	**60** [50 – 70]

Photo Agnès Levret *Photo Guy Jacquet*

Schéma structural



Maçonnerie ordinaire



Chaînage d'angle

Description : Moellons bruts – Pierre tout venant
Modification AFPS : pierres tout venant (galets, moellons brutes) disposées régulièrement et chaînages d'angle (habitation-atelier des artisans, bastides autour des villes).

Commentaires :

Il s'agit de constructions traditionnelles dans lesquelles les pierres non préparées sont utilisées comme matériau de base du bâtiment, souvent avec un mortier de qualité médiocre, ce qui conduit à des bâtiments lourds et ayant une faible résistance aux charges latérales. Les planchers sont en général en bois et n'offrent aucune fonction de raidissement horizontal.

Typologie Française
Groupe de travail AFPS « Vulnérabilité sismique du bâti existant – Analyse à grande échelle »

Typologie EMS98	**M2**	Typologie AFPS	**M2a**	Indice de Vulnérabilité	**60** [35 – 70]

Photo Philippe Guéguen

Schéma structural

Description : Adobe – Briques crues
Modification AFPS : murs en pisé faits avec de la terre placée dans un coffrage ou banchées avec des joints entre banchées verticaux ou obliques, formant des lits de 0.8 m de haut et relié entre eux par une couche de mortier de chaux. L'épaisseur des murs construits avec un fruit pour en assurer la solidité est de 0.40 à 0.80 m. Les angles sont renforcés par des lits de chaux successifs, des maçonneries de brique, ou des bois noyés dans le mur. On trouve ce type de construction en Dauphiné, en Provence, en Camargue.

Commentaires :

On peut trouver ce type de construction dans de nombreux endroits où il existe des argiles qui conviennent. Les constructions en briques crues varient considérablement et ce facteur peut introduire certaines variations dans la résistance des maisons en adobe à une secousse sismique. Les murs constitués de couches d'argile sans utilisation de briques sont rigides et de faible résistance; les maisons de briques peuvent avoir un meilleur comportement en fonction de la qualité du mortier et, dans une moindre mesure, de la qualité des briques. Le poids du toit est l'un des facteurs les plus importants dans les performances de ces maisons, un toit lourd étant un inconvénient. Les maisons en briques crues avec des charpentes en bois présentent une meilleure résistance et se comportent beaucoup mieux. Ces bâtiments peuvent subir avec une grande facilité des dégâts des murs, tandis que la charpente en bois reste intacte grâce à sa ductilité plus élevée. On rencontre également des cas d'utilisation de poutres de bois et de poteaux non liés dans des maisons en briques crues ; ces éléments apportent un effet de raidissement horizontal complémentaire et améliorent donc les performances, mais moins que ne le ferait une ossature avec des assemblages.

Le type d'habitat que l'on rencontre dans certaines parties de l'Europe, connu sous le nom de "crépi sur clayonnage", où une charpente en bois est remplie de lattes recouvertes d'argile, est similaire à une construction adobe/bois.

Typologie AFPS
Groupe de travail AFPS « Vulnérabilité sismique du bâti existant – Analyse à grande échelle »

Typologie EMS98	**M3**	Typologie AFPS	**M3a**	Indice de Vulnérabilité	**40** [30 – 60]

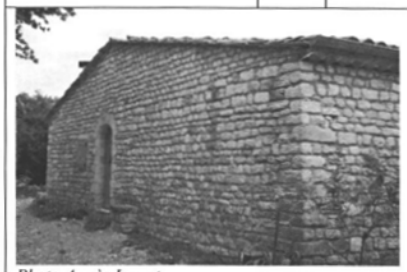
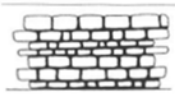
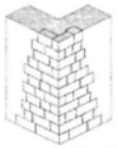


Photo Agnès Levret

Schéma structural



Assises irrégulières



Chaînage d'angle

Description : Pierres brutes
Modification AFPS : pierres taillées dressées en parement, lits plus ou moins réguliers et chaînage d'angle fait de grandes pierres taillées, joints grossiers (habitations urbaines : artisans, commerçants).

Commentaires :

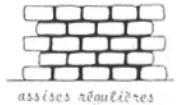
Les constructions en pierres brutes présentent une différence par rapport aux constructions en pierres tout venant: les pierres à bâtir ont subi une certaine préparation avant leur utilisation. Ces pierres taillées sont disposées dans la construction selon certaines techniques qui améliorent la résistance de la structure, par exemple grâce à l'utilisation de pierres plus grandes pour relier les murs dans les angles. Dans le cas normal, de tels bâtiments sont considérés comme étant de la classe de vulnérabilité B, et ne sont traités comme étant de la classe de vulnérabilité A que s'ils sont en mauvais état ou particulièrement mal construits.

Typologie AFPS
Groupe de travail AFPS « Vulnérabilité sismique du bâti existant – Analyse à grande échelle »

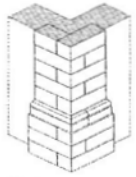
Typologie EMS98	**M3**	Typologie AFPS	**M3b**	Indice de Vulnérabilité	**40** [30 – 60]

Photo Agnès Levret

Schéma structural



Assises régulières



Chaînage d'angle

Description : Pierres brutes
Modification AFPS : pierres taillées sur toutes les faces, joints réguliers et fins, chaînage d'angles soignés fait de très grandes pierres taillées (habitations bourgeoises, chapelles).

Commentaires :

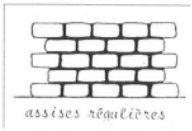
Les constructions en pierres brutes présentent une différence par rapport aux constructions en pierres tout venant: les pierres à bâtir ont subi une certaine préparation avant leur utilisation. Ces pierres taillées sont disposées dans la construction selon certaines techniques qui améliorent la résistance de la structure, par exemple grâce à l'utilisation de pierres plus grandes pour relier les murs dans les angles. Dans le cas normal, de tels bâtiments sont considérés comme étant de la classe de vulnérabilité B, et ne sont traités comme étant de la classe de vulnérabilité A que s'ils sont en mauvais état ou particulièrement mal construits.

Typologie AFPS
Groupe de travail AFPS « Vulnérabilité sismique du bâti existant – Analyse à grande échelle »

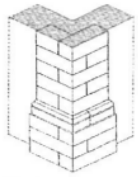
Typologie EMS98	**M4**	Typologie AFPS	**M4**	Indice de Vulnérabilité	**20** [0 – 45]

Photo Philippe Guéguen

Schéma structural



Assises régulières



Chaînage d'angle

Description : Pierres massives
Modification AFPS : maçonnerie en pierres massives taillées jointives (édifices monumentaux : églises, belles maisons bourgeoises, hôtels particuliers)

Commentaires :

Les constructions avec des pierres de très grandes dimensions sont généralement réservées à des constructions monumentales, châteaux, bâtiments publics importants, etc. Certaines villes contiennent des zones de bâtiments publics de ce type construits au XIXe siècle. Ces bâtiments possèdent en général une résistance élevée, qui contribue à une bonne classe de vulnérabilité (C et même D dans des cas de construction d'une qualité exceptionnelle).

Typologie AFPS
Groupe de travail AFPS « Vulnérabilité sismique du bâti existant – Analyse à grande échelle »

Typologie EMS98	**M5**	Typologie AFPS	**M5**	Indice de Vulnérabilité	**40** [20 – 60]

Photo Guy Jacquet

Schéma structural

Description : Maçonnerie de briques non renforcée/blocs de béton
Modification AFPS : maçonnerie pauvre sans renforcement constitué souvent d'éléments préfabriqués (parpaings, maisons individuelles…).

Commentaires :

Ce type de construction extrêmement ordinaire est l'archétype du bâtiment de classe "B" dans l'échelle MSK originelle par rapport à laquelle on peut mesurer d'autres types de construction. Dans l'Eurocode 8, ces constructions sont désignées sous le titre d' "éléments préfabriqués". Son caractère très ordinaire signifie que l'on rencontrera des spécimens en si mauvais état qu'ils ne seront comptés que comme étant de la classe A. Il est moins fréquent de trouver des exemples de bâtiments suffisamment bien construits pour pouvoir être considérés comme étant de classe C, mais cela peut concerner de grandes maisons conçues luxueusement pour les nantis ou construites dans des emplacements où une résistance latérale est nécessaire pour la résistance au vent. Dans ce type de bâtiment, aucun effort n'a été apporté pour améliorer les éléments horizontaux de la structure, les planchers étant généralement en bois et donc souples.

En général, la vulnérabilité est influencée par le nombre, la taille et la position des ouvertures. Les grandes ouvertures, les trumeaux entre des ouvertures et des angles de la construction, ainsi que des murs longs sans raidissement perpendiculaire contribuent à accroître la vulnérabilité d'un bâtiment. Un problème à prendre en considération est celui de l'utilisation de murs creux avec des parois internes et externes qui, si elles ne sont pas raccordées de manière correcte créent des murs extrêmement faibles avec une résistance insuffisante aux tremblements de terre, et se comportant de manière très médiocre.

Typologie AFPS **Groupe de travail AFPS « Vulnérabilité sismique du bâti existant – Analyse à grande échelle »**					
Typologie EMS98	**M6**	Typologie AFPS	**M6**	Indice de Vulnérabilité	**20** [0 – 45]

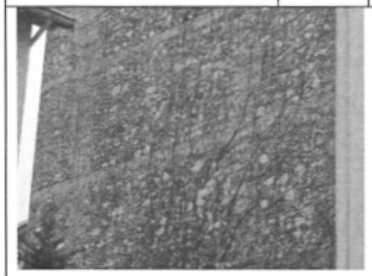


Photo Philippe Guéguen

Schéma structural

Description : Maçonnerie de briques non renforcée avec des planchers en béton armé
Modification AFPS : maçonneries de pierre ou en éléments préfabriqués avec des planchers en béton armé (immeubles ou hôtels particuliers en maçonnerie du 20ème siècle)

Commentaires :

Bien que les murs d'un bâtiment soient la partie la plus évidente pour un observateur, les éléments horizontaux peuvent en réalité être plus importants pour la détermination de la résistance d'une structure à des charges latérales. Même des constructions où les murs sont en briques non renforcées, mais où les planchers sont en béton armé, se comporteront nettement mieux que des constructions en briques normales. Lorsque les murs sont raccordés et liés ensemble par une dalle de plancher rigide avec des poutres formant chaînage, on crée un système de type boîte qui réduit efficacement le risque d'effondrement en dehors du plan des murs, ou de séparation et de décalage des murs perpendiculaires. Cette amélioration des performances n'est obtenue que si le plancher en béton armé est correctement raccordé à la structure, ce qui n'est pas toujours le cas. Lorsque la structure est bien raccordée, la vulnérabilité est très vraisemblablement de la classe C, sinon elle est de classe B.

Typologie AFPS **Groupe de travail AFPS « Vulnérabilité sismique du bâti existant – Analyse à grande échelle »**					
Typologie EMS98	**M7**	Typologie AFPS	**M7**	Indice de Vulnérabilité	**0** [-20 – 65]

Description : Maçonnerie de briques renforcée et maçonnerie confinée
Modification AFPS : maçonnerie en pierres massives taillées jointives (édifices monumentaux : églises, belles maisons bourgeoises, hôtels particuliers)

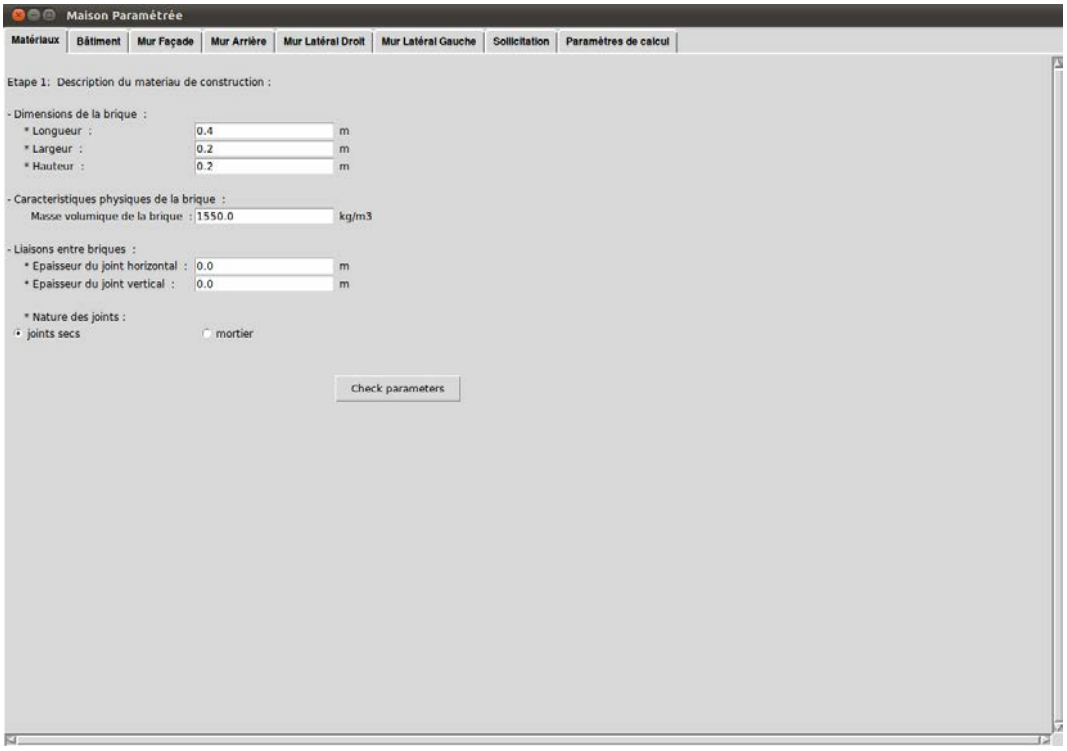
Commentaires :

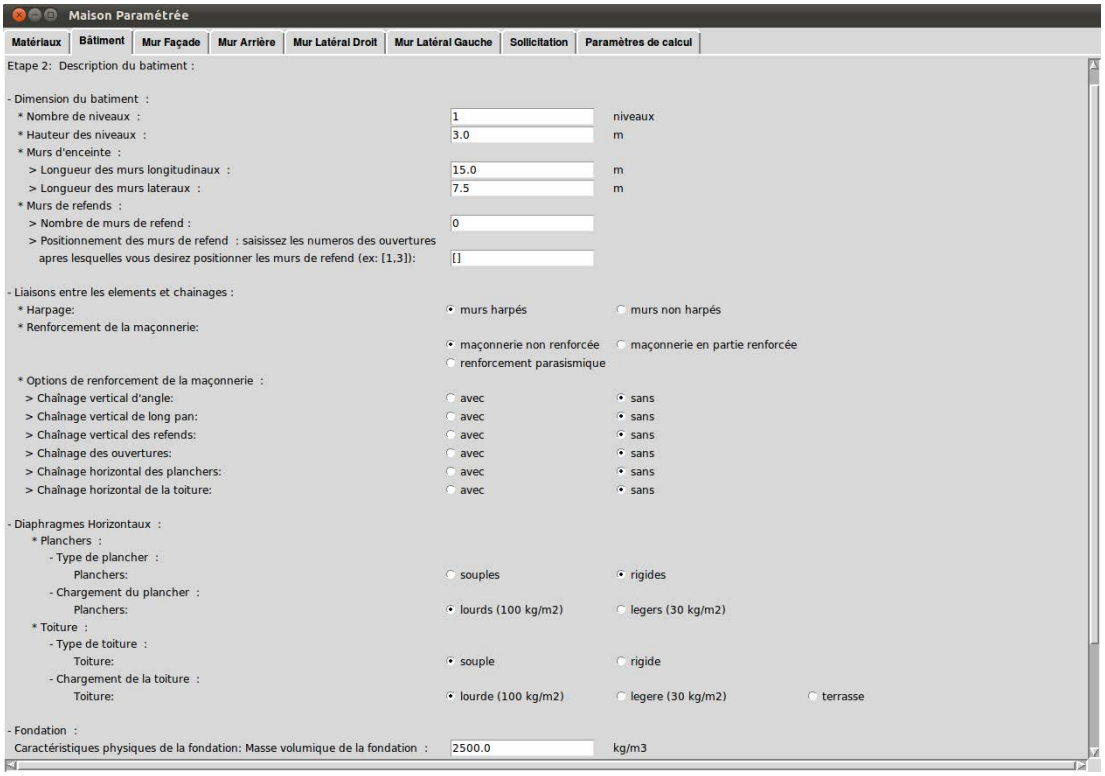
On trouve dans cette catégorie différents systèmes où des efforts importants ont été réalisés pour améliorer les performances et la ductilité de la construction en maçonnerie. Dans la maçonnerie renforcée, des barres ou des grilles d'acier sont intégrées (dans le mortier ou le ciment) dans les orifices ou entre les couches de la maçonnerie en brique, créant un matériau composite qui se comporte comme un mur ou un système de murs très résistant et très ductile. Ces renforts peuvent exister à la fois dans les directions verticale et horizontale. La maçonnerie confinée est une maçonnerie bâtie de manière rigide entre les poteaux et les poutres de la structure sur les quatre côtés, et elle offre un degré de résistance similaire. Il n'est pas prévu dans de tels cas que les éléments de raccordement se comportent comme une structure à portiques à comportement spatial, où la maçonnerie dans la plupart des cas ne se comporterait que comme des remplissages. Dans certaines régions, des systèmes spéciaux d'éléments de construction ont été mis au point, où des éléments de construction de forme particulière (par exemple avec des inter-blocages) sont fabriqués en béton, cette méthode fonctionne également très bien. Un autre système efficace est connu sous le nom de maçonnerie bétonnée ; il comporte des parois externes et internes en briques, raccordées par un chaînage en béton avec une armature verticale et horizontale. Dans ce cas, des problèmes peuvent se poser si la liaison est faible et/ou si les parois externes sont raccordées de manière incorrecte. La performance globale de tels systèmes devrait également être équivalente à celle de la maçonnerie renforcée, bien que l'expérience de ce type de construction soit jusqu'à présent limitée.

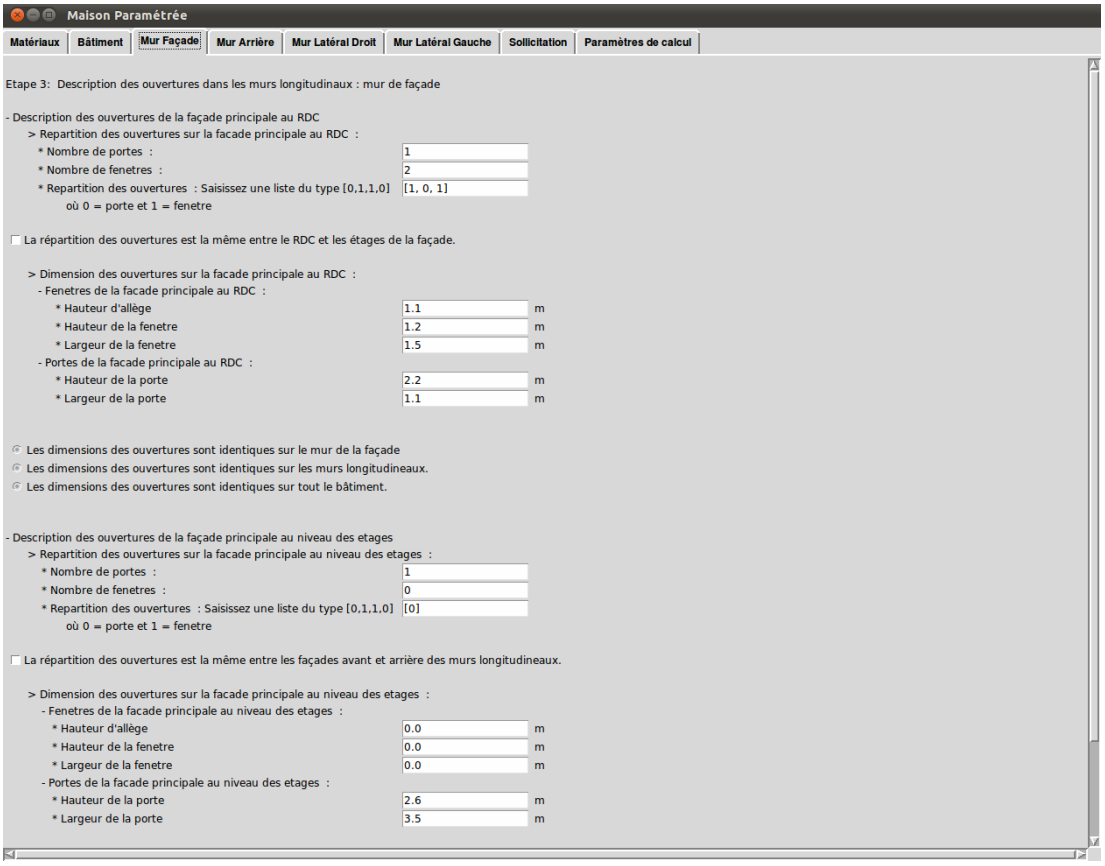
Annexe D

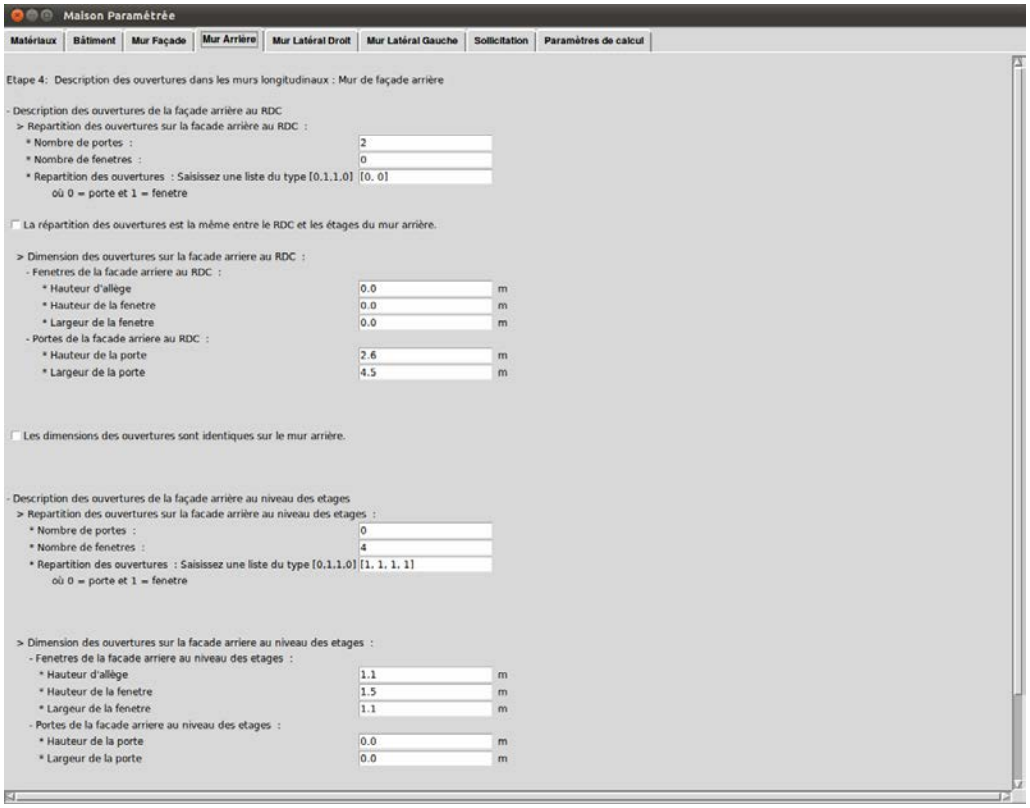
«Maison Paramétrée»

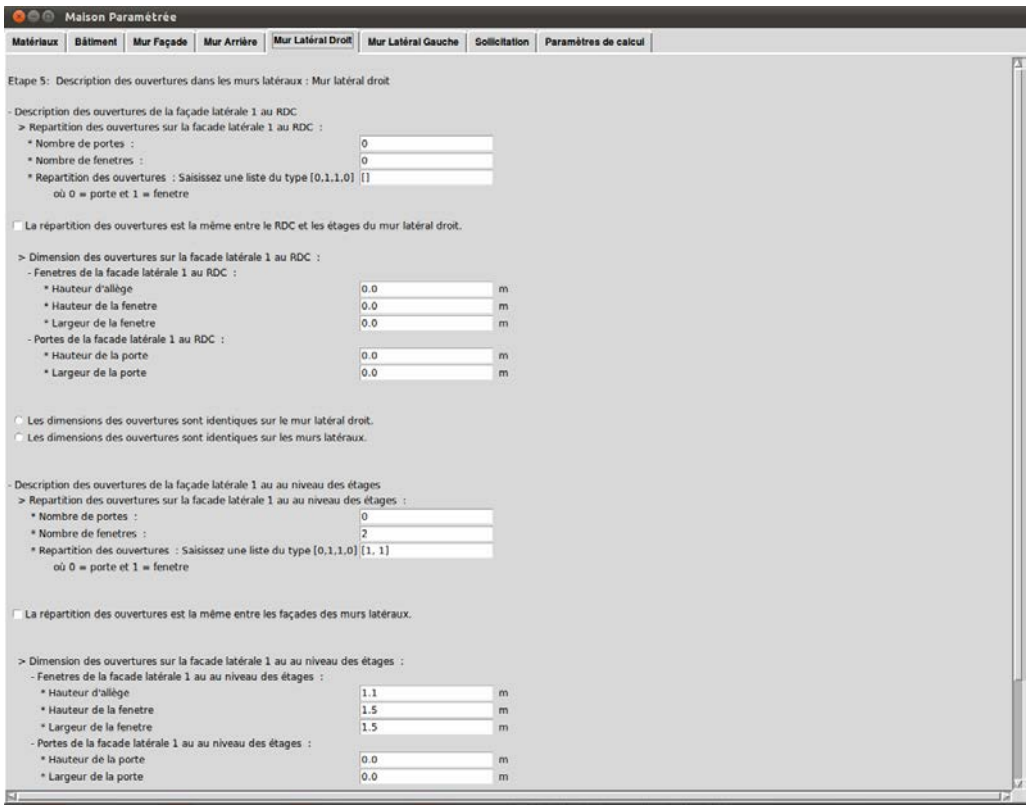
D.1 Interface graphique : «MP_GUI»

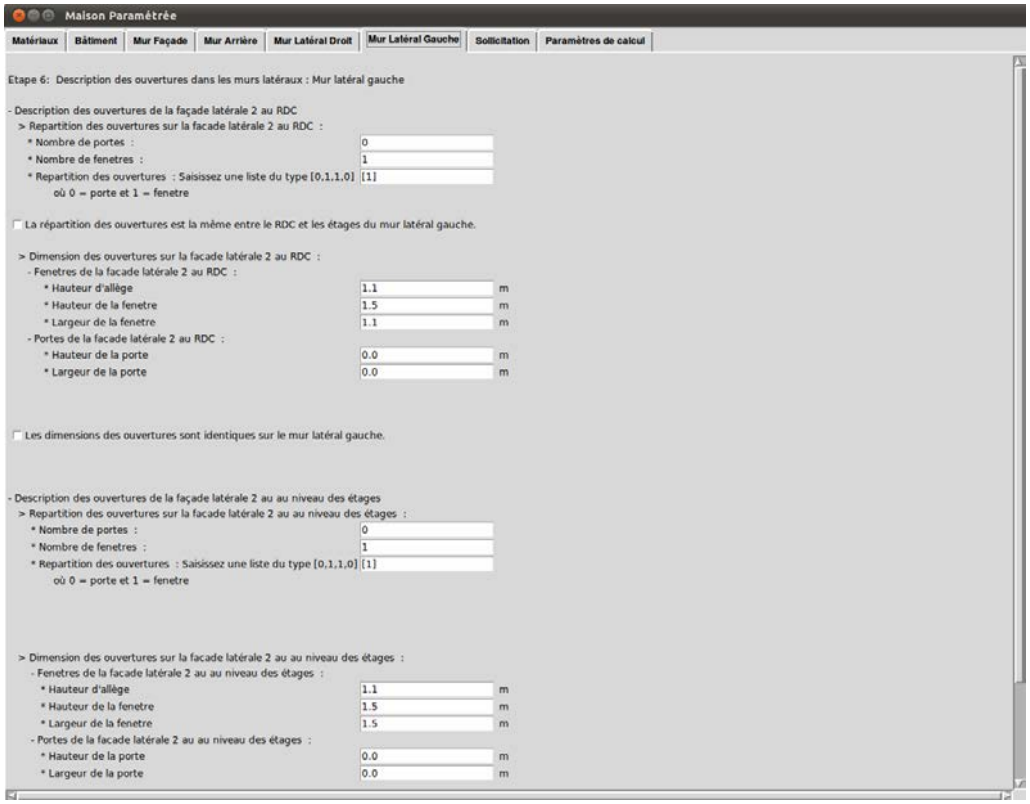


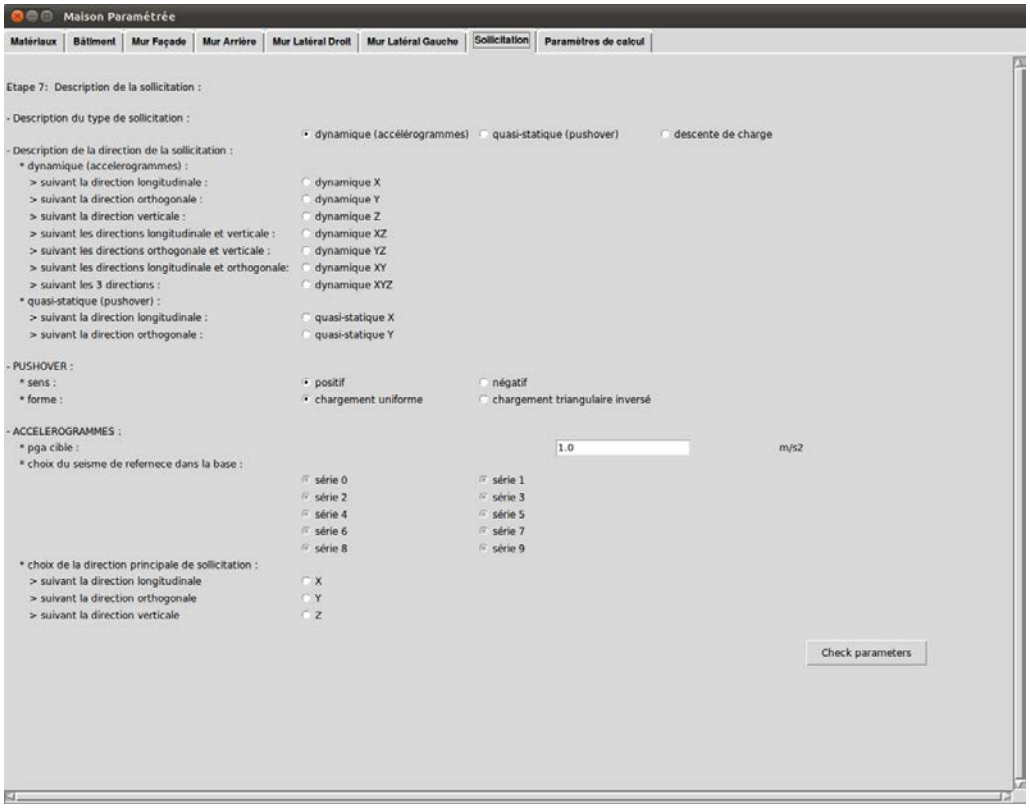

Maison Paramétrée
Matériaux
Bâtiment
Mur Façade
Mur Arrière
Mur Latéral Droit
Mur Latéral Gauche
Sollicitation
Paramètres de calcul
Etape 2: Description du batiment :
- Dimension du batiment :
* Nombre de niveaux : 1 niveaux
* Hauteur des niveaux : 3.0 m
* Murs d'enceinte :
> Longueur des murs longitudinaux : 15.0 m
> Longueur des murs lateraux : 7.5 m
* Murs de refends :
> Nombre de murs de refend : 0
> Positionnement des murs de refend : saisissez les numeros des ouvertures apres lesquelles vous desirez positionner les murs de refend (ex: [1,3]): []
- Liaisons entre les elements et chainages :
* Harpage: murs harpés murs non harpés
* Renforcement de la maçonnerie:
maçonnerie non renforcée maçonnerie en partie renforcée
renforcement parasismique
* Options de renforcement de la maçonnerie :
> Chaînage vertical d'angle: avec sans
> Chaînage vertical de long pan: avec sans
> Chaînage vertical des refends: avec sans
> Chaînage des ouvertures: avec sans
> Chaînage horizontal des planchers: avec sans
> Chaînage horizontal de la toiture: avec sans
- Diaphragmes Horizontaux :
* Planchers :
- Type de plancher :
Planchers: souples rigides
- Chargement du plancher :
Planchers: lourds (100 kg/m2) legers (30 kg/m2)
* Toiture :
- Type de toiture :
Toiture: souple rigide
- Chargement de la toiture :
Toiture: lourde (100 kg/m2) legere (30 kg/m2) terrasse
- Fondation :
Caractéristiques physiques de la fondation: Masse volumique de la fondation : 2500.0 kg/m3

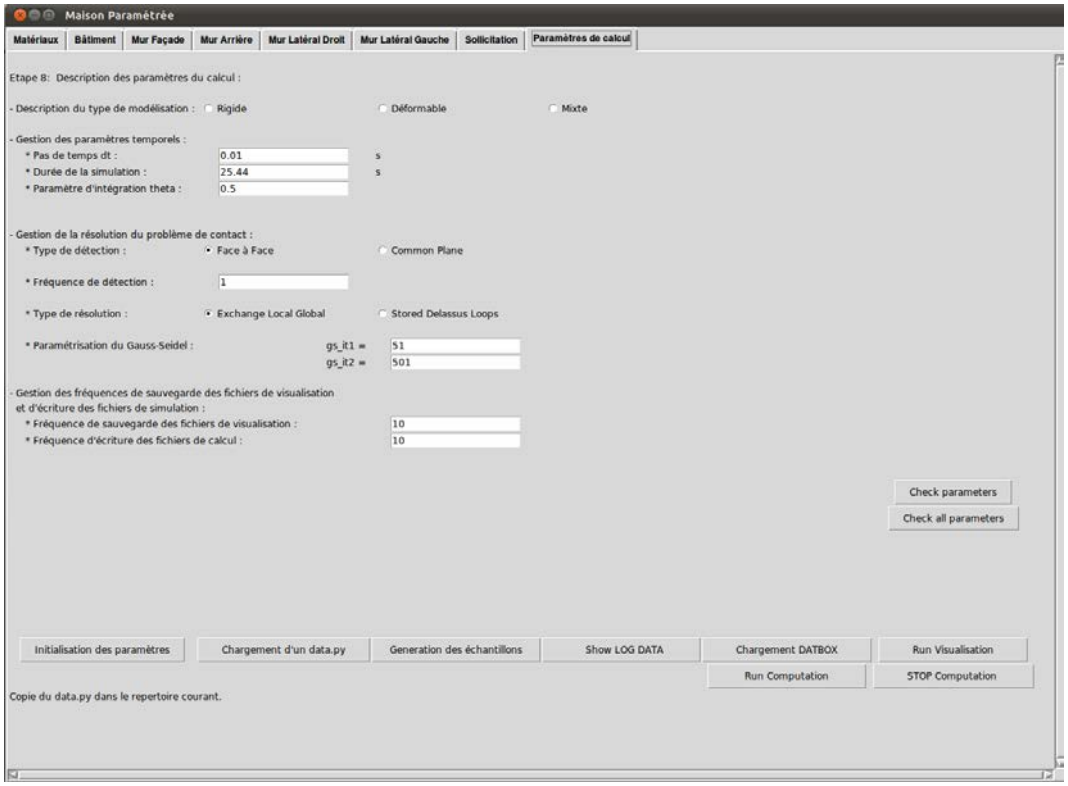

Maison Paramétrée
Matériaux
Bâtiment
Mur Façade
Mur Arrière
Mur Latéral Droit
Mur Latéral Gauche
Sollicitation
Paramètres de calcul
Etape 3: Description des ouvertures dans les murs longitudinaux : mur de façade
- Description des ouvertures de la façade principale au RDC
> Repartition des ouvertures sur la facade principale au RDC :
* Nombre de portes : 1
* Nombre de fenetres : 2
* Repartition des ouvertures : Saisissez une liste du type [0,1,1,0] [1, 0, 1]
où 0 = porte et 1 = fenetre
La répartition des ouvertures est la même entre le RDC et les étages de la façade.
> Dimension des ouvertures sur la facade principale au RDC :
- Fenetres de la facade principale au RDC :
* Hauteur d'allège 1.1 m
* Hauteur de la fenetre 1.2 m
* Largeur de la fenetre 1.5 m
- Portes de la facade principale au RDC :
* Hauteur de la porte 2.2 m
* Largeur de la porte 1.1 m
Les dimensions des ouvertures sont identiques sur le mur de la façade
Les dimensions des ouvertures sont identiques sur les murs longitudineaux.
Les dimensions des ouvertures sont identiques sur tout le bâtiment.
- Description des ouvertures de la façade principale au niveau des etages
> Repartition des ouvertures sur la facade principale au niveau des etages :
* Nombre de portes : 1
* Nombre de fenetres : 0
* Repartition des ouvertures : Saisissez une liste du type [0,1,1,0] [0]
où 0 = porte et 1 = fenetre
La répartition des ouvertures est la même entre les façades avant et arrière des murs longitudineaux.
> Dimension des ouvertures sur la facade principale au niveau des etages :
- Fenetres de la facade principale au niveau des etages :
* Hauteur d'allège 0.0 m
* Hauteur de la fenetre 0.0 m
* Largeur de la fenetre 0.0 m
- Portes de la facade principale au niveau des etages :
* Hauteur de la porte 2.6 m
* Largeur de la porte 3.5 m


Maison Paramétrée
Matériaux
Bâtiment
Mur Façade
Mur Arrière
Mur Latéral Droit
Mur Latéral Gauche
Sollicitation
Paramètres de calcul
Etape 4: Description des ouvertures dans les murs longitudinaux : Mur de façade arrière
- Description des ouvertures de la façade arrière au RDC
> Repartition des ouvertures sur la facade arrière au RDC :
* Nombre de portes : 2
* Nombre de fenetres : 0
* Repartition des ouvertures : Saisissez une liste du type [0,1,1,0] [0, 0]
où 0 = porte et 1 = fenetre
La répartition des ouvertures est la même entre le RDC et les étages du mur arrière.
> Dimension des ouvertures sur la facade arriere au RDC :
- Fenetres de la facade arriere au RDC :
* Hauteur d'allège 0.0 m
* Hauteur de la fenetre 0.0 m
* Largeur de la fenetre 0.0 m
- Portes de la facade arriere au RDC :
* Hauteur de la porte 2.6 m
* Largeur de la porte 4.5 m
Les dimensions des ouvertures sont identiques sur le mur arrière.
- Description des ouvertures de la façade arrière au niveau des etages
> Repartition des ouvertures sur la facade arrière au niveau des etages :
* Nombre de portes : 0
* Nombre de fenetres : 4
* Repartition des ouvertures : Saisissez une liste du type [0,1,1,0] [1, 1, 1, 1]
où 0 = porte et 1 = fenetre
> Dimension des ouvertures sur la facade arriere au niveau des etages :
- Fenetres de la facade arriere au niveau des etages :
* Hauteur d'allège 1.1 m
* Hauteur de la fenetre 1.5 m
* Largeur de la fenetre 1.1 m
- Portes de la facade arriere au niveau des etages :
* Hauteur de la porte 0.0 m
* Largeur de la porte 0.0 m


Maison Paramétrée
Matériaux
Bâtiment
Mur Façade
Mur Arrière
Mur Latéral Droit
Mur Latéral Gauche
Sollicitation
Paramètres de calcul
Etape 5: Description des ouvertures dans les murs latéraux : Mur latéral droit
- Description des ouvertures de la façade latérale 1 au RDC
> Repartition des ouvertures sur la facade latérale 1 au RDC :
* Nombre de portes : 0
* Nombre de fenetres : 0
* Repartition des ouvertures : Saisissez une liste du type [0,1,1,0] []
où 0 = porte et 1 = fenetre
La répartition des ouvertures est la même entre le RDC et les étages du mur latéral droit.
> Dimension des ouvertures sur la facade latérale 1 au RDC :
- Fenetres de la facade latérale 1 au RDC :
* Hauteur d'allège 0.0 m
* Hauteur de la fenetre 0.0 m
* Largeur de la fenetre 0.0 m
- Portes de la facade latérale 1 au RDC :
* Hauteur de la porte 0.0 m
* Largeur de la porte 0.0 m
Les dimensions des ouvertures sont identiques sur le mur latéral droit.
Les dimensions des ouvertures sont identiques sur les murs latéraux.
- Description des ouvertures de la façade latérale 1 au au niveau des étages
> Repartition des ouvertures sur la facade latérale 1 au au niveau des étages :
* Nombre de portes : 0
* Nombre de fenetres : 2
* Repartition des ouvertures : Saisissez une liste du type [0,1,1,0] [1, 1]
où 0 = porte et 1 = fenetre
La répartition des ouvertures est la même entre les façades des murs latéraux.
> Dimension des ouvertures sur la facade latérale 1 au au niveau des étages :
- Fenetres de la facade latérale 1 au au niveau des étages :
* Hauteur d'allège 1.1 m
* Hauteur de la fenetre 1.5 m
* Largeur de la fenetre 1.5 m
- Portes de la facade latérale 1 au au niveau des étages :
* Hauteur de la porte 0.0 m
* Largeur de la porte 0.0 m


Maison Paramétrée
Matériaux
Bâtiment
Mur Façade
Mur Arrière
Mur Latéral Droit
Mur Latéral Gauche
Sollicitation
Paramètres de calcul
Etape 6: Description des ouvertures dans les murs latéraux : Mur latéral gauche
- Description des ouvertures de la façade latérale 2 au RDC
> Repartition des ouvertures sur la facade latérale 2 au RDC :
* Nombre de portes : 0
* Nombre de fenetres : 1
* Repartition des ouvertures : Saisissez une liste du type [0,1,1,0] [1]
où 0 = porte et 1 = fenetre
La répartition des ouvertures est la même entre le RDC et les étages du mur latéral gauche.
> Dimension des ouvertures sur la facade latérale 2 au RDC :
- Fenetres de la facade latérale 2 au RDC :
* Hauteur d'allège 1.1 m
* Hauteur de la fenetre 1.5 m
* Largeur de la fenetre 1.1 m
- Portes de la facade latérale 2 au RDC :
* Hauteur de la porte 0.0 m
* Largeur de la porte 0.0 m
Les dimensions des ouvertures sont identiques sur le mur latéral gauche.
- Description des ouvertures de la façade latérale 2 au au niveau des étages
> Repartition des ouvertures sur la facade latérale 2 au au niveau des étages :
* Nombre de portes : 0
* Nombre de fenetres : 1
* Repartition des ouvertures : Saisissez une liste du type [0,1,1,0] [1]
où 0 = porte et 1 = fenetre
> Dimension des ouvertures sur la facade latérale 2 au au niveau des étages :
- Fenetres de la facade latérale 2 au au niveau des étages :
* Hauteur d'allège 1.1 m
* Hauteur de la fenetre 1.5 m
* Largeur de la fenetre 1.5 m
- Portes de la facade latérale 2 au au niveau des étages :
* Hauteur de la porte 0.0 m
* Largeur de la porte 0.0 m


Maison Paramétrée
Matériaux
Bâtiment
Mur Façade
Mur Arrière
Mur Latéral Droit
Mur Latéral Gauche
Sollicitation
Paramètres de calcul
Etape 7: Description de la sollicitation :
- Description du type de sollicitation :
dynamique (accélérogrammes)
quasi-statique (pushover)
descente de charge
- Description de la direction de la sollicitation :
* dynamique (accelerogrammes) :
> suivant la direction longitudinale : dynamique X
> suivant la direction orthogonale : dynamique Y
> suivant la direction verticale : dynamique Z
> suivant les directions longitudinale et verticale : dynamique XZ
> suivant les directions orthogonale et verticale : dynamique YZ
> suivant les directions longitudinale et orthogonale: dynamique XY
> suivant les 3 directions : dynamique XYZ
* quasi-statique (pushover) :
> suivant la direction longitudinale : quasi-statique X
> suivant la direction orthogonale : quasi-statique Y
- PUSHOVER :
* sens : positif négatif
* forme : chargement uniforme chargement triangulaire inversé
- ACCELEROGRAMMES :
* pga cible : 1.0 m/s2
* choix du seisme de refernece dans la base :
série 0 série 1
série 2 série 3
série 4 série 5
série 6 série 7
série 8 série 9
* choix de la direction principale de sollicitation :
> suivant la direction longitudinale X
> suivant la direction orthogonale Y
> suivant la direction verticale Z
Check parameters



D.2 Jeu de paramètres : fichier *data.py*

longueur_brique=0.4
largeur_brique=0.2
hauteur_assise_brique=0.2
density_brique=1550.
epaisseur_joints_horizontaux=0.
epaisseur_joints_verticaux=0.
nb_etages=1
hauteur_mur=3.
longueur_mur_longitudinal=15.
longueur_mur_lateral=7.5
nb_murs_refend=0
positionnement_refend=[]
density_fondation=2500.
nb_portes_facade=1
nb_fenetres_facade=2
ordre_ouvertures_facade=[1,0,1]
hauteur_allege_facade=1.1
hauteur_fenetre_facade=1.2
largeur_fenetre_facade=1.5
hauteur_porte_facade=2.2
largeur_porte_facade=1.1
nb_portes_facade_etage=1
nb_fenetres_facade_etage=0
ordre_ouvertures_facade_etage=[0]
hauteur_allege_facade_etage=0.
hauteur_fenetre_facade_etage=0.
largeur_fenetre_facade_etage=0.
hauteur_porte_facade_etage=2.6
largeur_porte_facade_etage=3.5
nb_portes_arriere=2
nb_fenetres_arriere=0
ordre_ouvertures_arriere=[0,0]
hauteur_allege_arriere=0.
hauteur_fenetre_arriere=0.
largeur_fenetre_arriere=0.
hauteur_porte_arriere=2.6
largeur_porte_arriere=4.5
nb_portes_arriere_etage=0
nb_fenetres_arriere_etage=4
ordre_ouvertures_arriere_etage=[1,1,1,1]
hauteur_allege_arriere_etage=1.1
hauteur_fenetre_arriere_etage=1.5
largeur_fenetre_arriere_etage=1.1
hauteur_porte_arriere_etage=0.
largeur_porte_arriere_etage=0.
nb_portes_lat1=0
nb_fenetres_lat1=0
ordre_ouvertures_lat1=[]

hauteur_allege_lat1=0.
hauteur_fenetre_lat1=0.
largeur_fenetre_lat1=0.
hauteur_porte_lat1=0.
largeur_porte_lat1=0.
nb_portes_lat1_etage=0
nb_fenetres_lat1_etage=2
ordre_ouvertures_lat1_etage=[1,1]
hauteur_allege_lat1_etage=1.1
hauteur_fenetre_lat1_etage=1.5
largeur_fenetre_lat1_etage=1.5
hauteur_porte_lat1_etage=0.
largeur_porte_lat1_etage=0.
nb_portes_lat2=0
nb_fenetres_lat2=1
ordre_ouvertures_lat2=[1]
hauteur_allege_lat2=1.1
hauteur_fenetre_lat2=1.5
largeur_fenetre_lat2=1.1
hauteur_porte_lat2=0.
largeur_porte_lat2=0.
nb_portes_lat2_etage=0
nb_fenetres_lat2_etage=1
ordre_ouvertures_lat2_etage=[1]
hauteur_allege_lat2_etage=1.1
hauteur_fenetre_lat2_etage=1.5
largeur_fenetre_lat2_etage=1.5
hauteur_porte_lat2_etage=0.
largeur_porte_lat2_etage=0.
pga_cible=1.0
imposed_time_step=0.01
imposed_duree_simu=25.44
imposed_theta=0.5
imposed_freq_detect=1
imposed_gs_it1=51
imposed_gs_it2=501
imposed_freq_display=10
imposed_freq_write=10
imposed_detection_type=1
imposed_solver_type=2
mortier=0
harpage=1
chainage=0
CVA=0
CVLP=0
CVR=0
CO=0
CHP=0
CHT=0
plancher=1
load_plancher=1
toiture=0
load_toiture=1
sollicitation=0
sens_pushover=0
forme_pushover=1
direction_sollicitation=70
serie=1
direction_principale=1
model_opt=1
chemin_repertoire='/home/taforel/Desktop/MP'

D.3 Fiche synoptique : *LOG_DATA.dat*

Entrées brutes & reparamétrées

Description du Bâtiment
//////////////////////
Le bâtiment est constitué de 2 niveaux (R+1).
La hauteur courante des niveaux est de 3.0 m ramené à :3.0 m soit 15 assises

Description du materiau de construction des murs
//
Les murs sont constitué de briques dont les dimensions sont les suivantes :
- Longueur : 0.4 m
- Largeur : 0.2 m
- Hauteur : 0.2 m

et dont la masse volumique est de 1550.0 kg/m3
Les briques sont assemblées sans mortier (joint sec modelise par une loi de frottement sec

IQS_CLB).
Les briques sont disposées sans joints.

Description de la fondation
//////////////////////////
Le materiau utilise pour la construction de la dalle de fondation a une masse volumique de 2500.0 kg/m3

Description des planchers
/////////////////////////
Les planchers du bâtiment sont rigides.
Il s'agit de planchers lourds (100kg/m2).

Description de la toiture
/////////////////////////
La toiture n'apporte pas de rigidite a la structure : il s'agit d'une toiture souple.
Il s'agit d'une toiture lourde (100kg/m2).

Liaisons Murs et chaînages
/////////////////////////
Les murs du bâtiment sont harpés.
Le bâtiment ne comporte pas de murs de refends.
Les murs du bâtiment ne sont pas chaînés.

Murs Longitudinaux
//////////////////
Description de la géométrie :
****
- Longueur du mur longitudinal = 15.0 m ramené à : 15.0 m soit 75 demi-briques
- Hauteur du mur longitudinal = 3.0 m ramené à : 3.0 m soit 15 assises

Description de la façade du RDC :
****
- Description de la répartition des ouvertures de la façade :
- Nombre de fenêtres en façade au rdc = 2
- Nombre de portes en façade au rdc = 1
- répartition des ouvertures sur la façade du rdc
* ouverture 1 : fenêtre
* ouverture 2 : porte
* ouverture 3 : fenêtre
- Description de la géométrie des ouvertures de la façade :
> Description des fenêtres de la façade :
- Hauteur des allèges des fenêtres de façade du rdc = 1.1 m ramené à : 1.0 m soit 5 assises
- Hauteur des fenêtres de façade du rdc = 1.2 m ramené à : 1.0 m soit 5 assises
- Largeur des fenêtres de façade du rdc = 1.5 m ramené à : 1.4 m soit 7 demi-briques
> Description des portes de la façade :
- Hauteur des portes de façade du rdc = 2.2 m ramené à : 2.0 m soit 10 assises
- Largeur des portes de façade du rdc = 1.1 m ramené à : 1.0 m soit 5 demi-briques

Description de la façade au niveau des étages :
****
- Description de la répartition des ouvertures de la façade au niveau des étages :
- Nombre de fenêtres en façade au r+n = 0
- Nombre de portes en façade au r+n = 1
- répartition des ouvertures sur la façade du r+n
* ouverture 1 : porte
- Description de la géométrie des ouvertures de la façade au niveau des étages :
> Description des fenêtres de la façade au niveau des étages :
Il n'y a pas de fenêtres sur la façade au niveau des étages
> Description des portes de la façade au niveau des étages :
- Hauteur des portes de façade du r+n = 2.6 m ramené à : 2.6 m soit 13 assises
- Largeur des portes de façade du r+n = 3.5 m ramené à : 3.4 m soit 17 demi-briques

Description de la façade arrière du RDC :
****
- Description de la répartition des ouvertures de la façade arrière :
- Nombre de fenêtres a l'arrière au rdc = 0
- Nombre de portes a l'arrière au rdc = 2
- répartition des ouvertures sur la façade arrière du rdc
* ouverture 1 : porte
* ouverture 2 : porte
- Description de la géométrie des ouvertures de la façade arrière :
> Description des fenêtres sur la façade arrière au niveau du rdc :
Il n'y a pas de fenêtres sur la façade arrière au rdc
> Description des portes du rdc sur la façade arrière :
- Hauteur des portes du rdc a l'arrière = 2.6 m ramené à : 2.6 m soit 13 assises
- Largeur des portes du rdc a l'arrière = 4.5 m ramené à : 4.4 m soit 22 demi-briques

Description de la façade arrière du bâtiment au niveau des étages :
****
- Description de la répartition des ouvertures de la façade au niveau des étages :
- Nombre de fenêtres au r+n sur l'arrière = 4
- Nombre de portes au r+n sur l'arrière = 0
- répartition des ouvertures du r+n sur l'arrière
* ouverture 1 : fenêtre
* ouverture 2 : fenêtre
* ouverture 3 : fenêtre
* ouverture 4 : fenêtre
- Description de la géométrie des ouvertures sur l'arrière du bâtiment au niveau des étages :
> Description des fenêtres sur l'arrière au niveau des étages :
- Hauteur des allèges des fenêtres de façade du r+n = 1.1 m ramené à : 1.0 m soit 5 assises
- Hauteur des fenêtres du r+n sur l'arrière = 1.5 m ramené à : 1.4 m soit 7 assises
- Largeur des fenêtres du r+n sur l'arrière = 1.1 m ramené à : 1.0 m soit 5 demi-briques
> Description des portes de la façade arrière au niveau des étages :
Il n'y a pas de portes sur la façade arrière au niveau des étages

Murs Latéraux
//////////

Description de la géométrie :
****
- Longueur des murs latéraux = 7.5 m ramené à : 7.4 m soit 37 demi-briques
- Hauteur des murs latéraux = 3.0 m ramené à : 3.0 m soit 15 assises

Description de la façade latérale 1 du RDC :
****
- Description de la répartition des ouvertures de la façade latérale 1 :
- Nombre de fenêtres en façade latérale 1 au rdc = 0
- Nombre de portes en façade latérale 1 au rdc = 0
- répartition des ouvertures sur la façade latérale 1 du rdc
Il n'y a pas d'ouvertures
- Description de la géométrie des ouvertures de la façade latérale 1 :
> Description des fenêtres de la façade latérale 1 :
- Hauteur des allèges des fenêtres de façade latérale 1 du rdc = 0.0 m ramené à : 0.0 m soit 0 assises
- Hauteur des fenêtres de façade latérale 1 du rdc = 0.0 m ramené à : 0.0 m soit 0 assises
- Largeur des fenêtres de façade latérale 1 du rdc = 0.0 m ramené à : 0.0 m soit 0 demi-briques
> Description des portes de la façade latérale 1 :
- Hauteur des portes de façade latérale 1 du rdc = 0.0 m ramené à : 0.0 m soit 0 assises
- Largeur des portes de façade latérale 1 du rdc = 0.0 m ramené à : 0.0 m soit 0 demi-briques

Description de la façade latérale 1 au niveau des étages :
****
- Description de la répartition des ouvertures de la façade latérale 1 au niveau des étages :
- Nombre de fenêtres en façade latérale 1 au r+n = 2
- Nombre de portes en façade latérale 1 au r+n = 0
- répartition des ouvertures sur la façade latérale 1 du r+n
* ouverture 1 : fenêtre
* ouverture 2 : fenêtre
- Description de la géométrie des ouvertures de la façade latérale 1 au niveau des étages :
> Description des fenêtres de la façade latérale 1 au niveau des étages :
- Hauteur des allèges des fenêtres de façade latérale 1 du r+n = 1.1 m ramené à : 1.0 m soit 5 assises
- Hauteur des fenêtres de façade latérale 1 du r+n = 1.5 m ramené à : 1.4 m soit 7 assises
- Largeur des fenêtres de façade latérale 1 du r+n = 1.5 m ramené à : 1.4 m soit 7 demi-briques
> Description des portes de la façade latérale 1 au niveau des étages :
Il n'y a pas de portes sur la façade latérale 1 au niveau des étages

Description de la façade latérale 2 du RDC :
****
- Description de la répartition des ouvertures de la façade latérale 2 :
- Nombre de fenêtres sur la façade latérale 2 au rdc = 1
- Nombre de portes sur la façade latérale 2 au rdc = 0
- répartition des ouvertures sur la façade latérale 2 du rdc
* ouverture 1 : fenêtre
- Description de la géométrie des ouvertures de la façade latérale 2 :

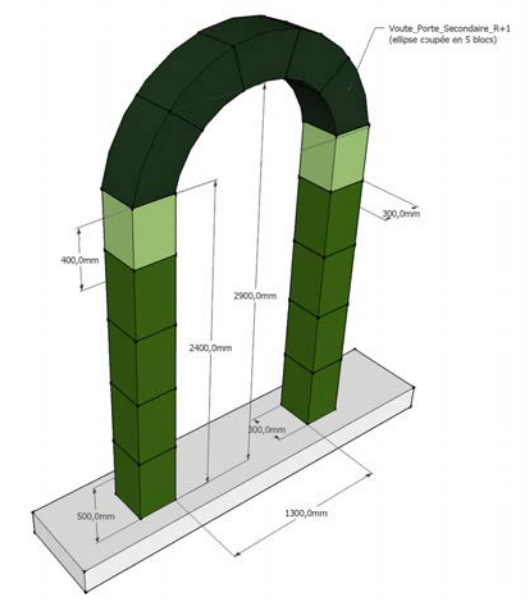
> Description des fenêtres sur la façade latérale 2 au niveau du rdc :
- Hauteur des allèges des fenêtres du rdc sur la façade latérale 2 = 1.1 m ramené à : 1.0 m soit 5 assises
- Hauteur des fenêtres du rdc sur la façade latérale 2 = 1.5 m ramené à : 1.4 m soit 7 assises
- Largeur des fenêtres du rdc sur la façade latérale 2 = 1.1 m ramené à : 1.0 m soit 5 demi-briques
> Description des portes du rdc sur la façade latérale 2 :
Il n'y a pas de portes sur la façade latérale 2 au rdc

Description de la façade latérale 2 du bâtiment au niveau des étages :
****
- Description de la répartition des ouvertures de la façade latérale 2 au niveau des étages :
- Nombre de fenêtres au r+n sur la façade latérale 2 = 1
- Nombre de portes au r+n sur la façade latérale 2 = 0
- répartition des ouvertures du r+n sur la façade latérale 2
* ouverture 1 : fenêtre
- Description de la géométrie des ouvertures sur la façade latérale 2 du bâtiment au niveau des étages :
> Description des fenêtres sur la façade latérale 2 au niveau des étages :
- Hauteur des allèges des fenêtres de façade latérale 2 du r+n = 1.1 m ramené à : 1.0 m soit 5 assises
- Hauteur des fenêtres du r+n sur la façade latérale 2 = 1.5 m ramené à : 1.4 m soit 7 assises
- Largeur des fenêtres du r+n sur la façade latérale 2 = 1.5 m ramené à : 1.4 m soit 7 demi-briques
> Description des portes de la façade latérale 2 au niveau des étages :
Il n'y a pas de portes sur la façade arrière au niveau des étages.

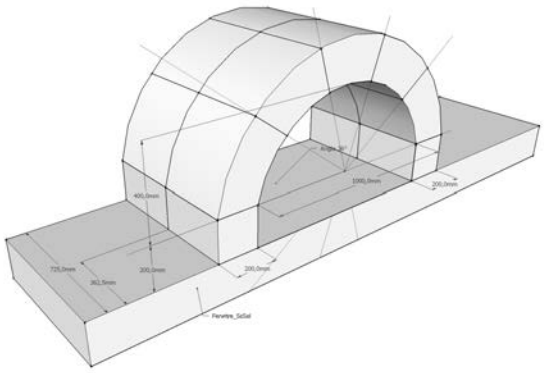
SOLLICITATIONS
//////////////
Le bâtiment est soumis a une charge sismique (accélérogrammes traduits en vitesses et appliqués a la fondation).
La sollicitation est tridirectionnelle. Elle se fait dans les directions X, Y et Z.
La sollicitation suivant la direction X est privilegiée (plus fort pga).

Annexe E

Musée Schoelcher : dimensions caractéristiques



(a)



(b)

Figure E.1 – Ouvertures voûtées : porte du R+1 (a) — voûtes du sous-sol (b)

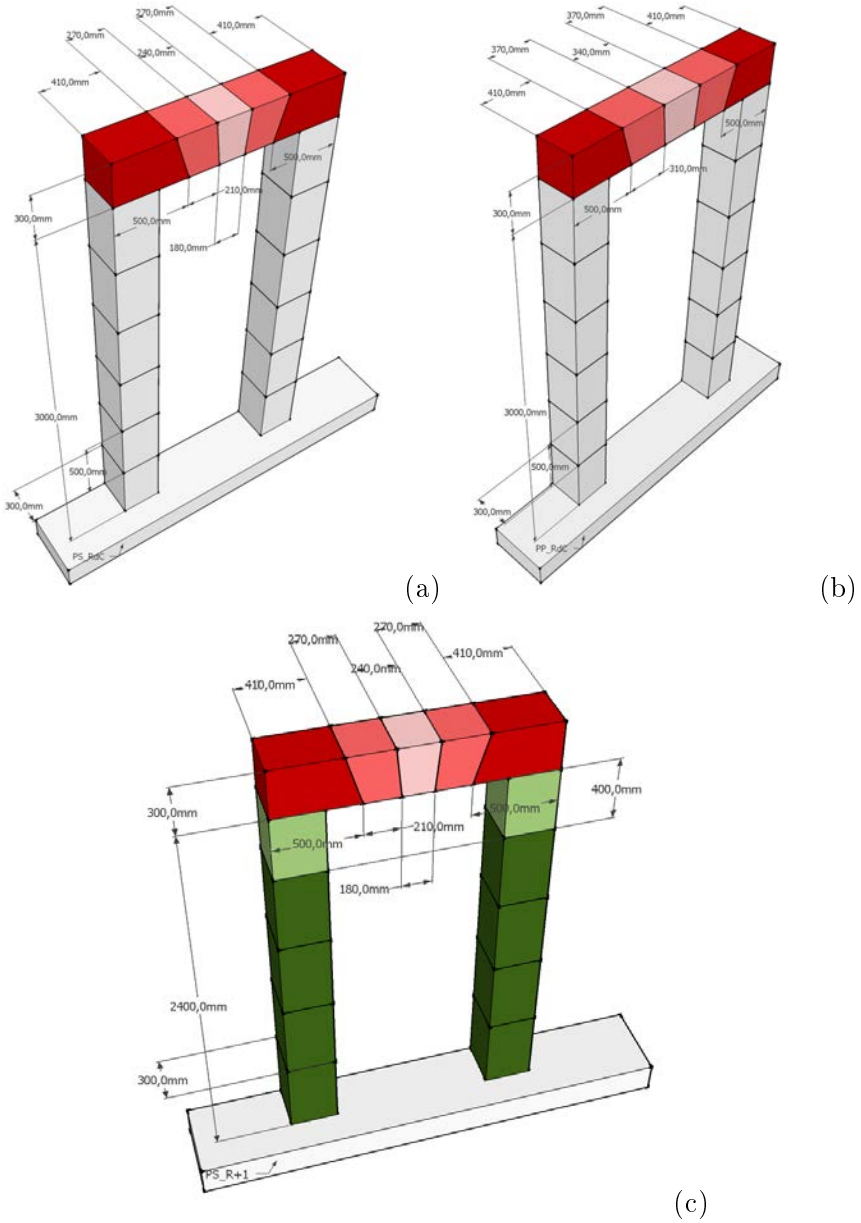
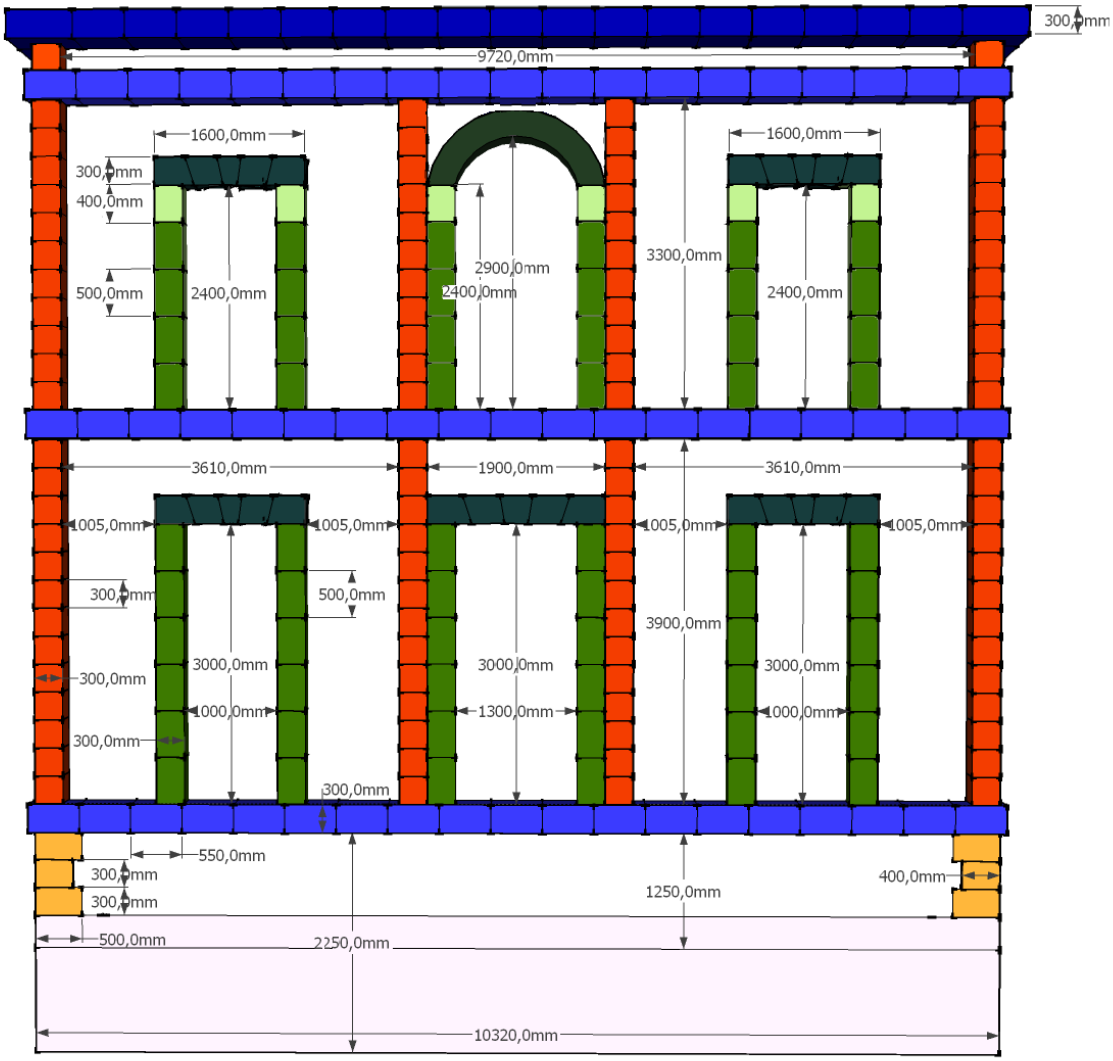
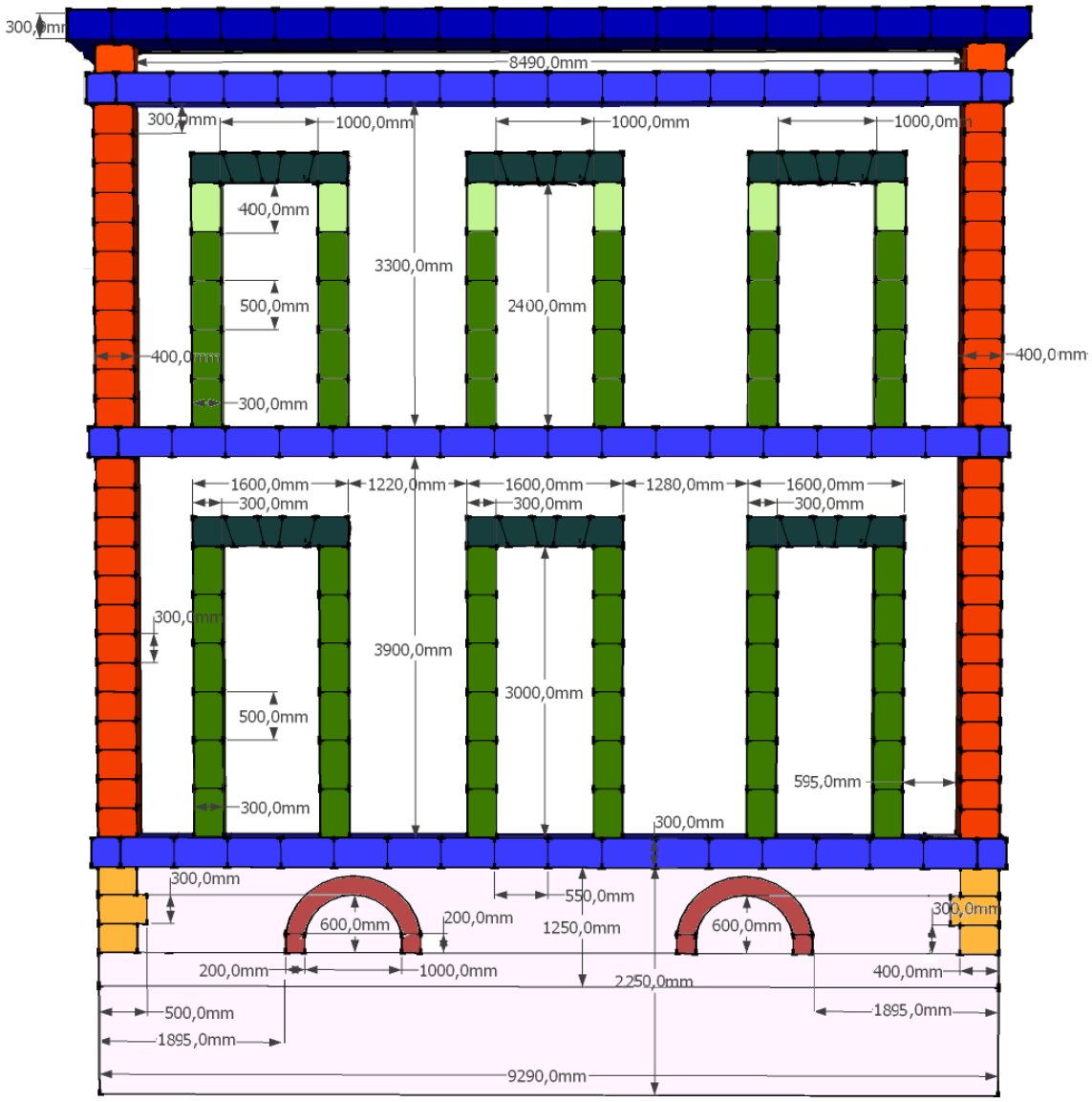


FIGURE E.2 – Portes droites secondaires (a) et principale (b) du rez-de-chausée et du R+1 (c)



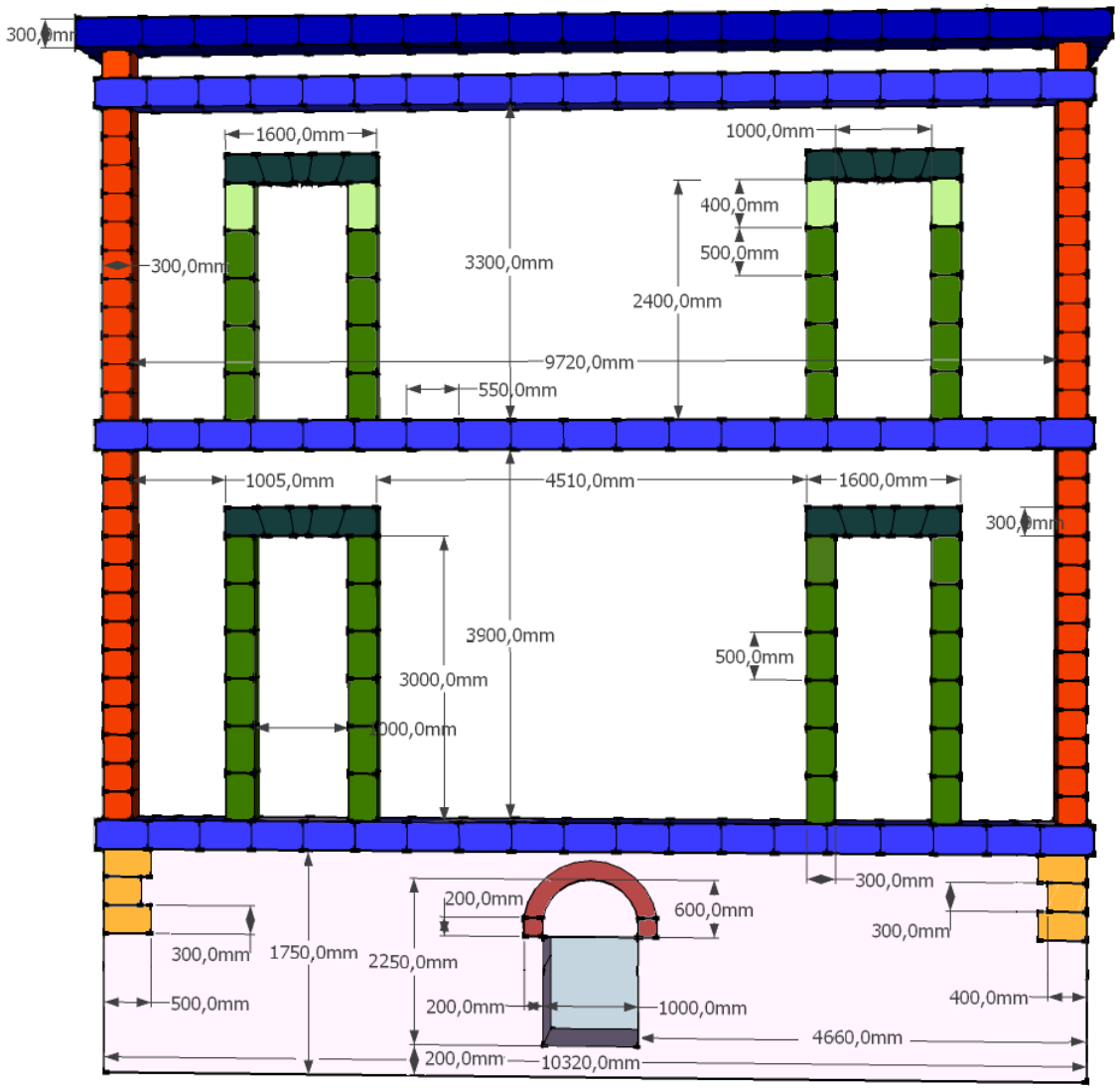
(a)

Figure E.3 – Façade principale du bâtiment



(b)

Figure E.4 – Façades latérales du bâtiment



(c)

Figure E.5 – Façade arrière du bâtiment

Bibliographie

[1] Vincent ACARY. *Contribution à la modélisation mécanique et numérique des édifices maçonnés.* PhD thesis, Université Aix-Marseille II, 2001.

[2] Brahim CHETOUANE. *Approche combinée éléments finis/ éléments discrets pour la modélisation des structures maçonnées.* PhD thesis, Université Montpellier II, 2004.

[3] Robert PERALES. *Modélisation du comportement mécanique par elements discrets des ouvrages maçonnés tridimensionnels. Contribution à la définition d'éléments de contacts surfaciques.* PhD thesis, Université Montpellier II, 2007.

[4] Christian LASSURE. *Construire et restaurer à pierre sèche - L'architecture vernaculaire.* CERAV, Paris, 1996.

[5] Christian LASSURE. *Construire une cabane en pierre sèche : mode d'emploi - Etudes et recherches d'architecture vernaculaire.* CERAV, Paris, 2000.

[6] Christian LASSURE. *La maçonnerie à pierres sèches : Vocabulaire.* Eyrolles edition, 2001.

[7] Christian LASSURE. *Construire ou remonter un mur en pierre sèche : mode d'emploi, Etudes et recherches d'architecture vernaculaire.* CERAV, Paris, 2006.

[8] Vincent KERYVIN. *Contribution à la modélisation de l'endommagement localisé.* PhD thesis, Université de Poitiers, 1999.

[9] J.M. GERE and S.P. TIMOSHENKO. *Mechanics of materials.* PWS-KENT Publishing Co., Boston, Massachussets, 3rd edition, 1990.

[10] J. LEMAITRE and J.L. CHABOCHE. *Mécanique des matériaux solides.* Dunod, Paris, 2ème edition, 1988.

[11] R.J. ATKINSON, B.P. AMADEI, S. SAEB, and S. STURE. Response of masonry bed joints in direct shear. *Journal of Structural Engineering*, pages 2276–2296, 1989.

[12] C. TOURENQ and A. DENIS. La résistance à la traction des roches : études des essais de traction directe et brésilien. Rapport de recherche no 4, Laboratoire des Ponts et Chaussées, 1970.

[13] Q.Z. WANG, X.M. JIA, S.Q. KOU, Z.X. ZHANG, and LINDQVIST P.A. The flattened brazilian disc specimen used for testing elastic modulus, tensile strength end fracture toughness of brittle rocks : analytical and numerical results. *International Journal of Rocks Mechanics and Mining Sciences*, pages 245–253, 2004.

[14] C. FAIRHURST. On the validity of the «brazilian» test for brittle materials. *International Journal of Rocks Mechanics and Mining Sciences*, pages 535–546, 1964.

[15] G. CARDANI and A. MEDA. Flexural strength and notch sensitivity in natural building stones : Carrara and dionysos marble. *Construction and Building Materials*, pages 393–403, 1999.

[16] Kevin BECK and Muzahim AL-MUKHTAR. *The mechanical resistande properties of two limestones from France, tuffeau and Sebastopol.* A.A. Balkema, in : prikryl, r., dimension stone 2004 : new perspectives for a traditional building material edition, 2004.

[17] Kevin BECK and Muzahim AL-MUKHTAR. Multi-scale characterisation of two French limestones used in historic constructions. *International of Restoration of Buildings and Monuments*, pages 219–226, 2005.

[18] Kevin BECK. *Etude des propriétés hydriques et des mécanismes d'altération de pierres calcaires à forte porosité.* PhD thesis, Université d'Orléans, 2006.

[19] A. HENDRY, B. SINHA, and S. DAVIES. Design of Masonry Structures. E et fn spon, an imprint of chapman hall, 2-6 boundary row, london sf1 8hn, uk, first edition. isbn 0-419- 1500-3, 1997.

[20] G. ARMAND, M. BOULON, J.C. JAY, C. PAPADOPOULOS, G. PICAUD, M. REVEILLET, B. REY, and J.F. VERDYS. Monuments under seismic actions. Task number 3 - Interface properties EV5V-CT93-0300. Technical report, Laboratoire Sols Solides Structures HMG INPG CNRS, Grenoble, 1997.

[21] J.C. JAEGER and N.G.W. COOK. *Fundamentals of rocks mechanics.* Chapman and Hall, New-York, 1979.

[22] N. BARTON and V. CHOUBEY. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, pages 1–54, 1977.

[23] S.C. BANDIS, A.C. LUMSDEN, and N.R. BARTON. Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, pages 1–21, 1981.

[24] S.C. BANDIS, A.C. LUMSDEN, and N.R. BARTON. Fundamentals of rock joint deformations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, pages 249–268, 1983.

[25] S.C. BANDIS and N.R. BARTON. Some effects of scale on the shear strength of joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, pages 69–73, 1980.

[26] Number 42 in Studies in Applied Mechanics, editor. *Mechanics of geomaterial interfaces.* SELVADURAI, A.P.S. and BOULON, M.J., elsevier edition, 1995.

[27] Z. MROZ and G. GIAMBANCO. An interface model for analysis of deformation behaviour of discontinuities. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, pages 1–33, 1996.

[28] M.E. PLESHA. *Rock joints : Theory, constitutuve equations.* In : SELVADURAI and BOULON, 1995.

[29] P. TANGUY and P. NOZIERES. *J. Phys.*, pages 1251–1270, 1996.

[30] C. CAROLI and P. NOZIERES. Physics of sliding friction. 1996.

[31] Pierre-Gilles DE GENNES. Répartition des frictions pour un solide soumis à plusieurs contacts. Technical report, Académie des Sciences, Paris, 1997.

[32] P.B. LOURENCO. *Computational strategies for masonry structures.* PhD thesis, Faculdade de Engenharia da Universida de Porto, Portugal, 1996.

[33] J. HEYMANN. The stone skeleton. *International Journal of Solids and Structures*, pages 249–279, 1966.

[34] R. VAN DER PLUIJM. Materials properties and its components under tension and shear. *Proc. 6th Can. Masonry Symp., Sakatoo, Canada*, 1992.

[35] R. VAN DER PLUIJM. Shear behaviour of bed joints. *Proc. 6th North Am Masonry Conf., Philadelphia, Pa*, pages 125–136, 1993.

[36] A.A. HAMID, R.G. DRYSDALE, and A.C. HEIDEBRECHT. Shear strength of concrete masonry joints. *Journal of Structural Division, A.S.C.E.*, pages 1227–1240, 1979.

[37] A.A. HAMID and R.G. DRYSDALE. Proposed failure criteria for concrete block masonry under biaxial stresses. *Journal of Structural Division, A.S.C.E.*, pages 1675–1687, 1981.

[38] P. GUO. *Investigation and modeling of the mechanical properties of masonry.* PhD thesis, Mac Master University, Hamilton, Canada, 1991.

[39] G. HOHHMAN and P. SCHUBERT. Compressive strength of masonry parallel to the bed joints. *in : Proc. 10th. Brick and block Masonry Conf.,*, pages 1453–1462, 1994.

[40] K. WESCHE and A. ILANTZIS. General recommendations for methods of testing load bearing walls. *Materials and Structures, RILEM*, pages 433–445, 1980.

[41] W. MANN and M. BETZLER. Investigation on the effect of different forms of test samples to test the compressive strength of masonry. *in : Proc. 10th. Brick and block Masonry Conf.,*, pages 1305–1313, 1994.

[42] L. BINDA, A. FONTANA, and G. FREIGERIO. Mechanical behaviour of brick masonries derived from unit and mortar characteristics. *in : Proc. 8th Int. Brick and Block Masonry Conf.*, pages 205–216, 1988.

[43] H.P. BACKES. *On the behaviour of masonry under tension in the direction of the bed joints.* PhD thesis, Aachen University of technology, Aachen, Allemagne, 1985.

[44] A.W. PAGE. Finite element model for masonry. *Journal of Structural Engineering*, pages 1267–1285, 1978.

[45] A.W. PAGE. The biaxial compressive strength of brick masonry. *Proc. Instit. Civ. Engrs.*, pages 893–906, 1981.

[46] A.W. PAGE. The strength of brick masonry under biaxial compression- tension. *International Journal of Masonry Constructions*, pages 26–31, 1983.

[47] M. DHANASEKAR, A.W. PAGE, and P.W. KLEEMAN. The failure of brick masonry under biaxial stresses. *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, pages 295–313, 1985.

[48] M. ERNST. Untersuchungen Zun Tragverhalten von bewehrten mauerwerk aus hochlochzieghn research reports. Technical report, VDI series 4, No 137. Dusseldorf : VDI Verlag, 1997.

[49] P.B. LOURENCO and D. OLIVEIRA. Dry joint stone masonry walls subjected to in-plane combined loading. *Journal of Structural Engineering*, pages 1665–1673, 2005.

[50] W. MANN and H. MULLER. Schubtragfahigkeit von gemauerten windnachweises. *Berlin : Ernst Sohn, In : Manerwerk-Kalender 10*, pages 95–114, 1985.

[51] A. GIUFFRE. Sicurezza e conservazione dei centri storici, Il casio Ortigia. Technical report, Editori Laterza, 1993.

[52] LCPC. Technologie des maçonneries. Technical report, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 1981.

[53] J. COIGNET. Arts de bâtir traditionnels : connaissance et techniques de réhabilitation. Technical report, Edisud, 1987.

[54] R. FONTAINE. La maison de pays. Technical report, Editions Seghers, 1977.

[55] D. COMBESCURE. Eléments de bibliographie sur les méthodes d'estimation à grande échelle de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants. Technical report, Rapport CEA DEN Saclay D2MS, SEMT/EMSI/RT/02-032/A, 2002.

[56] P. GUT. La Charpente – Eléments de bas pour la conception et la construction de charpentes légères pour toitures à pans inclinés. Technical report, Série Pédagogique TFM/TVM outil 24, 1993.

[57] V. LABIOUSE. Eléments de cours - Fondations profondes. Technical report, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne - Laboratoire de Mécanique des Roches (EPFL-MRT), 2000.

[58] Pierre-André BOURQUE. Eléments de cours - Structure interne de la Terre. Technical report, Université Laval, Québec, Canada.

[59] C. ARNAL, M. BACOU, JP. GAUTIER, L. MICHELS, F. RIVET, S. SOLAGES, M. DE SOYE, M. TERRIER, and G. VERRHIEST. *Classeur pédagogique sur le risque sismique en région PACA (Provence-Alpes-Côte d'Azur).* 2006.

[60] USGS. Site de l'USGS : Tectonique des plaques.

[61] PRIM.NET. Portail national mis en place par le ministère de l'écologie, du développement et de l'aménagement durable sur la prévention des risques majeurs.

[62] P. BALANDIER. *Sismologie appliquée à l'usage des architectes et des ingénieurs, collection des cahiers parasismique - cahier 4.* éditions Grands Ateliers de l'Isle d'Abeau, 2004.

[63] Robin LACASSIN. Eléments de cours - Types de failles. Technical report, IGP, Institut de Physique du Globe, Paris.

[64] R.M.W. MUSSON, G. GRUNTHAL, and M. STUCCHI. The comparison of macroseismic intensity scales. *J. Seism*, 2009.

[65] PLANSEISME. Site du projet piloté par le ministère de l'écologie, du développement et de l'aménagement durable visant à améliorer les connaissances et la prise en compte du risque sismique.

[66] CEN. Eurocode 8 - EN 1998-1 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Technical report, Comité Européen de Normalisation, 2003.

[67] CEN. Eurocode 8 - EN 1998-3 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 3 : Evaluation et renforcement des bâtiments. Technical report, Comité Européen de Normalisation, 2005.

[68] CEN. Eurocode 6 - EN 1996-1-1 : Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 1-1 : règles générales - Règles pour maçonnerie armée et non armée. Technical report, Comité Européen de Normalisation, 1996.

[69] AFNOR. Norme française, NF P 06-013 ; Règles De Construction Parasismique - Règles PS Applicables Aux Bâtiments - PS 92. Technical report, Association Française de Normalisation, 1995.

[70] Réseau National de Surveillance Sismique. RéNaSS : fédération des réseaux régionaux de surveillance sismique placés sous la responsabilité des observatoires des Sciences de l'Univers et de laboratoires CNRS.

[71] AFPS. Cahier technique 25 : vulnérabilité du bâti existant, analyse à grande échelle. Technical report, Association Française du Génie Parasismique, 2005.

[72] A. COBURN. Models of vulnerability. *9th Regional Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turquie*, 1982.

[73] M. ZACEK. *Construire parasismique : risque sismique, conception parasismique des bâtiments, réglementation.* Editions Parenthèses, 1996.

[74] M. ZACEK. *Vulnérabilité et renforcement, collection des cahiers parasismique - cahier 2.* Editions Grands Ateliers de l'Isle d'Abeau, 2004.

[75] M. ZACEK. *Guide d'évaluation de la présomption de vulnérabilité au séismes des bâtis existants, cas des constructions en maçonnerie et béton armé, collection des cahiers parasismique - cahier 2-a.* Editions Grands Ateliers de l'Isle d'Abeau, 2004.

[76] CE. EMS-98 European Macrosismic Scale (1998) : Accord partiel ouvert en matière de protection et d'organisation de secours contre les risques naturels et technologiques majeurs. Technical report, Conseil de l'Europe, 1998.

[77] FEMA. Rapid Visual screening of buildings for potential seismic hazards : a handbook. Technical report, Building Seismic Savety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washiongton D.C., 1988.

[78] FEMA. Handbook for the seismic evaluation of existing buildings. Technical report, Building Seismic Savety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washiongton D.C., 1998.

[79] ATC. Earthquake damage evaluation data for California (ATC-13). Technical report, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1985.

[80] ATC. Rapid Visual screening of buildings for potential seismic hazards : a handbook (ATC-21). Technical report, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1988.

[81] ATC. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings (ATC-40). Technical report, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.

[82] Risk-UE. An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. Technical report, Projet Européen, 2003.

[83] GNDT. Rischio Sismico di Edifici Pubblici - Parte I : aspetti metodologici. Technical report, Cento Servizi Quasco, Bologna, 1993.

[84] Fazia FOUCHAL. *Contribution à la modélisation numérique des interfaces dans les structures maçonnées.* PhD thesis, Université de Reims, Champagne-Ardenne, 2006.

[85] *3MURI - User manual - release 4.0.0.*

[86] D. D'AYALA and E. SPERANZA. Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of masonry structures. *Earthquake Spectra, Volume 19, Issue 3*, pages 479–509, 2003.

[87] M. ROTA, A. PENNA, and G. MAGENES. A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses. *Engineering Structures*, 32(5) :1312–1323, May 2010.

[88] A. GALASCO, S. LAGOMARSINO, and A. PENNA. TREMURI Program : Seismic Analyser of 3D Masonry Buildings. Technical report, University of Genoa, 2006.

[89] C. CALDERINI and S. LAGOMARSINO. A continuum model for in-plane anisotropic inelastic behaviour of masonry. *Journal of Structural Engineering ASCE*, pages 209–220, 2008.

[90] C. CALDERINI, S. CATTARI, and S. LAGOMARSINO. In plane seismic response of unreinforced masonry walls : comparison between detailed and equivalent frame models. *COMPDYN2009 - ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 2009.

[91] SIA. Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants - Introduction au cahier technique SIA 2018. Technical report, Société Suisse des Ingénieurs et Architectes, 2005.

[92] Kerstin LANG. *Seismic vulnerability of existing buildings.* PhD thesis, Institute of Structural Engineering - Swiss Federal Instituite of Technology, 2002.

[93] A. KARBASSI and P. LESTUZZI. Seismic risk for existing buildings in Switzerland – development of fragility curves for masonry buildings. Technical report, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland, report prepared for the Federal Office for the Environment, 2012.

[94] P. FAJFAR. A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra*, 2008.

[95] T. SALONIKIOS, C. KARAKOSTAS, V. LEKIDIS, and A. ANTHOINE. Comparative inelastic pushover analysis of masonry frames. *Engineering Structures 25*, pages 1515–1523, 2003.

[96] Anil K. CHOPRA and Rakesh K. GOEL. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3) :561–582, March 2002.

[97] S. LAGOMARSINO. On the vulnerability assessment of monumental buildings. *Bull. Earthq. Eng., 4*, pages 445–463, 2006.

[98] A. CECCHI and K. SAB. A multi-parameter homogenization study for modeling elastic masonry. *European Journal of Mechanics - A/Solids, Vol.21*, pages 249–268, 2002.

[99] A. CECCHI and K. SAB. Out of plane model for heterogeneous periodic materials : the case of masonry. *European Journal of Mechanics - A/Solids, Vol.21*, pages 715–746, 2002.

[100] R. LUCIANO and E. SACCO. Homogenization technique and damage model for old masonry material. *International Journal of Solids and Structures, Vol.34*, pages 3191–3208, 1997.

[101] G. MILANI, P.B. LOURENCO, and A. TRALLI. Homogenised limit analysis of masonry walls, Part I : Failure surfaces. *Computers & Structures, Vol.- 84*, 2006.

[102] EDF. Modèle d'endommagement de MAZARS. Technical report, Code_Aster manuel de référence, Fascicule r7.01 : Modélisations pour le Génie Civil et les géomatériaux, 2012.

[103] J. HEYMANN. Spires and fan vaults. *International Journal of Solids and Structures*, pages 243–257, 1967.

[104] S. MARFIA and E. SACCO. Numerical procedure for elasto-plastic no-tensionmodel. *Int. J. for Computational Methods in Eng. Science and Mechanics, Vol. 6*, pages 187–199, 2005.

[105] L. GAMBAROTTA and S. LAGOMARSINO. On dynamic response of masonry panels. *in Gambarotta L. (ed.) Proc. Nat. Conf. «Masonry mechanics between theory and practice», Messina*, 1996.

[106] M. BAGNERIS, F. DUBOIS, A. MARTIN, R. MOZUL, and P. TAFOREL. De l'intérêt de la courbure dans les interfaces : application aux structures en pierre. *10ème Colloque National en Calcul des Structures*, 2011.

[107] M. BAGNERIS, F. DUBOIS, A. MARTIN, and R. MOZUL. Potentialités des modèles numériques discrets pour le calcul des structures en pierre. *Conf. Atelier de la Pierre d'Angle - Brignoles*, 2011.

[108] P.A. CUNDALL. A computer model for simulating progressive large scale movements of blocky rock systems. *in Symposium of the International Society of Rock Mechanics, volume 1*, pages 132–150, 1971.

[109] P.A. CUNDALL and STRACK O.D.L. A discrete numerical model for granular assemblies. *Geotechnics, 29 (1)*, pages 47–65, 1979.

[110] F. DUBOIS. Lmgc90.

[111] F. DUBOIS and M. RENOUF. Discrete element methods for the simulation of divided media, lmgc90's manuals, 2008.

[112] F. DUBOIS and M. JEAN. Une plateforme de développement dédiée à la modélisation des problèmes d'intéraction. *In M. Pottier-Ferry, M. Bonnet et A. Bignonnet, éditeurs : 6ème Colloque National en Calcul des Structures, Giens, volume 1*, pages 111–118, 2003.

[113] J.J. MOREAU. Unilateral contact and dry friction in finited freedom dynamics. *CISM Races and Readings, 302 Springer-Verlag*, pages 1–82, 1988.

[114] M. JEAN and J.J. MOREAU. Unilaterality and dry friction in the dynamic of rigid body collections. *Proc. Contact Mechanics Int. Symp., Edt A. Curnier*, pages 31–48, 1992.

[115] M. JEAN. Frictional contact in collections of rigid and deformable bodies : numerical simulation of geomterials. *Mechanics of geomaterials Interfaces*, pages 463–486, 1995.

[116] M. JEAN. The non-smooth contact dynamic method. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, pages 235–257, 1999.

[117] F. RADJAI and F. DUBOIS. *Discrete-Element Modeling of Granular Materials.* ISTE Ltd and John Wiley & Sons Inc, 2011.

[118] F. DUBOIS, M. JEAN, M. RENOUF, R. MOZUL, A. MARTIN, and M. BAGNERIS. Lmgc90. *10ème Colloque National en Calcul des Structures*, 2011.

[119] Python.

[120] Laurent STAINIER. MATLIB v.3 Reference Manual. Technical report, Université de Liège, Belgique, 2007.

[121] LAPACK. Linear algebra package.

[122] Siconos.

[123] M. RENOUF and P. ALART. Conjugate gradient type algorithms for frictional multi-contact problems : applications to granular materials. *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg., vol. 194*, pages 2019–2041, 2005.

[124] B. CAMBOU, M. JEAN, and F. RADJAI. *Micromechanics of Granular Materials.* Wiley-ISTE, 2009.

[125] M. JEAN. Stability of multibodies with frictional unilateral contact. *ECCOMAS Thematic Conference, Multibody Dynamics 2005*, 2005.

[126] Yann MONERIE. *Fissuration des matériaux composites : rôle de l'interface fibre/-matrice.* PhD thesis, Université de la Méditerranée (Aix-Marseille II), 2000.

[127] Assunta VENNERI. *Comportamento a taglio di elementi murari rinforzati con compositi FRCM on fibre natural.* PhD thesis, Università della Calabria, Italia, 2012.

[128] T.T. BUI and A. LIMAM. Modélisation expérimentale et numérique du comportement des voiles en maçonnerie soumis à des chargements hors plan. *10ème Colloque National en Calcul des Structures, CSMA*, 2011.

[129] L.F. RESTREPO-VELEZ and G. MAGENES. Static tests on dry stone masonry and evaluation of static collapse multipliers. Technical report, ROSE 2010/02, Iuss Press, Pavia, Italy, 2010.

[130] A. LOZOWSKI, L. DARIDON, F. DUBOIS, and S. PAGANO. The velocity decomposition formalism for the dynamics of a soild with small deformability and the corresponding numerical method. *Computational Mechanics - submitted.*

[131] CUR. Structural masonry : a experimental/numerical basis for practical design rules. Technical report, Report 171, CUR, Gouda, The Netherlands, 1994.

[132] T.M.J. RAIJMAKERS and A.Th. VERMELTFOORT. Deformation controlled tests in masonry shear walls. Technical report, Report B-92-1156, TNO-Bouw, Delft, The Netherlands, 1992.

[133] A.Th. VERMELTFOORT and T.M.J. RAIJMAKERS. Deformation controlled tests in masonry shear walls, Part 2. Technical report, Report TUE/BKO/93.08, Eindhoven University of Technology, Eindhoven, The Netherlands, 1993.

[134] Damien ICETA. *Simulation numérique de la dynamique des systèmes discrets par décomposition de domaine et application aux milieux granulaires.* PhD thesis, Université de Montpellier 2), 2010.

[135] V. VISSEQ, A. MARTIN, D. DUREISSEIX, F. DUBOIS, and P. ALART. Distributed Nonsmooth Contact Domain Decomposition (NSCDD) : algorithmic structure and scalability. *21th Domain Decomposition International Conference, Rennes - France*, 2012.

[136] V. VISSEQ, A. MARTIN, D. ICETA, E. AZEMA, D. DUREISSEIX, and P. ALART. Dense granular dynamics analysis by a domain decomposition approach. *Computational Mechanics*, 49(4) :709–723, 2012.

[137] F. DUBOIS and A. MARTIN. Rapport scientifique - projet DEGRIP. Technical report, Laboratoire de Mécanique et du Génie Civile (LMGC), 2012.

[138] A. MARTIN, V. VISSEQ, P. TAFOREL, and F. DUBOIS. Décomposition de domaine pour le calcul des maçonneries. *11ème Colloque National en Calcul des Structures, CSMA, Giens, résumé soumis*, 2013.

[139] A. MARTIN, M. BAGNERIS, F. DUBOIS, and R. MOZUL. Conception d'un outil adapté à la mise en données des systèmes discrets. *10ème Colloque National en Calcul des Structures, CSMA*, 2011.

[140] F. DUBOIS. Rapport scientifique - GANIL. Technical report, Laboratoire de Mécanique et du Génie Civile (LMGC), 2012.

[141] Michel BRUN. *Contribution à l'étude des effets endommageants des séismes proches et lointains sur des voiles en béton armé : approche simplifiée couplant la dégradation des caractéristiques dynamiques avec un indicateur de dommage.* PhD thesis, Institut National des Sciences Aplliquées (INSA) de Lyon, 2002.

[142] François DUNAND. *Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique des structures de génie civil.* PhD thesis, Université Joseph Fourier, Grenoble I, 2005.

[143] MICHEL, C. and GUEGEN, P. Time-frequency analysis of transitory/permanent frequency decrease in civil engineering structures during earthquakes. *Structural Health Monitoring 9*, pages 159–171, 2010.

[144] Darius SEYEDI, Pierre GEHL, Maxime ANSTETT, and Serigne SY. Développement d'une méthodologie stochastique pour la construction des surfaces de fragilité sismique pour des bâtis courants.

[145] A. RIBES and C. CAREMOLI. Salome platform component model for numerical simulation. *31st Annual International Computer Software and Applications Conference*, 2 :553–564, 2007.

[146] C. GEUZAINE and J.-F. REMACLE. Gmsh : a 3-d finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 79 :1309–1331, 2009.

[147] A. MARTIN, M. BAGNERIS, F. DUBOIS, and R. MOZUL. Le préprocesseur de LMGC90 : Support de cours (Formation juin 2011) . Technical report, Laboratoire de Mécanique et Génie Civile, 2011.

Table des figures

1 Diversité des structures en maçonnerie : des structures complexes héritées du passé à des bâtisses rudimentaires contemporaines : Arênes de Nîmes (a), Pont du Gard –détail– (b), favela de Rocinha (c) et de Salvador Bahia -détail- (d) au Brésil 4

2 Organisation du manuscrit 11

3 Illustration de la diversité des ouvrages maçonnés : habitations, ouvrages de soutènement, *etc.* 16

1.1 fours à foyer (a), intermittents (b), continus (c), tunnels (d) 19

1.2 Mur réalisé en moellons (a), Détail du Colisée de Rome : mur de briques surplombant une voûte en pierres de taille (b) 21

1.3 Abbaye aux Hommes (a), Abbaye aux Dames (b), Mémorial pour la Paix, Caen, Calvados. (c) 21

1.4 Coupe d'un mur en pierre sèche (illustration C. Lassure) 22

1.5 Illustration du rôle des joints : action contre le phénomène de poinçonnement 23

1.6 Types de joints rencontrés dans les maçonneries 26

1.7 Terminologie de la brique : Brique en panneresse (jaune), brique en boutisse (vert) 26

1.8 Vocabulaire de la brique et disposition 27

1.9 Appareil en panneresse - Parement (alternance de rangées de briques en panneresse) - Epaisseur (une demie ou une brique) 28

1.10 Appareil flamand : Parement (alternance de rangées présentant des briques en panneresse et en boutisse) - Epaisseur (deux briques) 28

1.11 Appareil a claire-voie 29

1.12 Appareil en pose carrelage 29

1.13 Alignement de joints verticaux : coup de "sabre" 29

1.14 *Opus reticulatum* (a) - *Opus testaceum* (b) 31

1.15 Appareils variés : Appareil frustre (en haut à gauche) - appareils en panneresse double (au centre en haut et au milieu) régulier (en haut) et irrégulier (au centre) - appareil de type anglais/français au centre en bas (appareil régulier) - opus caementicium avec, en parement, un appareil reticulatum (en bas à gauche), un appareil sur le chant, alternativement dressé et couché (irrégulier) (en haut à droite) et un appareil en panneresse simple (en bas à droite) 32

1.16 Appareil en épi 33

1.17 Mur en moellons à épaisseur simple à gauche et double au centre – Murs en galets à droite 34

1.18 Exemples d'appareillage en maçonneries mixtes : dans ces exemples, le matériau de remplissage privilégié est la brique. D'autres matériaux peuvent être utilisés à ces fins tels que des moellons de tout-venant (illustration en haut à droite). Description des appareils présentés : Appareil mixte en panneaux (en haut à gauche) – Chaînage d'angles avec remplissage briques ou pierres de tout-venant (en haut à droite) – Appareil mixte à bandes (en bas à gauche) – Appareil mixte en damier (en bas au centre) – Chaînage vertical dans un mur (en bas à droite) 35
1.19 Exemples d'appareillage en maçonneries mixtes : chaînage briques remplissage silex (Montainville, Beauce) (a) - Colisée (Rome) : chaînage pierres de taille remplissage briques (b) 35
1.20 Constructions contemporaines en agglos (à gauche) et en briques de terre cuite (à droite) 36
1.21 Types de blocs de béton : de gauche à droite, blocs d'angle et de coupe (blocs de chaînage), bloc d'about et bloc linteau 37
1.22 Exemple d'une construction individuelle classique en maçonnerie chaînée (à gauche) – Détail d'un angle de mur (à droite) 37
1.23 Typologie des blocs de terre cuite : de gauche à droite, bloc normal, bloc de chaînage, bloc de cassure d'angle, bloc tableau et bloc linteau 37
1.24 Presse triaxiale (a) – schéma de principe du test uniaxial (b) et photographie d'une éprouvette en cours de test avec dispositif de mesure de la déformabilité latérale (c) 40
1.25 Schéma de principe (a) et photographie (b) (essai Brésilien ou essai de traction indirecte) 41
1.26 Influence de la direction du lit de pose par rapport au lit de carrière sur la résistance mécanique en compression et en traction 43
1.27 Blocs en béton aggloméré : distinction entre section "brute" et section "nette" 43
1.28 Propriétés mécaniques des joints suivant le dosage (source AFNOR) (a) – Relation entre diminution de la résistance par ajout de chaux et augmentation du pouvoir de rétention d'eau (b) 45
1.29 Moule Prismatique (a) – Dispositif d'essai de traction par flexion (b) 46
1.30 Profils de rugosité de la pierre et valeur du JRC équivalent d'après Barton et Choubey ([22]) (a) et exemples de pierres avec leur coéfficient de rugosité (d'après Bhowmik et Dutta (2004) (b) 47
1.31 Dispositif expérimental de mesure de rugosité des pierres 48
1.32 Solide glissant sur un plan incliné avec deux régions de contact A et B de propriétés différentes 49
1.33 Détail des remparts, Carcassonne, Cité médiévale (a) - Mur de soutènement, Lascours (b) 49
1.34 Tests de qualification des interfaces blocs/mortier sur des micro-assemblages (a) - Triplette (b) 49
1.35 Modes de rupture au niveau de l'interface blocs/joints 50
1.36 Energies de rupture des interfaces, d'après Van Der Pluijm : (a) dispositif essai de traction, (b) dispositif essai de cisaillement et forces appliquées au spécimen durant le test, diagrammes contrainte-déplacement pour une brique d'argile en traction (c) et en cisaillement pour différentes pressions de confinement (d) (l'aire hachurée representant l'enveloppe de trois tests), et (e) énergie de fracturation mode II (G_f^{II}) en fonction de différentes pressions de confinement. 51

1.37 Comportements aux interfaces blocs/mortier (d'après Acary [1]) : comportement normal en traction directe (a), comportement tangent en cisaillement (b) . . . 51
1.38 Comportement de la maçonnerie sous l'effet d'un effort normal aux joints horizontaux : (a) Spécimen RILEM et (b) Diagramme contrainte - déformation d'un essai de compression sur un prisme de maçonnerie ($500 \times 250 \times 600mm^3$) pour plusieurs valeurs de résistance à la compression du mortier f_{m0} (d'après [40]) . . . 53
1.39 Essai de traction dans la direction parallèle aux joints horizontaux d'après Backes [43] : (a) Dispositif de l'essai de traction, (b) Diagramme contrainte-déplacement pour un essai de traction suivant la direction parallèle aux joints horizontaux avec en -a- une rupture induite par le glissement dans les joints horizontaux et une perte d'adhérence dans les joints verticaux, et en -b- une rupture totale des joints et des briques . . . 54
1.40 Enveloppe de résistance de la maçonnerie en fonction de l'inclinaison du chargement biaxial (test de double compression d'après Page) . . . 54
1.41 Tests traction compression réalisés par Page . . . 55
1.42 Modes de ruptures sous chargements biaxiaux de panneaux de maçonnerie en fonction de l'inclinaison du chargement d'après Dhanasekar et *al.* [47] . . . 56
1.43 Modes de ruptures par cisaillement d'un panneau de maçonnerie . . . 56
1.44 Influence de la charge verticale sur les ruptures par cisaillement de panneaux de maçonnerie (d'après Lourenço [49]) : résultats des essais pour des chargements verticaux de 30, 100, 200 et 250 kN (2 essais par chargement) . . . 57
1.45 Enveloppe des différents cas de rupture et modes de rupture associés (d'après Mann et Muller [50]) . . . 58

2.1 Exemples de chaînes d'angle en maçonnerie et pierres taillées (Giuffré [51]) . . . 62
2.2 Chaînages d'angles : en plaque de granite bosselé (a), en moellons (b), en briques (c) et en béton (d) . . . 62
2.3 Chaînage de refend sur un mur en blocs de béton aggloméré . . . 63
2.4 Chaînages horizontaux : coulage d'une poutre (a) et chaînage horizontal en brique (remplissage silex) (b) . . . 63
2.5 Arc segmentaire (a), jambages harpés en brique (b), arc et clef de voûte (c) 64
2.6 Liaisons murs de moellons [52] . . . 64
2.7 Murs de refend non liés/harpés – Angles de murs harpés et non harpés (d'après Coignet [53]) . . . 65
2.8 Types de harpage . . . 65
2.9 Planchers sur 2 et 4 appuis . . . 66
2.10 Exemples de planchers en bois (planchers à la française) d'après Fontaine ([54] . . . 68
2.11 Liaisons poutres / murs (d'après Coignet [53]) . . . 69
2.12 Connexions poutres/murs renforcées par des pièces métalliques visibles ou non du parement (d'après Coignet [53]) . . . 69
2.13 Exemples d'ancrages de poutrelles métalliques dans la maçonnerie [55] . . . 69
2.14 Exemples de planchers coulés en place (schémas de principe) . . . 70
2.15 Exemple de charpente traditionnelle (pièces et assemblage) . . . 71
2.16 Charpente à fermettes avec combles perdus . . . 72
2.17 Ferme «Latine» . . . 73
2.18 Fermes en "A" . . . 73

2.19 Assemblages triangulés ou à poutraison : Travail en flexion d'un système à poutraison (a) et en traction/compression d'un système triangulé (b) – Déformabilité des systèmes triangulés et non triangulés (c) – Exemple de ferme triangulée (ferme en W) (d) (illustrations [56]) 74
2.20 Charpente sans fermes ni fermettes 74
2.21 Exemples de structures de charpente (illustrations Coignet [53] et Fontaine [54]) 75
2.22 Toitures en chaume, bois et pierre 76
2.23 Toitures en bardeaux d'asphalte 76
2.24 Toiture en ardoise 77
2.25 Toitures en zinc 77
2.26 Tuiles «canal», tuiles plates, tuiles à emboitement 77
2.27 Tuile béton 78
2.28 Schéma de principe d'ancrage de la charpente dans la maçonnerie (a), crosses d'ancrage (b), exemple d'ancrage dans une maçonnerie de blocs en béton aggloméré (c) 79
2.29 Schéma de principe du contreventement d'une charpente 80
2.30 Toiture indépendante de la maçonnerie 81
2.31 Profondeur des fondations 82
2.32 Semelle filante (a) et semelle isolée (b) 82
2.33 Coffrage d'un radier 83
2.34 Mode de travail des pieux [57] 83

3.1 Structure interne de la Terre (a) et détail (b) (d'après [58]) 87
3.2 Croûte terrestre et mécanismes inter plaques (Arnal et *al.* [59]) 87
3.3 Mise en évidence de la corrélation entre la limite des plaques lithosphériques (illustration USGS *United States Geological Survey* [60]) (a) et la localisation des séismes [61] (b) 88
3.4 Types de failles et mécanismes de rupture associés (illustration R. Lacassin [63]) : (a) faille normale, (b) faille inverse et (c) faille décrochante 89
3.5 Essaim de séismes enregistré à proximité du volcan Santorini (Grèce) 89
3.6 Caractéristiques physiques du phénomène sismique 91
3.7 Ondes sismiques : types (a) et propagation (b) 92
3.8 Types d'ondes volumiques (a) et surfaciques (b) - Identification des différents types d'ondes sismiques sur un sismogramme (c) 93
3.9 Critères non-prédictifs pour conversion en EMS-98 des trois principales échelles macrosismiques de Mercalli utilisées pour les corrélations entre intensité et indicateur de mouvement du sol (d'après Musson et *al.* [64] – «_a » indique les intensités qui ne représentent pas directement la puissance des mouvements du sol (ex. rupture en surface) ou qui atteignent un niveau de saturation de l'échelle. 95
3.10 Risque sismique : l'expression de la réponses des enjeux aux agressions sismiques 96
3.11 Carte de sismicité localisant les épicentres de l'ensemble des séismes recensés en France entre 1980 et 2009 [70] 97
3.12 Le zonage PS92 de l'aléa sismique en vigueur depuis 1991 [61] (a) et nouvelle carte d'aléa sismique non applicable actuellement EC8 [65] (b) 98

3.13 Fonctions de vulnérabilité pour divers types de constructions (d'après Coburn [72]) : dommages nuls (D0), dommages faibles (D1), dommages modérés (D2), dommages importants (D3), effondrement partiel (D4), effondrement total (D5) 101
3.14 Principaux facteurs de vulnérabilité des structures : irrégularités (a), élancement des structures (b), manque ou mauvaise disposition des éléments de contreventement (c), présence de niveaux souples (d), effets poteaux courts (détail) (e) et dysfonctionnement des joints de fractionnement (f) 103
3.15 Aspects quantitatifs liés à l'utilisation de la terminologie EMS98 dans la description des dommages (d'après [76]) 104
3.16 Définition des types de fissures pour les murs porteurs en maçonnerie : 1- fissuration verticale des linteaux, 2- fissuration diagonale des linteaux, 3- fissuration diagonale des trumeaux, 4- écrasement localisé de la maçonnerie, 5- fissuration horizontale en tête et/ou pieds de trumeau, 6-7- fissuration verticale au niveau de la jonction de 2 murs, 8- chute de matériau provenant des appuis des poutres de plancher, 9- fissuration importante, détachement ou expulsion de matériau à la jonction de 2 murs extérieurs 110
3.17 Principales actions des séismes sur les structures (d'après [84]) 111
3.18 Sollicitation en plan [85] : rupture en cisaillement (a) — rupture en flexion (b) 112
3.19 Sollicitation hors plan d'après Giuffré [51] : renversement des murs (a) — rupture des murs de contreventement dans leur plan (b) 113
3.20 Description des mécanismes de ruptures intervenant lors de sollicitations hors plan (d'après D'Ayala et Speranza [86]) 114

4.1 Cas d'étude situé à Benevento (d'après Rota et *al.* [87]) : photographie (a) et plan d'un étage (b) 120
4.2 Résultats de la deuxième série d'analyses (d'après Rota et *al.* [87]) : en gris clair, la réponse des 1000 tirages procédés avec identification, en noir, de la réponse moyenne et de la réponse moyenne +/- un écart type 121
4.3 Point de fonctionnement et endommagement d'une structure déterminés par la mise en regard de la courbe de réponse du bâtiment et d'une courbe de demande 122
4.4 Courbes de réponse statique (a) et dynamique (b) 123
4.5 Carte de fissuration (modélisation par éléments finis) (a) et carte de dommages macroscopiques (modélisation par FME) (b), d'après Calderini et *al.* ([89], [90]) 124
4.6 Etude mécanique et estimation du dommage sur un bâtiment en maçonnerie à Lausanne, Suisse (d'après Karbassi *et al.* [93]) : photographie d'un des bâtiments étudiés (a), localisation des dommages de niveau D1 dus à l'apparition de ruptures en traction (b) et synthèse des niveaux de dommages atteints pour différents chargements 125
4.7 Distribution simplifiée des efforts latéraux (LFM) 127
4.8 Forme du spectre de réponse élastique $S_e(T)$ en fonction des paramètres a_g, T_B, T_C, T_D, η et S (d'après [66]) 128
4.9 Spectres de réponse élastique $S_e(T)$ pour les différents types de sols et de sites ($\eta = 1$, amortissement de 5 %) : (a) séismes lointains, $M_S \geq 5.5$ - spectres de Type 1, (b) séismes proches, $M_S \leq 5.5$ - spectres de Type 2 (d'après [66]) 130

4.10 Spectres de réponse élastique en accélération $S_e(T)$ et en déplacement $S_{De}(T)$ (notés respectivement $S_{ae}(T)$ et $S_{de}(T)$ ici) pour un amortissement de 5 % exprimés dans un format traditionnel (a) et dans l'espace ($S_e(T)$, $S_{De}(T)$) (b) [94] . . . 131
4.11 Courbe de capacité (F_B, u_n) pour le système MDOF et diagrammes de capacité correspondant pour le SDOF équivalent dans les espaces (F^*, d^*) et (S_a, d^*) . . . 132
4.12 Spectres inélastiques permettant la prise en compte de la non-linéarité de la structure dans le spectre de demande [94] . . . 133
4.13 Détermination du point de performance encore appelé point de fonctionnement 133
4.14 Géométrie des deux cas d'étude : 1 bay (a) et 7 bays (b) (d'après Salonikios et *al.* [95]) . . . 134
4.15 Courbes de capacité obtenues pour trois modélisations différentes — (a) simplifiée (S), (b) continue (C) et (c) discrète (D) — pour les deux cas d'étude : 1 bay colonne de gauche et 7 bays colonne de droite (d'après Salonikios et *al.* [95]) . . . 135
4.16 Détail du modèle 3D de l'église Santa Maria del Mar à Barcelone (projet RISK-UE (d'après Lagomarsino [97])) . . . 136
4.17 Evolution des propriétés mécaniques en fonction d'un paramètre d'endommagement scalaire d . . . 137
4.18 Faciès de rupture observés à l'issue de 3 essais de pushover différents (ACC, LOAD, MODE) sur deux structures différentes (1bay et 7bay) et valeurs du paramètre de dommage (d'après Salonikios et *al.* [95]) . . . 138
4.19 Modèles NTM : (a) élastique, (b) élasto-plastique . . . 139
4.20 Niveaux de dommages proposés par l'UNIGE (Università degli Studi di Genova) et le CIMNE (International Centre for Numerical Methods in Engineering) de Barcelone définis au travers de considérations de déplacements limites dans le cadre du projet Risk-UE . . . 140
4.21 Décomposition de la structure (a) en différents panneaux de maçonnerie endommageables (trumeaux, linteaux, allèges) assurant des reprises de charges spécifiques (b) (logiciel Tremuri [85]) . . . 141
4.22 Faciès de rupture et réponse caractéristique du panneau (logiciel Tremuri [85]) : rupture en cisaillement (a) — rupture en flexion (b) . . . 142
4.23 Modèle cinématique du macro élément proposé par Gambarotta [105] . . . 142
4.24 Gestion de l'endommagement des macro éléments (Tremuri [85]) . . . 143
4.25 Comparaison entre les faciès de rupture observés expérimentalement sur un cas test, et les résultats numériques : niveau de dommage des macro éléments (FME, Tremuri) et localisation des déformations plastiques (FEM) (d'après Calderini *et al.* [89], [90]) . . . 143
4.26 Influence de la rigidité apparente dans l'analyse «pushover» et la sur-estimation de la capacité de la structure [66] : cas $T^* \leq T_C$ (a) et cas $T^* \geq T_C$ (b) . . . 144
4.27 Modèles «blocs à blocs» des Arènes de Nîmes (a) et de la voûte de Vandelvira (b) (d'après Bagnéris et *al.* [106], [107]) . . . 145
4.28 Méthodologie suivie dans l'approche mécanique de la vulnérabilité avec la méthode DEM : concepts de base (a) — schéma synaptique et objectifs (b) 148

5.1 Mouvements possibles de transformation . . . 156
5.2 Gestion du contact binaire entre deux particules par une approche candidat/antagoniste . . . 160

5.3 Condition d'unilatéralité de Signorini (a) — Loi de frottement de Coulomb (b) 162
5.4 Projection de la dynamique condensée au contact sur les graphes représentant la condition de Signorini–Coulomb (2D) : composante normale (a) — composante tangentielle (b) 165

6.1 Cas de non unicité des réactions assurant l'équilibre statique d'un disque rigide entre deux arêtes (d'après Jean [125]) 173
6.2 Régularisation des lois de contact assurant l'unicité des solutions contacts (un disque pseudo «déformable» entre deux arêtes (d'après Jean [125])) . . 174
6.3 Maçonneries et problèmes d'indéterminations locales exacerbées par des aspects de topologie : (a) solution classique satisfaisant l'équilibre du bloc — (b) cônes de Coulomb et problèmes d'indétermination — (c,d,e) configurations possibles des réactions de contact 176
6.4 Sélection d'une solution et ordre de parcours des interactions (algorithme *NLGS*, d'après Jean [125]) : représentation schématique des réactions de contact pour un tirage donné (a) — superposition de 40 solutions différentes obtenues pour 40 tirages différents 178
6.5 Loi cohésive type RCC 180
6.6 Dissymétrisation et comportement à l'interface : évolution de la variable d'endommagement β (a) et des réactions normales $\boldsymbol{\mathcal{R}}_n^{\alpha_i}$ (b) aux points de contact α_i (réponse dissymétrique de l'interface suivant une diagonale faible et une diagonale forte (***I***) et effets sur la rupture (***II***)) 180
6.7 Dissymétries et gestion de la convergence : augmentation de la résistance ultime à la traction(a) — rupture asymétrique (b) 181
6.8 Gestion des rotations et symétrisation : resistance à la traction(a) — endommagement (b) 182
6.9 Réponse de l'interface et influence de la discrétisation en temps 182
6.10 Tests de traction/compression sur une triplette (a) — résultats expérimentaux pour trois valeurs de confinement f_{pi} (b) (d'après Venneri [127]) 183
6.11 Faciès de rupture observés lors des tests de traction/compression sur les triplettes (a) — photographie du dispositif expérimental (d'après Venneri [127]) 184
6.12 Modèle continu : gestion des affectations des caractéristiques matériaux par zones (mortier en bleu et blocs en blanc) dans le modèle continu (a) — courbes de réponses pour les trois pressions de confinement f_{pi} (b) 184
6.13 Modèle de Mohr-Coulomb 187
6.14 Gestion de l'endommagement de l'interface – résultats des simulations pour le modèle discret par interface : confrontation des courbes expérimentales et numériques 187
6.15 Evolution des contraintes dans les blocs (cointrainte de Von Mises) et de l'endommagement des interfaces de la triplette à différents moments de la simulation : initiation de la fissuration (a), propagation (b), rupture complète (c) 188
6.16 Essai de compression diagonale sur un panneaux de maçonnerie (d'après Venneri [127]) : résultats numériques obtenus avec un modèle continu biphasique (a) et confrontation aux résultatx expérimentaux (b) 190
6.17 Confrontation des résultats expérimentaux obtenus lors de l'essai de compression diagonale sur des panneaux de maçonnerie (d'après Venneri [127]) et des résultats numériques après recalibration de la loi de comportement . 190

7.1 Comportement dans le plan de sollicitation de maçonneries non contraintes (modélisation en corps rigides) – tassement différentiel sur un panneau en maçonnerie sèche : résultats expérimentaux (a) et numériques obtenus avec LMGC90 (b) 195
7.2 Essai de compression-cisaillement sur un panneau de maçonnerie (rotations libres) : chargements (a) – ruine théorique par *rocking* (b) – calcul 2D avec LMGC90 (c) – faciès de rupture obtenu expérimentalement (d) 196
7.3 Condition de Signorini-Coulomb (loi IQS_CLB dans la terminologie LMGC90) 196
7.4 Phases de chargement suivies pour la modélisation du basculement d'une colonne simple — évolution en temps de la rotation α 197
7.5 Comportements locaux : oscillations des réactions aux points de contact (composante normale) pour différentes configurations de l'algorithme *NLGS* (a) — mesure de l'erreur due aux oscillations locales (b) 198
7.6 Estimation et répartition des erreurs dues aux oscillations des réactions locales pour différentes configurations de l'algorithme *NLGS* moyennées sur chaque surface de contact 198
7.7 Estimation généralisée de l'erreur d'oscillation pour les composantes normale et tangentielles des réactions locales sur l'ensemble de la colonne 199
7.8 Influence du nombre de blocs dans la colonne sur l'estimation de l'erreur due aux oscillations locales 200
7.9 Estimation de la tolérance effective artificiellement imposée en pilotant la convergence de l'algorithme *NLGS* avec le paramètre gs_it_1 200
7.10 Introduction d'élasticité dans le modèle d'interface (loi Elastic_Repell_Clb dans la terminologie LMGC90) 200
7.11 Influence de l'introduction d'élasticité aux points de contact sur l'estimation des erreurs locales 201
7.12 Estimation de la tolérance effective artificiellement imposée au système pour le cas de modèle d'interface déformable 202
7.13 Chargements et instabilité (a) : cas d'un chargement stable (à gauche) et instable (à droite) — Phénomène de basculement (b) : retour à la position de repos (à gauche, *rocking*) et renversement (à droite) 203
7.14 Colonne sous chargement oscillant monofréquentiel (a) — profil de vitesse imposé à la fondation (b) 203
7.15 Influence du coefficient de frottement bloc/fondation sur les mécanismes (paramètre gs_it_1 fixé à 1001 itérations) : *rocking* (a), glissement(b), comportement mixte (c) 204
7.16 Influence de la convergence sur le mécanisme de *roching* 204
7.17 Basculement du spécimen en maçonnerie S25 (Université de Pavia, Italie) . 206
7.18 Phases de chargement – essais de basculement 206
7.19 Estimation de l'angle critique d'instabilité du spécimen grâce à des considérations cinématiques et visualisation avec ParaView d'un résultat de simulation obtenu avec LMGC90 207
7.20 Réseau de contact et analyse du comportement des structures maçonnées : repos, frottement sans glissement et *rocking* 208
7.21 Evolution du réseau de contact et du déplacement des blocs lors de l'essai de basculement 209
7.22 Evolution des réactions à la base de la structure 210
7.23 Estimation de l'erreur sur la valeur de l'angle critique d'instabilité induite par un manque de convergence 211

7.24 Pilotage grâce au paramètre fixant la tolérance de la convergence du calcul pour différentes configurations de l'algorithme *NLGS* 211
7.25 Influence sur la valeur convergée de l'angle d'instabilité critique de l'ordre de parcours des contacts lors de la résolution 212
7.26 Evolution de l'angle critique d'instabilité en fonction du coefficient de frottement uniformément réparti dans la structure 213
7.27 Affectation aléatoire des coefficients de frottement dans l'échantillon suivant une distribiution normale (π, σ) 213
7.28 Angles critiques d'instabilité obtenus pour différentes configurations de l'algorithme *NLGS* piloté avec le paramètre gs_it_1 et pour différents états initiaux (coefficients de frottement aléatoirement affectés dans la structure suivant une distribution normale) 214
7.29 Comparaison entre les valeurs de l'angle critique obtenues pour des distributions uniformes ou aléatoires du coefficient de frottement 214
7.30 Estimation des erreurs sur la valeur convergée de l'angle critique d'instabilité en fonction de l'écriture de la condition de Signorini-Coulomb 215
7.31 Estimation de la tolérance effective artificiellement imposée pour trois lois de contacts testées et pour l'estimation de deux types d'erreur de convergence (erreurs 2 et 3) définis dans la sous-section précédente 216
7.32 Dépendance du temps de calcul (CPU) à la configuration de la colonne (nombre de blocs dans la colonne *id est* nombre de surfaces de contact) pour différents niveaux du critère de tolérance *tol* 218
7.33 Evolution des coefficients de la régression exponentielle en fonction des niveaux du critère de tolérance *tol* 219
7.34 Configurations des panneaux testés (nombre d'assises limité à 4 ici) 220
7.35 Caractérisation des configurations des panneaux : relation entre le nombre de blocs et le nombre et la nature des surfaces de contact (structures vis-à-vis) 220
7.36 Evolution des paramètres de la régression linéaire en fonction du nombre d'assises — comportement asymptotique des ratios $\frac{a_H}{a_T}$ et $\frac{b_H}{b_T}$ 221
7.37 Evolution du temps de calcul en fonction de la tolérance pour différentes configurations de structures 222
7.38 Basculement du tore : modélisation en corps rigides avec différentes écritures de la condition de Signorini-Coulomb 225
7.39 Gestion de la rigidité apparente de la structure par l'introduction d'élasticité à l'interface 226
7.40 Réponse linéaire des modèles continus pour deux modules d'Young 227
7.41 Travail des panneaux de maçonnerie en traction et en compression (cas du tore continu, $E_{Young} = 1.62$ et $20.0\ GPa$) 228
7.42 Modèle discret déformable : maillage des blocs 228
7.43 Choix de modélisation et influence sur la description de la rigidité apparente des structures 229
7.44 Structure en basculement – influence de l'approche sur la réponse de la structure : approche HPP (a) et «corotationnelle» (b) 232

8.1 Panneaux de maçonnerie en cisaillement ([132], [133]) : géométrie et phase de chargement vertical (a) – chargement horizontal contrôlé en déplacement (b) 235
8.2 Faciès de ruptures observés lors du cisaillement des panneaux de maçonnerie (résultats expérimentaux [132], [133]) 236

8.3 Diagramme force-déplacement – panneau de maçonnerie en cisaillement (d'après Lourenço [32]) . . . 237
8.4 Loi cohésive type RCC . . . 238
8.5 Prise en charge du comportement tangent de la loi RCC : initiation du frottement (b) ou non (a) . . . 239
8.6 Influence du défaut de convergence sur le test de cisaillement et du rapport G_f^I/G_f^{II} ($p_1 = 0.30\ MPa$, activation initiale du frottement, fissuration des blocs sans désagrégation) . . . 240
8.7 Influence du défaut de convergence (a) et du rapport G_f^I/G_f^{II} (b) sur les faciès de rupture : mise en évidence du phénomène de rupture diffuse des joints . . . 241
8.8 Influence du CAP et gestion des phénomènes oscillants induits sur le test de cisaillement ($p_1 = 0.30\ MPa$, activation initiale du frottement, fissuration des blocs, $G_f^I/G_f^{II} = 0.144$) . . . 242
8.9 Phénomène de *crushing* et influence sur les faciès de rupture obtenus en fin de simulation (*t=2.0s*) . . . 242
8.10 Influence de la gestion de la localisation du CAP sur le test de cisaillement ($p_1 = 0.30\ MPa$, activation initiale du frottement, fissuration des blocs, CAP, $G_f^I/G_f^{II} = 0.144$, $gs_it_1 = 4000$) : réponses des modèles (a) – faciès de rupture (b) . . . 243
8.11 Influence des coefficients de frottement statique et dynamique sur le comportement tangent de la loi RCC (activation initiale du frottement) : cas $\mu_s = \mu_d$ (a) et $\mu_s \neq \mu_d$ (b) . . . 243
8.12 Influence du coefficient de frottement statique μ_s et du rapport G_f^I/G_f^{II} : réponse du panneau en cisaillement pour différentes valeurs du rapport G_f^I/G_f^{II} (a) et du coefficient μ_s (b) fixées . . . 244
8.13 Influence du coefficient de frottement statique μ_s et du rapport G_f^I/G_f^{II} sur les faciès de rupture des panneaux en cisaillement . . . 245
8.14 Mécanismes élémentaires de rupture dans les maçonneries (d'après Lourenço [32]) . . . 245
8.15 Modélisations hybrides – descente de charge : champs de déplacement pour le modèle totalement déformable (a) et les modèles mixtes (b & c) avec un modèle d'interface élastique et avec amortissement . . . 248
8.16 Influence du choix de la loi de contact au niveau du recollement entre corps rigides et corps déformables : champs de déplacement au niveau du mur de refend pour le modèle totalement déformable (a) et le modèle mixte 1 avec interface rigide (b), élastique sans amortissement (c) et élastique avec amortissement (d) . . . 249
8.17 Influence du choix de la loi de contact au niveau du recollement entre corps rigides et corps déformables : champs de déplacement au niveau du mur de façade pour le modèle totalement déformable (a) et le modèle mixte 2 avec une interface élastique sans amortissement (b) et élastique avec amortissement (c) . . . 249
8.18 Méthode *NSCDD* : répartition des corps en sous-domaines (d'après Visseq [135]) . . . 252

8.19 Méthode *NSCDD* – essai biaxial sur un échantillon composé de 12000 disques rigides (d'après Visseq [135]) – détails : multiplicité des grains due à leur répartition dans les sous-domaines (multiplicité égale à 1 pour les particules grises, et égale à 2 pour les grains en bleu) (a) – chaines de forces (b) dans une portion de l'échantillon (distinction entre forces fortes $f_n > \bar{f}_n$ et faibles $f_n < \bar{f}_n$ respectivement en noir et rouge ; et grains de multiplicité 1 en gris, 2 en bleu et 3 en vert) 252
8.20 Répartition des blocs de maçonneries en 4 sous-domaines – structure R+1 ([137]) 253
8.21 Comparaison des durées de simulation (a) et des *speed up* (b) pour différentes méthodes de parallélisation (*multithreading* et *DDM*) – cas d'une descente de charge sur une structure maçonnée de petite dimension (R+1) [138] . . . 254
8.22 Description du bâtiment d'étude utilisé pour le test de performances de la méthode de décomposition de domaines 255
8.23 Etude de performance de la méthode de décomposition de domaines — découpage en sous-domaines à gauche et multiplicité à droite (multiplicité 1 en bleu, blocs d'interface en rouge) — pour 3 décompositions différentes : mono domaine (a), 2 sous-domaines (b) et 4 sous-domaines (c) (projet DEGRIP [137]) 256

9.1 Exemple de bâtiment «courant» modélisable par le préprocesseur «Maison Paramétrée» (Crédit photo : détail 10, rue de l'Epine, ellipse insulaire, centre ville de Strasbourg, www.archi-strasbourg.org) 268
9.2 Approche par décomposition hiérarchique du bâtiment utilisée dans le préprocesseur «Maison Paramétrée» 269
9.3 Vue éclatée d'un modèle «blocs à blocs» obtenu avec l'outil «Maison Paramétrée» basé sur une discrétisation simple et régulière de la maçonnerie 271
9.4 Exemples types de modélisations du milieu maçonnerie obtenus avec le préprocesseur «Maison Paramétrée» : blocs rigides (a), blocs déformables (discrétisation en éléments hexaédraux) (b) 273
9.5 Gestion de la configuration du bâtiment avec l'outil «Maison Paramétrée» . 274
9.6 Exemple de positionnement des murs de refend en fonction des ouvertures avec l'outil «Maison Paramétrée» : 3 murs de refend, chacun positionné entre deux ouvertures 275
9.7 Dimensionnement des ouvertures (portes, fenêtres) avec l'outil «Maison Paramétrée» 277
9.8 Gestion des renforcements avec l'outil «Maison Paramétrée» : Exemple d'une structure avec renforcement parasismique (structure (a), chaînages (b), vue d'ensemble (c)) 279
9.9 Stratégie utilisée avec l'outil «Maison Paramétrée» pour la modélisation des renforcements par chaînage 280
9.10 Calage des accélérogrammes sur le *pga* cible et intégration : cas du séisme d'Argelès (série 9, accélération maximale suivant la direction Z) : (a) détail du recalage de la composante Z sur 10 niveaux d'accélération (0.05 g, 0.10 g, $\cdots$, 0.50 g), (b) intégration en vitesse (composante Z, détail) 282
9.11 Panel des simulations «pushover» réalisable avec l'outil «Maison Paramétrée» 284
9.12 Interface graphique «MP–GUI» 285
9.13 Gestion des types avec l'outil «MP–GUI» 286
9.14 Stratégie utilisée par le préprocesseur «Maison Paramétrée» pour la génération des trumeaux 289

9.15 Influence de la conformité des maillages sur la gestion du contact : maillages conformes (a), maillages non conformes (b) et (c) 291
9.16 Choix de discrétisation et influence sur la pseudo conformité des maillages : cas de structures avec ou sans murs de refend (lignes A et B), pour deux choix de discrétisation différents (1 élément par demi bloc colonne (a) et 8 éléments colonne (b)) 292
9.17 Stratégies de modélisation proposées par l'outil «Maison Paramétrée» : cas d'une structure avec murs de refend modélisée par des éléments rigides (a), déformables (b), ou par une approche mixte rigide/déformable (c) et (d) . . 293
9.18 Choix de discrétisation proposés par l'outil «Maison Paramétrée» : macro-éléments rigides (clusters de polyèdres, (a)) et déformables (maillage tétraédrique, (b)) 294
9.19 Description des options utilisées par l'outil «Maison Paramétrée» permettant de piloter la stratégie de modélisation et la gestion du calcul (paramètres numériques) 296
9.20 Matrice d'assemblage (les lettres *G Ghost* renvoient à la présence des ouvertures) et voisinage 297
9.21 Décomposition hiérarchique du bâtiment et approches matricielles de la composition du bâtiment : description continue et périodique de la structure (a) — matrice d'assemblage des murs d'enceinte sans gestion de la liaison murs d'enceinte/mur de refend (chaque symbole X correspond à un indice de corps) 298
9.22 Participation des blocs à l'évaluation de l'endommagement de différents éléments structuraux («Maison Paramétrée») : cas d'un bloc (a) utilisé pour l'estimation de l'endommagement de deux murs (b) et (c) et de la liaison entre ces deux murs (d) 300
9.23 Structuration des données pour une évaluation mésoscopique du comportement des structures et de leur endommagement (outil «Maison Paramétrée») 300
9.24 Visualisation dédiée à l'étude de l'endommagement mésoscopique des structures (ParaView) grâce à une structuration des données gérée par l'outil «Maison Paramétrée» 301
9.25 Prise en compte de la déformation des planchers rigides : modélisation d'une dalle rotulée 303
9.26 Planchers souples et prise en compte de la rigidité des éléments de charpente principaux : cas du Musée Schoelcher et de sa charpente fortement boisée à gauche — prise en compte de l'apport de rigidité des éléments de charpente principaux (poutres principales et solives) par ajout de relations cinématiques aux points d'ancrages de ces éléments à droite 303
9.27 Toitures souples et prise en compte de la rigidité des éléments de charpente principaux 304
9.28 Prise en compte du type de fondation sur le comportement à la rupture de murs maçonnés chargés hors-plan (d'après Bui [128]) : fondations type semelle filante en U (a) et radier (b) — courbes de réponse du mur principal (déplacement en fonction de la pression appliquée) : application d'un chargement latéral jusqu'à la rupture (c) 305
9.29 Interface graphique «Dynamique» proposée par le logiciel Tremuri [85] : gestion des porteurs (a), des ouvertures et des planchers (b) au travers de calques 306
9.30 Vers la simulation de centres villes denses (a) : adaptation du préprocesseur à la définition de «Villes Paramétrées» (b) (détail de trois bâtiments (c)) . . 308

10.1 Remplissages frustres : coupe en élévation (a) et croquis de détails : cas d'un pilier (b) et liaisons entre parements (c) et (d) (Dessins tirés de l'ouvrage "Dictionnaire raisonné de l'architecture française du XIe au XVIe siècle" d'Eugène Viollet-le-Duc et nettoyés par l'internaute "Buzz" et Patrimoine-de-france.com) 310

10.2 Cas d'étude : bâtiment en maçonnerie (Benevento, Italie (d'après Rota et *al.* [87])) : photo (a) — coupe en plan (b) 311

10.3 Description de l'appareillage utilisé pour la description du modèle «blocs à blocs» : variante de l'appareil flamand (a) — motif de base/détail (b) 313

10.4 Approche «CAO» du modèle «blocs à blocs» sous Salome [145] : description de la géométrie des blocs sur un étage (utilisation de la symétrie) — détail de l'appareillage 314

10.5 Superposition de deux coupes en plan du modèle «blocs à blocs» (en noir assises «paires», en rouge assises «impaires») 314

10.6 Modèles «blocs à blocs» rigide (a) et déformable (b) générés à partir de la description géométrique du bâtiment avec Salome 315

10.7 Logique d'affectation des contacteurs et des marqueurs (utilisée dans l'outil «Maison Paramétrée» et étendue aux modélisations de maçonneries répondant au «principe d'orthogonalité») pour la description du problème de contact : détail par type de surface (a) — cas d'un assemblage (b) : $\vec{z}$ orienté vers le haut à gauche et vers le bas à droite 318

10.8 Affectation des contacteurs et des marqueurs : cas de la gestion du contact maillé/maillé (a) et du contact maillé/rigide (b) 318

10.9 Tolérance sur les données CAO et défauts de génération : localisation des défauts sur une vue partielle du modèle «bloc à bloc» (a) et détail d'interpénétration de blocs due à la non prise en compte de la tolérance de l'outil de CAO lors de la génération du modèle (b) 319

10.10 Modélisation sous Salome d'une cathédrale réalisée aux Grands Ateliers de l'Ecole d'Architecture de Paris Belleville (d'après Bagnéris) 319

10.11 Musée Schoelcher à Pointe-à-Pitre, Guadeloupe : bâtiment en calcaire s'élevant sur deux niveaux, ossature réalisée avec des pierres de taille appareillées qui structure des remplissages frustres 320

10.12 Dimensions caractéristiques de la structure (disponible en Annexe E) : façade principale du bâtiment (a), façades latérales (b) et façade arrière (c) 321

10.13 Dimensions caractéristiques des ouvertures (disponible en Annexe E) : portes secondaires (a) et principale (b) du rez-de-chausée et du R+1 ((c) et (d)) — voûtes du sous-sol (e) 321

10.14 Description des typologies de blocs taillés utilisés dans la modélisation du Musée Schoelcher : en bleu et mauve, les chaînages verticaux, en jaune et orangé, les chaînages horizontaux, en vert clair et foncé, les chaînages d'ouverture, en cyan, les blocs des voûtes 322

10.15 Exemple de description géométrique de la maçonnerie de remplissage du Musée Schoelcher : cas du modèle multicouches, permettant de distinguer les comportements de la maçonnerie de parement (en rose et vert) de la fourrure (en bleu foncé) (a) — et maillage associé (SMESH) 323

10.16 Opérations successives permettant la génération de corps déformables à partir des outils Salome et GMSH (d'après Martin et *al.* [147]) 323

10.17Déchaussements et basculements de blocs – descente de charge réalisée sur le modèle 1 : contrainte de Von Mises anormalement élevée au niveau du mur arrière de la structure (a) due au basculement de blocs de la ceinture horizontale (détail (b)) 325
10.18Maillages des modèles 2, 3, 4 et 5 : (a) maillages grossiers des murs comportant 1 élément dans l'épaisseur du remplissage (modèle 2), maillages raffinés des murs avec respectivement 2 et 3 éléments dans l'épaisseur (modèles 3 & 4, (b) et(c)) et (d) maillage grossier des trumeaux (modèle 5) 326
10.19Descente de charge du modèle rigide : courbe de convergence de NLGS . . . 327
10.20Enregistrements du séisme des Saintes depuis une station située à Pointe-à-Pitre : de haut en bas, composantes ENE, ENN et ENZ 327
10.21Modèle rigide sous chargement sismique : résultats de simulation 328

11.1 Réponse d'une structure R+1 sous sollicitation quasistatique : courbes de capacité (répartition des forces latérales triangulaire inversée et uniforme, suivant la direction X dans le sens positif) et faciès de rupture obtenus en cours de simulation (chargement triangulaire inversé) 340

12.1 Description détaillée du *Benchmark* 1 utilisé dans l'étude de faisabilité – visualisation Paraview : distinction entre les différents éléments de la maçonnerie (allèges, linteaux, trumeaux, chaînages et diaphragmes) 345
12.2 Description des *Benchmarks* 2, 3 et 4 (notés BM_i par la suite) utilisés dans l'étude de faisabilité en comparaison avec le *benchmark* 1 (BM_1) 346
12.3 Accélération en fonction du temps pour les 3 composantes des séismes utilisés dans l'étude 347
12.4 Configurations d'étude des maçonneries sous séismes 348
12.5 Traitement du signal : raccourcissement du signal brut au signal utile, calibration et intégration 349
12.6 Campagne 1 : description des simulation réalisées dans les séries 0 et 1 (E_i et D_i correspondent à des paramètres des lois d'interaction précisés par la suite) 351
12.7 Réponse macroscopique des résultats (BM_1, c_1, $pga = 0.50\ g$) – déplacements X suivant X, Y et norme des déplacements : séisme d'Argelès (a), séisme d'Ano Liosia (b) et séisme de Kozani (c) 352
12.8 Influence de la nature du séisme et du pga sur la réponse en déplacement de la structure : déplacements suivant les directions X et Y et norme 353
12.9 Influence de la nature du séisme et du pga sur la réponse en déplacement de la structure : norme des déplacements 354
12.10Cas particulier du séisme d'Argelès : faible influence de la configuration (a) et de la variabilité structurelle (b) sur la réponse en déplacement de la structure 354
12.11Influence de la discrétisation en temps sur la réponse en déplacement de la structure : norme des déplacements 355
12.12Influence du choix du modèle d'interface sur la réponse en déplacement de la structure : norme des déplacements 357
12.13Influence du choix du modèle d'interface et de la gestion de la convergence sur les temps de calcul 357
12.14Variabilité structurelle et réponses en déplacement : norme des déplacements 358
12.15Variabilité structurelle et réponses en déplacement (norme des déplacements) : cas E_2, $dt = 0.01\ s$, $gs_it_1 = 1001$ $tol = 1.666e-04$ 359

12.16Variabilité numérique et réponses en déplacement (norme des déplacements) : cas du *benchmark* BM_3 – identification d'une rupture de type C *corner failure* (D'Ayala et *al.* [86]) 360
12.17Réponse macroscopique des *benchmarks* BM_1, BM_3 et BM_4 (configuration c_1, loi de contact Elastic_Repell_Clb) soumis au séisme de Kozani ($pga = 5.0\ g$) : évolution au cours du temps t de la norme des déplacements $\|X\|$ – $t \in [t_2,\ t_{10}]$ 362
12.18Réponse macroscopique des *benchmarks* BM_1, BM_3 et BM_4 (configuration c_1, loi de contact Elastic_Repell_Clb) soumis au séisme de Kozani ($pga = 5.0\ g$) : évolution au cours du temps t de la norme des déplacements $\|X\|$ – $t \in [t_{10},\ t_{13}]$ 363
12.19Comportements hors plan : panneau latéral BM_1 (a) – basculement assemblage de structure simple (Magenès) (b) 364
12.20Influence des conditions intiales sur la réponse macroscopique du *benchmark* 4 (configuration c_1, loi de contact Iqs_Clb) soumis au séisme de Kozani ($pga = 1.0\ g$) : norme des déplacements $\|X\|$ 365
12.21Description des types de fissures utilisés pour la définition de l'endommagement des structures maçonnées par le *GNDT* 367
12.22Description des indicateurs permettant de suivre le comportement des diaphragmes horizontaux de la maçonnerie : *inter storey drift* (à gauche) et phénomène de torsion (à droite) 368
12.23Estimation de la largeur moyenne de fissure cumulée pour un élément de maçonnerie : Trumeau *T1020201*, BM_1, c_1, séisme de Kozani ($pga \leq 0.5\ g$) 370
12.24Visualisation des niveaux des incateurs de fissuration : taux de fissuration, largeur de la fissure moyenne et largeur moyenne cumulée pour chaque élément de structure de la maçonnerie (BM_3, c_1, séisme de Kozani ($pga = 1.0\ g$))371
12.25Suivi des comportements hors-plan des panneaux de maçonnerie : détermination de l'orientation des plans moyens des trumeaux *T1000101* et *T1020201* du BM_1 au temps de visualisation t_{14} 372
12.26Suivi de la rotation du trumeau *T1020201*, BM_1, c_1, séisme de Kozani ($pga = 1.0\ g$) : produit scalaire $< n_{ref},\ n >$ *vs* temps 372
12.27Gestion du suivi des comportements hors-plan des panneaux de maçonnerie : mise en place d'un inspecteur permettant la visualisation des plans moyens sur l'ensemble des éléments de structure (a), sur les trumeaux du *RDC* (b) ou sur les linteaux du $R+1$ (c) pour le BM_1 au temps de visualisation t_{14} – Suivi au cours du temps de la position et de l'orientation des plans moyens (cas du trumeau *T1020201*) 373

A.1 Appareil en panneresse - Parement (alternance de rangées P (briques en panneresse)) - Epaisseur (rangées P décalées d'une demi brique) 384
A.2 Appareil $\frac{1}{4}$ ou $\frac{3}{4}$ de brique : Parement (alternance de rangées P (briques en panneresse)) - Epaisseur (rangées P décalées d'un quart de brique) 384
A.3 Appareil américain ou appareil commun : Parement (alternance de rangées P et B) - Epaisseur (rangées P comme pour l'appareil en panneresse, couche B en boutisse (ci-dessus)) 384
A.4 Appareil flamand : Parement (alternance de rangées BP) - Epaisseur (rangées BP décalées d'une demi brique) 385
A.5 Appareil anglais ou français : Parement (alternance de rangées P et B) - Epaisseur (largeur d'une brique) 385
A.6 Appareil des Moines : Parement (alternance de rangées BPP) - Epaisseur . 386

A.7 Appareil en chaine : Parement (alternance de 2 boutisses et 1 panneresse) - Epaisseur (une brique) . . . 386
A.8 Variante de l'appareil des Moines : Parement (alternance de 2 boutisses et 1 panneresse) - Epaisseur (une brique et demie) . . . 386
A.9 Appareil type travaux publics : Parement (alternance de rangées P et B) - Epaisseur (largeur d'une brique) . . . 387
A.10 Appareil type Bâtiments prives : Parement (alternance de rangées P et B) - Epaisseur (largeur d'une brique) . . . 387
A.11 Appareil a claire-voie : Parement appareil à Claire-voie (alternance de rangées type C) – Epaisseur (une demi-brique) . . . 387
A.12 Appareil en boutisse : Parement (alternance de rangées B (briques en boutisse)) - Epaisseur (rangées B décalées d'un quart de brique) . . . 388
A.13 Appareil sur le chant : Parement (alternance de rangées P (briques en panneresse sur le champ)) - Epaisseur (rangées P sur le champ décalées d'une demi brique) . . . 388
A.14 Appareil a motifs . . . 388
A.15 Appareil polymétrique . . . 389
A.16 Appareil en pose carrelage : Parement (succession de panneresses superposées) – Epaisseur . . . 389
A.17 Influence de la direction du lit de pose par rapport au lit de carrière sur la résistance mécanique en compression et en traction . . . 391

B.1 Ferme «Latine» . . . 394
B.2 Ferme en «M» . . . 394
B.3 Ferme d'appentis . . . 394
B.4 Ferme en «W» . . . 394
B.5 Ferme en «éventail» . . . 394
B.6 Ferme en "A" . . . 395
B.7 Ferme à entrait retrousé . . . 395
B.8 Ferme Palladio . . . 395
B.9 Ferme sur blochet . . . 395
B.10 Ferme boiteuse . . . 395
B.11 Ferme à la mansarde . . . 395
B.12 Reprise des fondations du Grand Palais, Paris . . . 396
B.13 Classification des pieux (d'après V. Labiouse, LMR-EPFL [57]) . . . 396
B.14 Emplacement de fabrication des pieux et effets sur les terrains (illustrations [57]) . . . 397
B.15 Opération de battage de pieux en acier (illustration : http ://www.eccomarhaiti.com)398
B.16 Forage d'un pieu à l'aide d'une tarière creuse : 1 – Forage du pieu par rotation de la tarière, 2 – Fin de forage, 3 – Extraction du bouchon et début du bétonnage (bétonnage à l'avancement), 4 – Injection du béton sous pression par l'axe de la tarière et remontée simultanée de l'outil, 5 – Mise en place de la cage d'armature à l'aide de vibreurs, 6 – Pieu dans son état définitif (le béton a remplacé le terrain) (illustration : www.pieux-ouest.fr/tariere.html) 398

E.1 Ouvertures voûtées : porte du R+1 (a) — voûtes du sous-sol (b) . . . 415
E.2 Portes droites secondaires (a) et principale (b) du rez-de-chausée et du R+1 (c) . . . 416
E.3 Façade principale du bâtiment . . . 417
E.4 Façades latérales du bâtiment . . . 418

E.5 Façade arrière du bâtiment 419

Liste des tableaux

1.1 Principales caractéristiques des liants . . . 25
1.2 Propriétés mécaniques des principaux éléments de corps ([a] d'après Keryvin [8], [b] d'après Gere et Timoshenko [9], [c] d'après Lemaitre et Chaboche [10], [e] Société Bouyer-Lerous, masse volumique du matériau, [f] d'après Atkinson et *al.* [11] . . . 39
1.3 Classes de résistance nominale des blocs en béton aggloméré . . . 43
1.4 Classes de résistance garantie des briques . . . 44
1.5 Propriétés mécaniques des mortiers suivant leur composition, d'après Hendry et *al.* [19] . . . 46

2.1 Caractéristiques physiques des matériaux de couverture les plus utilisés . . . 78

3.1 Les différentes échelles d'analyse et leur applicabilité [71] . . . 99
3.2 Exemple de matrice de probabilité de dommages pour une typologie donnée avec pour niveau de dommages : 1-aucun, 2-insignifiant, 3-léger, 4-considérable, 5-sérieux, 6-très sérieux, 7-destruction partielle et 8-destruction totale (*nombre de structures recensées) . . . 100
3.3 Définition des typologies EMS98 et des classes de vulnérabilité associées (d'après [76]) . . . 105
3.4 Définition des typologies EMS98 et des classes de vulnérabilité associées (d'après [76]) . . . 106
3.5 Définition de la caractérisation des dommages en fonction des intensités (d'après [76]) . . . 107
3.6 Principales typologies américaines (*FEMA-ATC*) . . . 108
3.7 Typologies définies dans le cadre du projet Risk-UE et valeurs représentatives de l'indice de vulnérabilité . . . 109
3.8 Principales typologies de fissures et origines pathologiques . . . 109
3.9 Définition des niveaux de dommage pour les murs porteurs en maçonnerie . 111

4.1 Paramètres matériaux utilisés dans l'analyse stochastique [87] : E module d'Young, G module de cisaillement, f_m contrainte limite en compression de la maçonnerie, f_{vo} résistance initiale en compression, μ coefficient de frottement, G_c coefficient de déformation non linéaire en cisaillement, β paramètre d'adoucissement, δ_v déformation ultime en cisaillement, et δ_f déformation ultime en flexion . . . 121
4.2 Description des niveaux de dommages de l'échelle EMS98 pour les maçonneries non renforcées selon Lang ([92]) . . . 124
4.3 Paramètres de l'EC8 tenant compte des conditions de sol et de site (d'après [66]) . . . 129

5.1 Algorithme *NSCD* ([111]) . . . 166
5.2 Algorithme général *NLGS* de résolution du problème de contact ([111]) . . . 166
5.3 Résolution du problème local avec le solveur *ELG* ([111]) . . . 167
5.4 Résolution du problème local avec le solveur *SDL* ([111]) . . . 167
5.5 Gestion du pilotage de l'algorithme *NLGS* ([111]) . . . 168

6.1 Caractéristiques mécaniques des blocs et du liant . . . 183
6.2 Initiation de l'endommagement : comparaison entre les résultats numériques et les valeurs expérimentales . . . 188

7.1 Caractéristiques mécaniques des blocs (modules d'Young) et raideurs équivalentes aux interfaces . . . 201
7.2 Caractéristiques mécaniques des blocs (modules d'Young) et raideurs équivalentes aux interfaces . . . 215
7.3 Coefficients obtenus lors de la régression exponentielle des résultats de simulations donnant le temps de calcul des simulations en fonction de la configuration des échantillons pour différentes tolérances . . . 219
7.4 Caractéristiques mécaniques des blocs (modules d'Young) utilisées pour le calcul des raideurs équivalentes des ressorts aux interfaces . . . 226

8.1 Caractéristiques mécaniques des blocs : propriétés élastiques (première partie de tableau) – caractérisation de la rupture des blocs (deuxième partie) . 236
8.2 Caractéristiques mécaniques du mortier : propriétés élastiques (à gauche) et inélastiques (à droite) — avec k_n et k_t en N/mm^3, G_f^I et G_f^I en $[Nmm/mm^2]$ et f_t, f_m et c, en $[N/mm^2]$ — pour les différentes pressions de confinement p_i 236
8.3 Gestion des temps de calcul : *multithreading* de l'algorithme *NLGS* pour une amélioration des performances du logiciel LMGC90 . . . 251
8.4 Proportion des corps et des contacts d'interface pour des milieux granulaires et des structures maçonnées – cas 2D et 3D ([138]) . . . 253
8.5 Performance des calculs : descentes de charge structure maçonnée R+1 suivant différentes stratégies de parallélisation (d'après [138]) : la distinction entre les temps CPU et CPU* dépend de l'activation ou non des environnements de parallélisation (MPI ou OpenMP) : la différence CPU/CPU* n'existe que si le nombre de processus est égal à 1 (CPU* désigne le temps de calcul en séquentiel pur et CPU les temps de calcul en mono domaine ou *monothreading*), *SpeedUp** correspond au *SpeedUp* par rapport au CPU* . . 254
8.6 Efficacité de la méthode de décomposition de domaines en fonction du nombre de sous-domaines (projet DEGRIP [137]) . . . 256

9.1 Paramètres types (d'ordre géométriques et structuraux) utilisés pour la mise en données de la «Maison Paramétrée» . . . 268
9.2 Jeu de paramètres utilisé pour la gestion des ouvertures avec l'outil «Maison Paramétrée» . . . 278
9.3 Base de données accélérométriques représentative du contexte métropolitain utilisée dans l'outil «Maison Paramétrée» . . . 283

10.1 Résultats des tests unitaires réalisés sur les modèles 1, 2, 3, 4 et 5 . . . 325

12.1 Définition des niveaux de dommage pour les murs porteurs en maçonnerie . 367

A.1 Résultats des essais de compression uniaxiale : résistance à la compression et module d'élasticité 390
A.2 Résultats des essais de traction indirecte : résistance à la traction indirecte . 391

Apport de la Méthode des Eléments Discrets à la Modélisation des Maçonneries en Contexte Sismique : Vers une Nouvelle Approche Numérique de la Vulnérabilité Sismique

Résumé : L'évaluation des risques naturels et du risque sismique en particulier a pris une importance croissante pour les autorités publiques ces dernières années, entraînant une adaptation importante des outils utilisés jusqu'à présent dans l'étude de la vulnérabilité du bâti. Il est nécessaire de mieux évaluer ces risques afin de mieux y faire face. De nouvelles approches doivent être proposées pour répondre à ces objectifs dont les approches numériques font partie.

Parmi les méthodes numériques développées pour tenir compte de la spécificité du bâti maçonné figurent les approches par éléments discrets comme la méthode NSCD (*Non Smooth Contact Dynamics*). Les travaux présentés dans cette thèse visent à mieux appréhender le comportement mécanique et dynamique des ouvrages maçonnés en utilisant ce type de méthode implémenté dans le code calcul LMGC90, afin d'affiner la compréhension et la caractérisation de la vulnérabilité sismique des édifices en maçonnerie. La méthodologie que nous cherchons à mettre en place vise à traiter la vulnérabilité sismique de bâtiments spécifiques ou au contraire d'ensembles de bâtiments de même typologie.

Mots clés : Vulnérabilité sismique, aléa sismique, simulation numérique, modélisation des maçonneries, Méthode des Eléments Discrets (DEM)

On the use of the Discrete Element Method in the Modeling of Masonry Structures Subjected to Seismic Loads: Towards a New Numerical Approach of the Evaluation of the Seismic Vulnerability

Abstract: The perception and the evaluation of natural risks and more particularly of the seismic hazard have never been so important and highlighted by the authorities. This phenomenon leads to a deep adjustment of tools used up to now in the assessment of the vulnerability of buildings. New approaches as numerical approaches have to be proposed so as to best estimate the risk.

Among all the numerical methods developed to take into account specificities of masonry buildings, approaches by discrete elements methods as the NSCD method (*Non Smooth Contact Dynamics*) seem to be particularly well adapted. This PhD thesis aims to best understand the mechanical behaviour of masonry structures by using this discrete method implemented in the software LMGC90 so as to give an accurate estmation of the seismic vulnerability of buildings. The very purpose of this work is to develop a calculation tool able to deal with the vulnerabilityof both specific and common masonry buildings.

Keywords: Seismic vulnerability, seismic hazard, numerical simulation, masonry structures modeling, Discrete Element Method (DEM)