



THÈSE

En vue de l'obtention du

DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE

Délivré par **Université Paul Sabatier - Toulouse 3**
Discipline ou spécialité : **Génie Civil**

Présentée et soutenue par **Thomas STABLON**
Le **4 octobre 2011**

Méthodologie pour la requalification des ponts en maçonnerie

JURY

M. Frédéric RAGUENEAU
Mme Chafika DJELAL-DANTEC
M. Jean-François DUBE
M. Alain SELLIER
M. Bernard PLU
Mme Nathalie DOMEDE
M. Luc DIELEMAN

Président du jury
Rapporteur
Rapporteur
Examineur
Examineur
Examineur
Examineur

Ecole doctorale : **Mécanique, Energétique, Génie civil, Procédés**
Unité de recherche : **LMDC Toulouse - Direction de l'ingénierie SNCF**
Directeur de Thèse : **Alain SELLIER**
Rapporteurs : **Chafika DJELAL-DANTEC et Jean-François DUBE**

Table des matières

Plan de thèse

Introduction	1
Chapitre 1 Étude bibliographique	7
1.1 Généralités autour des ponts en maçonnerie	7
1.1.1 Terminologie des ponts en maçonnerie	7
1.1.2 Typologie des ponts en maçonnerie	10
1.1.3 Typologie des maçonneries.....	12
1.1.4 Typologie des joints	14
1.2 Pathologies courantes sur les ouvrages en maçonnerie	15
1.2.1 Récapitulatif des causes des pathologies courantes	15
1.2.2 Origines des pathologies	16
1.2.3 Les principales avaries sur les matériaux.....	19
1.2.4 Altération des joints entre blocs.....	20
1.2.5 Désorganisations et dislocations	21
1.2.6 Fissures et fractures.....	22
1.2.7 Cas particulier des voûtes surbaissées	25
1.2.8 Troubles liés à l'environnement de l'ouvrage.....	25
1.3 Suivi des ouvrages en maçonnerie	26
1.3.1 Les auscultations non destructives.....	27
1.3.2 Les auscultations destructives.....	30
1.3.3 Les autres étapes du suivi des ouvrages	30
1.4 Le comportement des matériaux composant la maçonnerie	31
1.4.1 Introduction au comportement de la maçonnerie.....	31
1.4.2 L'approche micro échelle	32
1.4.3 L'approche macro échelle	34
1.4.4 Obtention de paramètres homogénéisés.....	36
1.5 Calcul des ponts - Etat de l'art des méthodes d'analyse	38
1.5.1 Méthodes empiriques.....	38
1.5.2 Les méthodes d'analyse à la rupture	40
1.5.3 La méthode des éléments distincts	41
1.5.4 La méthode des éléments finis	43
1.5.5 La combinaison des éléments finis et des éléments discrets	44

1.6	Conclusion de l'étude bibliographique.....	45
1.7	Bibliographie de l'étude bibliographique.....	46
Chapitre 2	Modèle d'endommagement.....	55
2.1	Généralités relatives à la modélisation de la fissuration par un modèle d'endommagement.....	55
2.1.1	Les modèles isotropes.....	55
2.1.2	Les modèles anisotropes.....	57
2.2	Description du modèle d'Alain SELLIER.....	58
2.3	Apports au modèle d'endommagement.....	64
2.3.1	Calcul de la taille des éléments finis.....	64
2.3.2	Prise en compte du pré-endommagement.....	69
2.3.3	Ouverture initiale des fissures.....	70
2.4	Conclusion.....	73
2.5	Bibliographie du chapitre 2.....	74
Chapitre 3	Détermination des paramètres homogénéisés.....	79
3.1	Présentation générale.....	79
3.2	Description du viaduc de Saint Ouen.....	80
3.2.1	L'ouvrage et son trafic.....	80
3.2.2	Inspections visuelles et pathologies.....	81
3.3	Campagne de carottages sur le viaduc de Saint Ouen.....	82
3.3.1	Forage et extraction des carottes.....	82
3.3.2	Examen endoscopique.....	83
3.3.3	Expertise visuelle.....	84
3.4	Essais de laboratoire sur les carottes.....	85
3.4.1	Disposition des éprouvettes dans les carottes.....	86
3.4.2	Essais physico-chimiques.....	88
3.4.3	Essais physiques et mécaniques.....	94
3.4.4	Bilan des essais sur les matériaux individuels.....	109
3.5	Obtention de lois de comportement homogénéisées.....	111
3.5.1	Démarche globale.....	111
3.5.2	L'interface pierre - mortier.....	112
3.5.3	Homogénéisation numérique en compression.....	113
3.6	Conclusion.....	116

3.7	Bibliographie du chapitre 3.....	118
Chapitre 4	Etude de cas : Le viaduc de Saint Ouen.....	121
4.1	Inspections et mesures.....	121
4.1.1	Inspections de l'ouvrage et faciès de fissuration.....	121
4.1.2	Mesures sous trafic réel	122
4.2	Modélisation géométrique de l'ouvrage.....	125
4.2.1	Modélisation par zones.....	125
4.2.2	Modélisation de l'ensemble « ballast - traverses ».....	127
4.2.3	Conditions aux limites	127
4.3	Méthodologie de calcul.....	129
4.4	Analyse des résultats.....	130
4.4.1	Application du poids propre.....	130
4.4.2	Application de la dénivellation d'appui	132
4.4.3	Application du train	133
4.5	Conclusion.....	137
4.6	Bibliographie du chapitre 4.....	141
	Conclusion générale et perspectives.....	143
	Bibliographie générale.....	147
	Annexes.....	161
	Annexe 1 : Base de données matériaux - Caractéristiques mécaniques des pierres.....	163
	Annexe 2 : Publications additionnelles relatives aux méthodes de modélisation	171
	Annexe 3 : Interface utilisateur	173
	Table des illustrations.....	179

Introduction

Constat

Le projet européen Sustainable Bridges [Bell, 2004], auquel ont participé toutes les grandes compagnies européennes de transport ferroviaire, offre une vision globale du parc des ouvrages d'art en Europe. Près de 220 000 ponts y sont répertoriés. Les principaux matériaux utilisés sont la maçonnerie, le béton, le métal (Figure 1-1). 41 % de la totalité des ponts ferroviaires européens (soit environ 90 000 ouvrages) sont en maçonnerie. Une analyse de la répartition au sein de la catégorie « ponts en maçonnerie » par type de matériaux mis en œuvre (Figure 1-2) fait apparaître que la brique est majoritaire (52 % - 47 000 ouvrages) devant la pierre (33 % - 30 000 ouvrages).

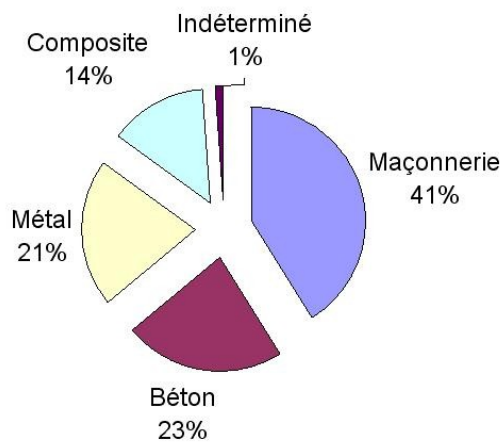


Figure 1-1 Répartition des ouvrages sur le réseau ferroviaire européen. [Bell, 2004]



Figure 1-2 Type de maçonnerie sur le réseau ferroviaire européen. [Bell, 2004]

Par ailleurs, Orban [Orban, 2007] détaille la part des ouvrages en maçonnerie dans chaque pays d'Europe (15 % en Suisse, 77 % en France et jusqu'à 95 % en Italie). Sur la totalité du parc, 25 % de ces ouvrages ont une portée supérieure à 10 m (Figure 1-4). Ainsi, les ponts en maçonnerie représentent une part importante du patrimoine d'ouvrages d'art européen. Leur maintenance est donc un enjeu économique important à l'échelle nationale et internationale. C'est la raison pour laquelle la direction de l'ingénierie de la SNCF a décidé d'investir dans la

conservation de ce patrimoine et de s'associer à un laboratoire de recherche, le Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC) de Toulouse, dans le but de contribuer concrètement au développement de moyens de requalification des ponts en maçonnerie. Cette thèse est le fruit de cette association.

La majorité des ponts en maçonnerie du réseau européen (64 % - 58 000 ouvrages) a plus de 100 ans (Figure 1-3) et se situe, historiquement, dans une période étroite (1820 - 1920). Sur le réseau routier, les ponts encore en service se situent dans une période plus large allant du moyen âge à la première guerre mondiale. En France, les techniques de construction progressent à partir du début l'époque moderne jusqu'à la première guerre mondiale, sous l'impulsion, notamment, des ingénieurs des Ponts et Chaussées, tels que Rodolphe Perronet, au Siècle des Lumières, et Paul Séjourné [Séjourné, 1914]. Elles atteignent leur apogée à la fin du 19^{ème} siècle, stimulées par le développement du réseau ferré. Au 20^{ème} siècle, l'essor du béton et de l'acier marginalise l'utilisation de la maçonnerie dans la construction des ouvrages d'art en Europe [Proske and Gelder, 2009]. Aujourd'hui, dans quel état de conservation sont-ils ?

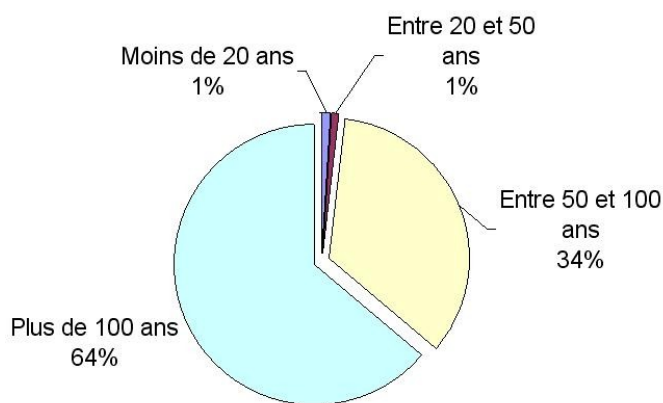


Figure 1-3 Age des ponts en maçonnerie sur le réseau ferroviaire européen. [Bell, 2004]

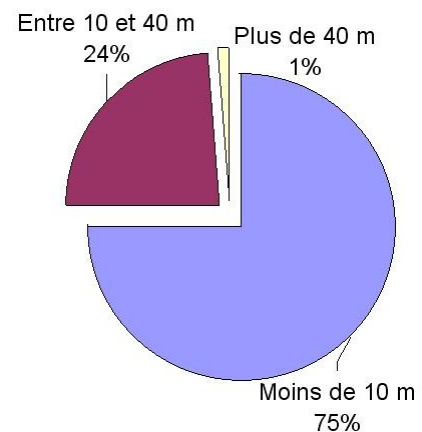


Figure 1-4 Portée des ponts en maçonnerie sur le réseau ferroviaire européen. [Bell, 2004].

Le rapport de l'UIC [UIC, 2005], concernant l'amélioration de la modélisation, l'optimisation de la maintenance et le développement des bases de données pour les 90 000 ponts en maçonnerie d'Europe, montre que 43 % (38 700 ouvrages) des ponts en maçonnerie sont dans un état moyen et que 15 % (13 500 ouvrages) sont dans un mauvais état (Figure 1-5).

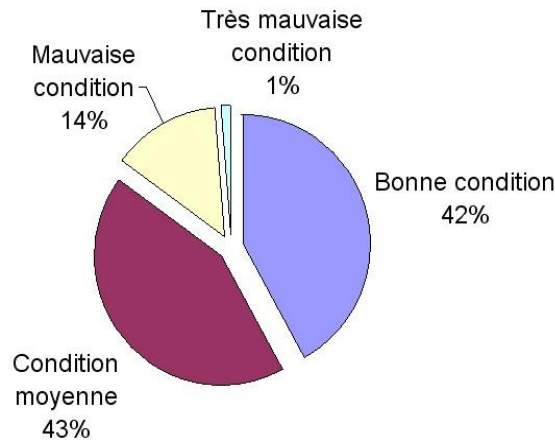


Figure 1-5 Etat des ponts en maçonnerie sur le réseau ferroviaire européen [UIC, 2005].

Problématique

Une question se pose : les ponts sont-ils suffisamment résistants pour supporter les charges liées au trafic actuel, bien plus élevées que celles prévues à l'origine ? La question primordiale dans l'exploitation des ouvrages en maçonnerie est de déterminer la plage d'utilisation pour laquelle l'ouvrage est pérenne. Il devient important de constituer une méthode d'analyse du comportement des ponts en maçonnerie sous des sollicitations mécaniques pour assurer une maintenance et une utilisation optimales afin de permettre une exploitation appropriée de l'ouvrage.

La France n'est pas le seul pays concerné par cette problématique. Chaque pays a son approche dominante dans la compréhension du comportement des ponts en maçonnerie. Par exemple, l'Allemagne opte pour des essais en laboratoire sur des reproductions d'ouvrages, le Royaume Uni s'oriente vers l'analyse à la rupture, l'Italie s'implique dans l'analyse sismique à l'aide de modélisations aux éléments finis. En France, peu d'études ont été menées sur le comportement des ouvrages en maçonnerie depuis celle de Delbecq [Delbecq, 1983] à l'origine du programme VOUTE du SETRA [SETRA, 1993], très largement utilisé sur le territoire français, encore aujourd'hui. Cependant, il n'est plus commercialisé et ses limites d'utilisation induisent le besoin d'un outil de calcul moderne, simple et efficace à l'attention des ingénieurs en charge de la gestion des ponts en maçonnerie. Celui-ci devrait clarifier le rôle des différents éléments d'un pont, apprécier l'influence des paramètres liés à ses constituants, et permettre une analyse performante pour contrôler le domaine d'exploitation de l'ouvrage. C'est une

problématique qui vise à la fois l'optimisation de l'exploitation des ouvrages, l'apport d'une plus grande sécurité dans leur utilisation et un maintien en service du patrimoine ferroviaire.

Méthode

L'objectif principal de cette étude est de construire une méthodologie globale permettant l'analyse des ponts en maçonnerie en service et jusqu'à la ruine, applicable à la majorité des ouvrages en maçonnerie. Il s'agit donc de créer un outil d'aide au diagnostic et à la requalification d'ouvrages d'art utilisable par les ingénieurs de la SNCF.

Cette méthodologie s'appuie sur un cas d'étude et commence par une recherche sur documents d'archives afin de récolter le maximum d'informations sur la construction de ce pont, la mise en œuvre, le choix des matériaux et les incidents éventuels survenus pendant la vie de l'ouvrage. Dans cette phase, l'intérêt est notamment l'identification de la géométrie de l'ouvrage et de ses fondations, dans les parties visibles mais aussi dans les parties cachées.

La méthodologie inclut, ensuite, une recherche expérimentale basée sur des tests in situ du pont à expertiser, et des essais en laboratoire effectués sur des échantillons prélevés par carottage dans l'ouvrage (présentation au chapitre 3 de cette thèse). Cette phase a pour objectif de définir les caractéristiques mécaniques des matériaux présents dans l'ouvrage. Ces paramètres dépendent bien sûr du type de modèle affecté aux matériaux. Dans ce travail de recherche, un modèle d'endommagement a été utilisé et amélioré pour l'adapter spécifiquement au matériau « maçonnerie », marqué par l'association de deux matériaux très différents (blocs de pierre ou de briques et joints de mortier) mais capables l'un comme l'autre de fissurer en traction sous de faibles contraintes. Le chapitre 2 présente en détail les hypothèses et développements apportés sur cette question. L'élément central de la méthode est l'utilisation d'un outil numérique de calcul des ponts en maçonnerie développé expressément dans le cadre de cette thèse.

Dès son lancement cette recherche a été assujettie à la création d'un outil applicable à la majorité des ponts en maçonnerie et dédié à leur requalification. Utilisant la méthode des éléments finis, il devait permettre à la fois de décrire les états de déformations et de contraintes de l'ouvrage sous des actions diverses et combinées (trains et autres charges ponctuelles ou réparties et tassements d'appuis) mais aussi de reproduire l'histoire de l'ouvrage afin de retrouver les causes des pathologies observées sur site. Pour faciliter la génération du maillage numérique et l'utilisation de l'outil, une interface utilisateur a été programmée dès le lancement de la thèse (présentée en Annexe 3).

Enfin, l'efficacité de la méthode est testée lors d'une étude de cas. L'ouvrage choisi est un viaduc d'accès à un pont métallique de franchissement de la Seine, à Saint Ouen, au nord de Paris. Cet ouvrage, construit en 1870, a 9 travées. Il a subi des désordres dus à des tassements des fondations d'origine (pieux en bois). Des travaux de confortement ont été effectués en 2009. Extrêmement sollicité (RER et fret), ce pont doit rester en service, une interruption de trafic sur la ligne est inenvisageable. La SNCF a donc à cœur de maintenir cet ouvrage en exploitation et d'optimiser sa maintenance sur le long terme. Ce pont a été identifié au début la thèse comme un très bon exemple pour mettre en œuvre la méthode. L'efficacité de l'outil dans l'interprétation de pathologies observées (ici des fissures de plusieurs millimètres d'ouverture et des tassements) a réellement été testée sur cet ouvrage. Verdict et diagnostic au chapitre 4.

Comme tout travail de thèse, la recherche débute par un état de l'art dans le domaine visé par une étude bibliographique. C'est l'objectif du chapitre 1 abordé maintenant.

Bibliographie de l'introduction

[Bell, 2004] Bell, B. *European Railway Bridge Demography*. Sustainable bridges project. Deliverable D1.2, 2004. Disponible sur : <<http://www.sustainablebridges.net/WP1>>.

[Delbecq, 1983] Delbecq, J. M. Analyse de la stabilité des ponts en maçonnerie par la théorie du calcul à la rupture. *Ecole nationale des ponts et chaussées*, 1983, 424 p.

[Orban, 2007] Orbán, Z. UIC Project on assessment, inspection and maintenance of masonry arch railway bridges. In *Proceedings of the 5th International Conference on "Arch Bridges"*, ARCH'07. Madeira, 2007, 10 p.

[Proske and Gelder, 2009] Proske, D., Gelder, P. *Safety of historical stone arch bridges*, Springer Berlin Heidelberg, 2009, 66 p. (ISBN 978-3-540-77618-5)

[SETRA, 1993] SETRA. *VOUTE version 1,0 - Calcul à rupture des voûtes en maçonnerie*. Ministère de l'Équipement, de Transport et du Tourisme, 1993, 32 p.

[UIC, 2005] International Union of Railways. *Improving assessment, optimisation of maintenance and development of database for masonry arch bridges*. UIC infrastructure forum. Paris, 9 juin 2005, 13 p.

Chapitre 1

Étude bibliographique

Préambule : Cette étude bibliographique est structurée en quatre parties principales. Une première partie décrit la typologie des ponts en maçonnerie. La seconde partie est une synthèse des pathologies principales rencontrées dans ce type d'ouvrage. Une troisième partie présente les différents matériaux constitutifs des ouvrages maçonnés. Sur ces trois premières parties, l'étude est limitée au domaine des ouvrages ferroviaires du réseau ferré français. La période d'étude est ainsi limitée aux années 1820 à 1920. Enfin, la dernière partie de l'étude bibliographique est consacrée à un état de l'art des méthodes de calcul des ponts en maçonnerie.

1.1 Généralités autour des ponts en maçonnerie

Dans son souci de traversée, l'Homme a souhaité franchir les obstacles, du ru au fleuve, du chemin forestier à l'autoroute, de l'encaissement à la vallée. Le pont s'est rapidement imposé comme l'arme ultime pour tout franchissement. Un vocabulaire précis désigne chaque élément constitutif d'un pont et différentes géométries existent. La typologie est variée avec des dénominations singulières et des usages spécifiques.

1.1.1 Terminologie des ponts en maçonnerie

Au vocabulaire classique utilisé pour décrire les ponts et viaducs, s'ajoute un vocabulaire très spécifique réservé aux ouvrages en maçonnerie (Figure 1-1) :

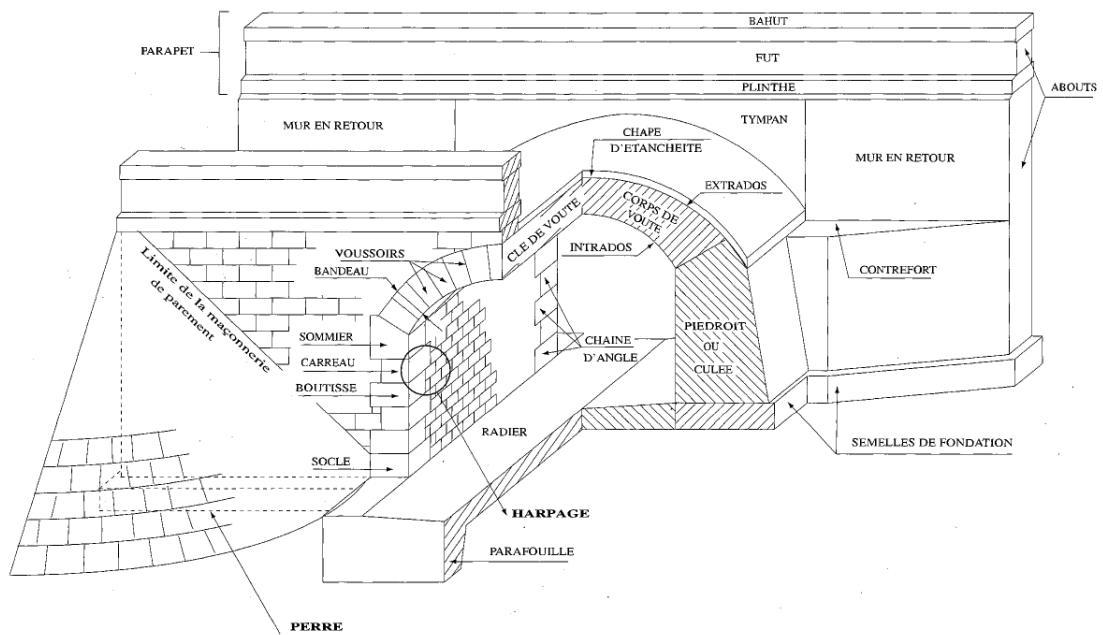


Figure 1-1 Terminologie relative aux ponts en maçonnerie [SETRA, 1996].

- L'*arche* est la partie comprise entre deux appuis consécutifs.
- La partie porteuse de l'arche est la *voûte*. Elle peut être droite ou biaisée, selon l'angle formé entre l'axe longitudinal de l'ouvrage et l'axe des appuis, et plus rarement courbes. Certaines voûtes de ponts biaisés sont constituées de successions de *rouleaux* de voûtes droites.



Figure 1-2 Voûte du pont biais à anneaux de Chartres [Photo de M. Sauvage - Direction de l'ingénierie SNCF].

- La longueur libre horizontale sous une voûte s'appelle l'**ouverture** ou la **portée**.
- Les deux points d'origine de la voûte sont les **naissances**, le point le plus haut est la **clé**. La partie moyenne d'une voûte entre les naissances et la clé s'appelle les **reins**.
- L'épaisseur de la voûte, c'est-à-dire la distance entre l'**intrados** et l'**extrados**, est variable de la naissance à la clé. L'extrados de la voûte est en contact avec le **remplissage**, matériau de comblement de l'espace compris entre la voûte et les deux murs latéraux, longitudinaux, appelés « **murs tympans** ». Dans le cas des ouvrages ferroviaires, le remplissage est le support du ballast. Les tympans jouent le rôle de murs de soutènement pour les remplissages. Ils sont surmontés d'un **parapet** en maçonnerie, sur lequel vient se fixer le garde-corps. Le parapet ainsi que la plinthe et le couronnement représentent des éléments architecturaux de l'ouvrage.
- La **douelle** est la partie transversale de l'intrados sur toute la largeur du pont.
- Les deux arcs maçonnés situés de part et d'autre de la voûte, à l'aplomb des tympans, sont appelés « **bandeaux** ». Eléments de jonction entre les murs de tête et la douelle, ils ont une épaisseur uniforme et leur matériau constitutif est généralement de très bonne qualité. La géométrie du bandeau n'est pas nécessairement représentative de l'épaisseur de la voûte.
- Pour alléger les voûtes, des élégissements sont parfois présents (Figure 1-3) situés à l'intérieur même de l'ouvrage. Leur présence n'est détectable que sur les plans de l'ouvrage. S'ils sont visibles de l'extérieur, on parle d'évidement.

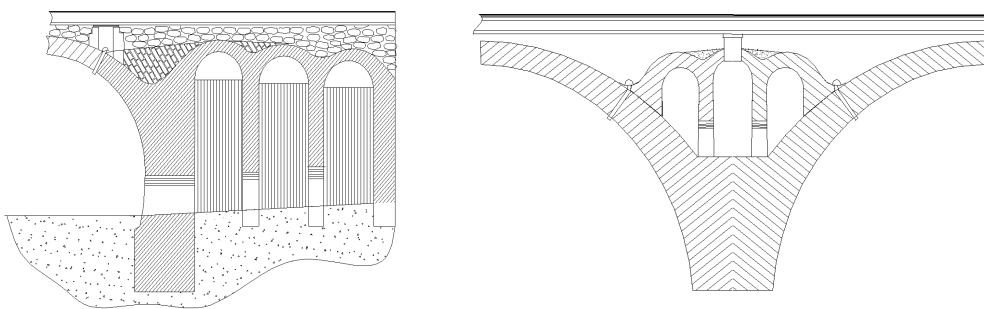


Figure 1-3 Voûtes d'élégissement [IN 2086, 2007]

- Les **culées** sont des massifs également en maçonnerie. Les **piédroits** désignent les murs qui forment leur enceinte verticale. Les **piles**, supports intermédiaires de l'ouvrage, sont constituées de 4 murs d'enceinte en maçonnerie remplis de

maçonneries appareillées. Le terme de *pile-culée* désigne une pile située entre une arche en maçonnerie et une travée métallique.

1.1.2 Typologie des ponts en maçonnerie

La géométrie de la voûte, caractérisée par la forme de son intrados, permet de différencier les ouvrages :

- Voûte plein cintre (Figure 1-4) : elle est définie par un demi-arc de cercle,
- Voûte plein cintre surhaussée (Figure 1-4) : c'est une voûte dont la clef a été surhaussée par rapport à une voûte plein cintre,
- Voûte plein cintre cambrée (Figure 1-4) : c'est une voûte plein cintre dont le rein a été surhaussé.

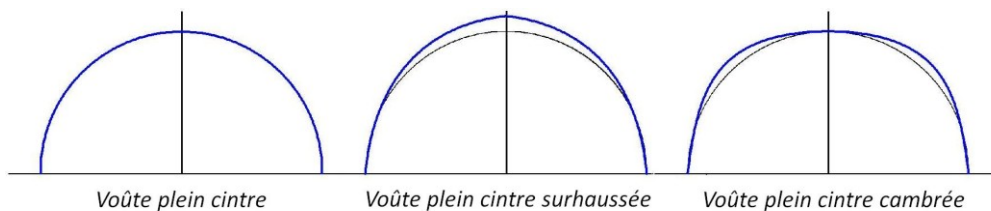


Figure 1-4 Type de voûtes plein cintre.

- Voûte surbaissée (Figure 1-5) : elle est définie par un arc de cercle dont le centre est plus bas que les naissances,
- Voûte surbaissée - cambrée (Figure 1-5) : c'est une voûte surbaissée dont le rein a été surhaussé.

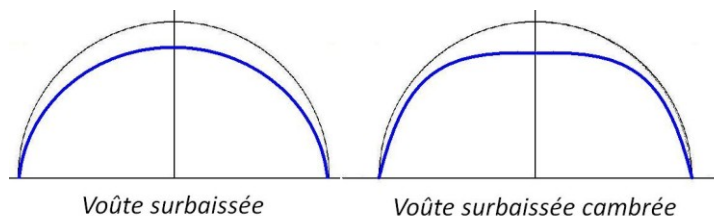


Figure 1-5 Type de voûtes surbaissées.

- Voûte en anse de panier (Figure 1-6) : elle est définie par une série d'arcs de cercle de centres différents et de rayons de plus en plus grand à mesure que l'on se rapproche de la clef.
- Voûte en ogive (Figure 1-7) : de conception assez ancienne, elle est assez peu présente sur les ouvrages actuels du réseau.

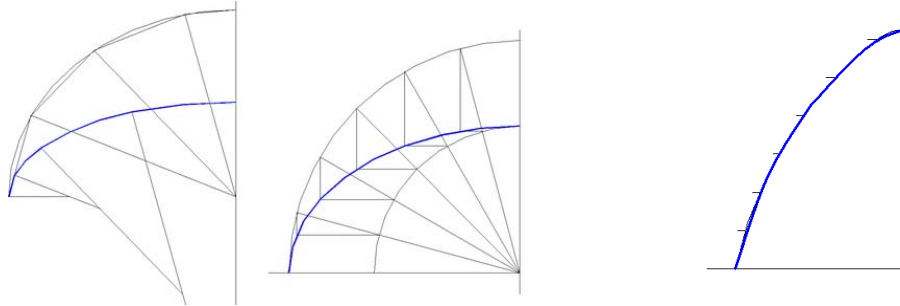


Figure 1-6 Exemples de voûtes en anse de panier. Figure 1-7 Voûte en ogive.

Sur les 18 050 ponts en maçonnerie du réseau ferré français, la répartition entre voûtes plein cintre et voûtes surbaissées est la suivante [Kirch, 2003] :

- ponts rails à voûtes plein cintre : 12 046, soit 67 % des ponts en maçonnerie,
- ponts rails à voûtes surbaissées : 3 191 soit 18 %,
- ponts routes à voûtes plein cintre : 1 574 soit 8 %,
- ponts routes à voûtes surbaissées : 1 239 soit 7 %.

La partie la plus emblématique d'une voûte est le corps de voûte. Il est composé de moellons généralement de bonne qualité par rapport au reste de l'ouvrage. Les parements y sont souvent propres voire travaillés. Trois familles existent comme le montre la Figure 1-8 :

- corps de voûte en tas de charge,
- corps de voûte en harpement,
- corps de voûte direct.

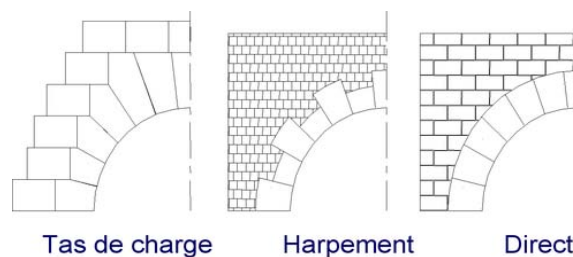


Figure 1-8 Type de corps de voûtes [IN 2086, 2007].

Les ouvrages sont donc constitués de voûtes différentes mais il est à noter que la majorité des ponts en maçonnerie ont des voûtes plein cintre.

Le fonctionnement mécanique global d'un pont en maçonnerie est lié non seulement au fonctionnement individuel de chaque partie (voute, murs, culées) mais aussi aux connections et transmissions d'efforts entre les zones. Le remplissage répartit les charges sur la voûte et pousse sur les tympans. Il participe à la portance de l'ouvrage par ces effets répartiteurs. Mais bien souvent, la qualité du remblai est méconnue : son rôle d'amortisseur reste à confirmer mais il semble que le remplissage vienne atténuer les effets dynamiques. La voûte, partie active de l'ouvrage, a pour rôle principal de reprendre les efforts dus au chargement et de les transmettre aux fondations. La transmission au sol des charges est effectuée par les piles, les culées et les murs en retour. Les parements constituent la partie résistante de la pile : les charges passent principalement dans les parements et délaissent le remplissage s'il offre une rigidité moindre.

1.1.3 Typologie des maçonneries

La maçonnerie est un matériau composite, mélange de pierres ou de briques et de joints de mortier. Ce chapitre décrit successivement les caractéristiques des blocs, les appareillages utilisés et les joints de mortier.

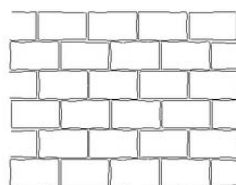
L'expertise des ouvrages montre que les pierres naturelles utilisées sont le plus souvent d'origine locale. Le comportement de l'ouvrage dépend de leurs caractéristiques physico-chimiques (porosité, capillarité, perméabilité, gélivité, comportement thermique) et mécaniques. Les résistances à la compression simple varient fortement selon les roches (de 20 à 200 MPa). L'Annexe 1 est un catalogue des caractéristiques des pierres rencontrées selon leur provenance. Les briques sont des blocs d'argile durcie naturellement (briques crues) ou artificiellement (briques cuites). Dont la résistance à la compression simple est plus faible que la pierre, de l'ordre de 5 à 15 MPa (voir Annexe 1).



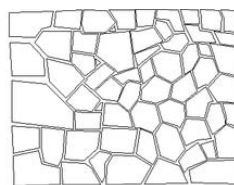
Figure 1-9 Construction du Pont d'Epinais sur Seine, 1906 [Séjourné, 1913]

Selon les époques et les lieux de construction, l'appareillage des maçonneries diffère (Figure 1-10) :

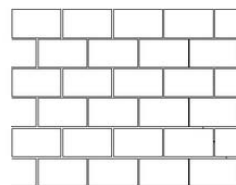
- dans la **maçonnerie en opus incertum**, les pierres sont taillées en hexagone dont les diamètres s'inscrivent dans une fourchette. L'épaisseur des joints est variable mais ne doit pas dépasser un seuil rigoureusement contrôlé lors de la mise en œuvre.
- dans la **maçonnerie assisée**, les pierres taillées sont alignées et tirées au cordeau, pour obtenir des lits réguliers. Les joints sont d'épaisseur constante.
- dans la **maçonnerie appareillée**, ou de pierre de taille, les découpes sont soignées de sorte à avoir des joints d'épaisseur constante et très faible.



Maçonnerie assisée



Maçonnerie brouillée
opus incertum



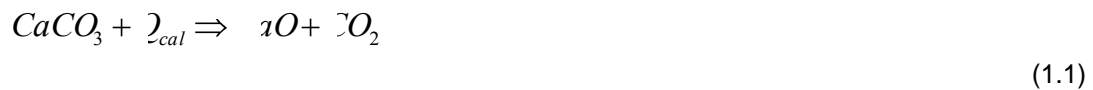
Maçonneries appareillées

Figure 1-10 Les types d'agencement de la maçonnerie [IN 2086, 2007].

1.1.4 Typologie des joints

Les joints sont constitués de mortier de chaux ou de mortier de ciment. On distingue les chaux aériennes et les chaux hydrauliques.

Les chaux aériennes proviennent de la calcination d'un calcaire pur :



Calcaire + chaleur \Rightarrow chaux vive + gaz carbonique

La chaux vive est ensuite hydratée (éteinte) et réduite en poudre :



Chaux vive + eau \Rightarrow chaux éteinte + chaleur

Les calcaires purs donnent de la chaux grasse alors que les calcaires contenant de l'argile ou de la silice donnent des chaux maigres. La chaux présente un très bon accrochage vis à vis des blocs et laisse passer l'air. Pour elle, le durcissement se fait au contact de l'air par carbonatation. Bien que la réaction ne nécessite pas d'eau dans son bilan stœchiométrique, la présence d'eau est toutefois nécessaire pour assurer la dissolution de la portlandite.



Chaux éteinte + gaz carbonique \Rightarrow calcaire + eau

Pour constituer un mortier de chaux aérienne, un volume de chaux est habituellement additionné à deux volumes de sable. Pour le mortier de chaux hydraulique, 1 m³ de sable est utilisé et 300 kg (parties de l'ouvrage à l'air libre) à 400 kg (pour les fondations immergées) de chaux hydrauliques. Pour le mortier de ciment (Portland) pour 1 m³ de sable, sont ajoutés 300 kg (derrière les parements) à 600 kg (pour le rejointoiement) de ciment [IN 2086, 2007].

Dans certaines régions, un mortier bâtard a pu être mis en place. Il s'agit d'un mélange de chaux et de ciment. En général, les proportions sont d'un demi-volume de chaux (grasse) pour un volume de ciment. Les avantages sont liés à la combinaison de ces deux liants : le mortier bâtard a une prise relativement rapide et une onctuosité appréciable.

La chaux aérienne présente des inconvénients pouvant entraîner des dégradations : extinction imparfaite et prise très lente. Lors de la pose du mortier de chaux aérienne, l'air ne va pas au cœur du joint donc la prise n'est pas totale et homogène : il peut rester des nodules de chaux vive dans la chaux éteinte. Lors de la vie de l'ouvrage, la chaux aérienne se dissolvant avec l'eau, une partie du mortier peut disparaître par lixiviation. Les chaux et ciments hydrauliques proviennent d'un mélange de calcaire et d'argile (plus de 20 % pour les ciments) et sont moins sujets aux intempéries. En effet, la réaction d'hydratation est plus homogène et la lixiviation des joints, par les eaux, est moins importante.

L'épaisseur du joint est souvent variable d'un ouvrage à un autre : elle dépend du type de maçonnerie. La forme du joint (Figure 1-11) dépend de la localisation de l'ouvrage et de l'époque de construction. Elle était imposée par le cahier des charges des compagnies ferroviaires.

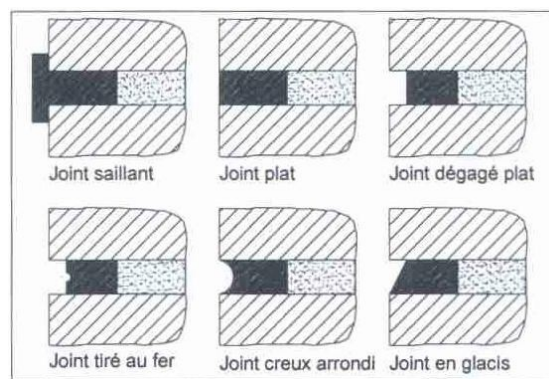


Figure 1-11 *Typologie des joints [IN 2086, 2007].*

1.2 Pathologies courantes sur les ouvrages en maçonnerie

1.2.1 Récapitulatif des causes des pathologies courantes

Les ouvrages en maçonnerie sont des ouvrages anciens ayant subi les épreuves du temps à cause desquelles des pathologies sont apparues. D'une manière générale, les causes des pathologies les plus courantes peuvent être résumées à :

- défaut ou absence d'étanchéité,
- absence de drainage des remblais,
- hauteur excessive de ballast,
- poussées latérales sur les tympans dues aux charges,

- tassement d'appui,
- glissement de terrain,
- affouillement de fondations en rivière,
- action du gel.

1.2.2 Origines des pathologies

De nombreux ponts en maçonnerie ont subi les caprices du temps ainsi que l'accroissement du trafic et des charges appliquées. Certains ouvrages ont alors développé des pathologies pouvant dans certains cas induire de fortes perturbations vis-à-vis de leur résistance globale. Les principaux défauts sont liés aux circulations d'eau dans et autour de l'ouvrage. La présence d'eau favorise généralement le développement de la végétation et les mouvements de fondations. D'autre part, les variations de charges d'exploitation, dans le sens de l'accroissement du trafic et des charges sous essieux, peuvent aussi provoquer des dommages dans les structures.

1.2.2.1 Première cause, la présence d'eau

La présence d'eau, à proximité de l'ouvrage, peut perturber la structure. En effet, les zones d'humidité (Figure 1-12) favorisent notamment la fissuration. Des chapes d'étanchéité ont le plus souvent été mises en place à la construction. Ces chapes d'origine qui recouvrent les extrados peuvent être de différents types :

- couche en mortier de chaux ou de ciment de quelques centimètres d'épaisseur,
- couche d'asphalte protégée par une chape en ciment,
- couche d'argile compactée.

Les systèmes d'évacuation des eaux, barbacanes traversant le corps de la maçonnerie, varient en fonction des ouvrages :

- pentes longitudinales amenant les eaux vers les piles, les clés, ou les reins,
- pentes transversales amenant les eaux vers l'axe de l'ouvrage ou les tympans.



Figure 1-12 Les défauts d'étanchéité sont caractérisés par des coulures d'eau.

Les ponts en maçonnerie étant pour la plupart centenaires, un réseau de fissuration apparaît habituellement au niveau des barbacanes à cause du vieillissement de l'ouvrage. Dans certains cas, les systèmes d'évacuation ont même disparu, détruit par les mouvements internes à la structure. L'écoulement n'est alors plus assuré. Les structures ne sont plus protégées des dangers de l'action des eaux. La perte d'efficacité des dispositifs d'évacuation des eaux aggrave fortement les phénomènes agressifs :

- la dissolution du liant des joints entre les briques par actions chimiques. Deux paramètres sont primordiaux dans ce phénomène : la nature des eaux et l'aptitude à la dissolution de la chaux,
- l'action des cycles gel - dégel qui a tendance à altérer les pierres. Certaines maçonneries sont plus sensibles aux cycles gel dégel que d'autres,
- le développement de la végétation.

D'autre part, la présence d'eau et l'accumulation d'eau, dues aux défauts d'étanchéités, peuvent présenter dans les points bas de la structure maçonnée des dangers. Les éléments les plus sensibles sont les appuis et les raccords entre les voûtes. De graves dommages peuvent apparaître lorsque les surcharges ferroviaires exercent des pressions importantes sur les tympans et le corps de voûte. Les surcharges peuvent y provoquer des désordres parfois importants : déversements, ventres, désorganisations.

1.2.2.2 L'évolution des charges

Il y a plus d'un siècle, les vitesses étaient basses (quelques dizaines de km/h), le trafic faible et les charges modérées. Aujourd'hui, l'évolution des actions sur les ponts rails est caractérisée par :

- l'accroissement des vitesses (de quelques dizaines de km/h à l'origine à 220 km/h sur certaines lignes),
- l'alourdissement des charges à l'essieu (de 5 tonnes à 22,5 tonnes),
- l'augmentation du trafic ferroviaire,
- la hausse des charges permanentes induites par les relevages de voies (ajout de ballast notamment).

Pour les ponts routes, cette évolution est sensiblement équivalente :

- l'accroissement des charges à l'essieu et des vitesses,
- l'augmentation du trafic routier,
- l'élargissement des routes et la modification des tracés,
- la hausse des charges permanentes.

Pour tous les ouvrages, des avaries peuvent être générées par l'utilisation d'engins de renouvellement. En particulier les dégarnisseuses, les bourreuses et les stabilisateurs dynamiques peuvent provoquer des dommages dans la structure. Les actions dissymétriques entraînent souvent des sollicitations de flexion dans le corps des voûtes et peuvent être à l'origine de désordres graves. L'amplification des charges tout au long de la vie de l'ouvrage n'était pas prise en considération lors de la conception de la structure.

1.2.2.3 La végétation

La présence d'humidité favorise la prolifération des mousses, lichens, champignons et herbes. D'autre part, certains arbustes sécrètent des acides qui provoquent l'altération des joints et des pierres. Les végétaux présents sur des ouvrages peuvent détériorer les matériaux constitutifs en dégradant les propriétés mécaniques des matériaux.

Une autre source de problème provient de la pénétration et la croissance des racines dans la maçonnerie qui entraîne la désorganisation puis la dislocation de parties de l'ouvrage. La

présence de la végétation est favorisée par l'humidité. Toutes les parties de la structure peuvent être concernées par ce type de pathologie.

1.2.3 Les principales avaries sur les matériaux

Des actions d'ordre physiques, mécaniques, chimiques et biologiques peuvent apparaître dans la structure. Les pierres, les briques, le béton et le mortier constitutifs des ouvrages en maçonnerie est régulièrement le siège de ces actions, voire de la combinaison de ces actions. La matière minérale subit des transformations chimiques et s'altère dans le temps.

1.2.3.1 La chimie

La pierre, la brique, le béton et les mortiers de ciment ou de chaux constitutifs des ouvrages en maçonnerie sont soumis aux actions de l'eau. L'eau attaque les matériaux en provoquant la dissolution des sels solubles présents. La pollution atmosphérique, par la présence d'acides, attaque les carbonates de chaux ou de magnésium contenus dans les pierres. Les attaques d'acides provoquent la formation d'une croûte superficielle appelée calcin. Sous l'action de l'eau et du gel, cette croûte se décolle, tombe et laisse apparaître la pierre saine. Au cycle suivant, le processus se répète et la pierre est ainsi abîmée. Pour les ouvrages "jeunes" (moins de 150 ans), ces attaques chimiques, causées par l'action de l'eau ou des acides, sont généralement superficielles (quelques millimètres au plus) et ne provoquent que des défauts d'aspect. Ils ne réduisent pas notablement les capacités portantes de ces ouvrages.

C'est surtout le gel qui provoque les dégâts les plus importants sur les matériaux. L'eau contenue dans les pores des pierres se transforme en glace : son volume augmente alors de 9 %. Si la pierre ne contient pas assez d'air pour compenser cette augmentation de volume, la solidification de l'eau provoque des pressions dans les pores conduisant à l'éclatement de la pierre. Ces altérations peuvent atteindre des profondeurs importantes et causer de sérieux dégâts.

1.2.3.2 La mécanique

Les agressions chimiques ne sont pas les seules à venir perturber le fonctionnement de la maçonnerie : la mécanique passe parfois à l'offensive. La plupart du temps, l'érosion et les chocs de véhicules sont à l'origine de fortes perturbations dans l'ouvrage.

L'érosion éolienne est caractérisée par le rôle abrasif des particules solides, portées par le vent. Elle provoque des pertes d'épaisseurs localisées et en général de faible importance. Les caractéristiques mécaniques des matériaux atteints peuvent en être atténuées.

Un autre aspect présente un risque fort : les chocs de véhicules (routiers) provoquent parfois des épaufrements (Figure 1-14) sur les bandeaux et des rayures sur les douelles. Des chocs répétés sur les bandeaux peuvent générer leur désorganisation. De plus, les efforts anormaux dans la maçonnerie peuvent occasionner des avaries sur les matériaux par excès de compression.

1.2.4 Altération des joints entre blocs

Le contact entre deux blocs peut être perturbé à cause d'actions chimiques ou mécaniques. La disparition plus ou moins importante du mortier entre les moellons ou briques d'une maçonnerie est nommée disjointoiement (Figure 1-13). Alors que l'action d'enlever le mortier entre les moellons avant les travaux de rejointoiement est le déjointoiement.



Figure 1-13 *Disjointoiement profond sur une maçonnerie de briques [IN 2086, 2007].*

Le disjointoiement peut être la conséquence de deux types d'agressions :

- **Chimique** : les mortiers sont soumis aux attaques de l'eau et de l'atmosphère. La portlandite formée par l'hydratation du ciment va réagir avec le gaz carbonique

contenu dans l'air et provoquer la carbonatation du mortier. Aussi la portlandite peut réagir avec les acides et se transformer en sulfates gonflants : gypse secondaire, ettringite, thaumasite. La présence d'eau favorise ces réactions et entraîne l'évacuation des sulfates par dissolution. Le mortier se trouve ainsi déstructuré et subi une perte de cohésion.

- **Mécanique** : des efforts anormalement élevés génèrent des contraintes supérieures à la résistance du mortier. Alors, les joints sont soit comprimés et cela peut provoquer l'altération des joints, soit soumis à des phénomènes de traction et cela peut provoquer l'ouverture des joints et entraîner la chute de mortier.



Figure 1-14 *Épaufrement d'une grande partie de l'intrados d'une voûte en maçonnerie de brique [IN 2086, 2007].*

Dans tous les cas, lors d'inspections régulières, il faut en noter la profondeur, l'étendue et la localisation afin d'effectuer un suivi de l'évolution de cette pathologie. Une attention tout particulière est à porter pour les disjointoiements profonds qui peuvent provoquer la chute de moellons ou de briques et conduire à la désorganisation de la structure en maçonnerie.

1.2.5 Désorganisations et dislocations

La ruine de l'ouvrage est précédée de deux phénomènes. Ces deux derniers stades avant la ruine sont la désorganisation et la dislocation. Il est à noter que l'apparition d'une des deux étapes est un signe fort d'une situation grave.

Une désorganisation caractérise un état avancé de détérioration de la maçonnerie. En effet, on parle de désorganisation lorsque les moellons (ou les briques) sont encore présents mais déplacés et sans cohésion. Les parties sous voies subissent les vibrations et bougent aux passages

des circulations. L'état de détérioration suivant est la dislocation. Elle est caractérisée par la chute d'éléments de l'ouvrage en maçonnerie comme le présente la Figure 1-15.



Figure 1-15 *Dislocation d'un ouvrage de pierre [IN 2086, 2007].*

1.2.6 Fissures et fractures

Les ouvertures entre deux éléments sont un élément visuel et usuel dans le suivi de l'évolution d'un ouvrage. RFF distinguent deux catégories d'ouvertures : les fissures et les fractures. La frontière entre ces deux types d'embrasure n'est pas très précise. Une fissure est généralement une ouverture d'ordre millimétrique alors qu'une fracture correspond à une ouverture d'ordre centimétrique. Dans la plupart des cas, les fissures caractérisent un état d'endommagement relativement faible qui n'affecte qu'une partie de la section résistante de la maçonnerie. C'est un signe que la zone est localement tendue. Néanmoins, l'apparition de fissures est un signe important à prendre en considération. D'autre part, les fractures sont plus préjudiciables et coupent en deux parties la section résistante de la maçonnerie. La présence de fracture est un signe grave annonciateur d'une forte perte de capacité portante.

Trois facteurs caractérisent une fissure ou une fracture : l'ouverture, le désaffleurement et le rejet (Figure 1-16) :

- l'ouverture : c'est la distance qui sépare les deux lèvres de la fissure,
- le désaffleurement : c'est la différence de niveau entre les deux parties séparées par la fissure,
- le rejet : c'est le mouvement relatif, dans le sens parallèle à l'ouverture, entre les deux lèvres de la fissure.

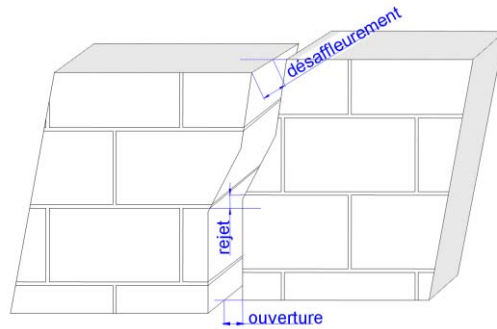


Figure 1-16 Paramètres importants pour la caractérisation des fissures [IN 2086, 2007].

Il est à noter que pour assurer un suivi précis du développement des fissures, il faut effectuer régulièrement des relevés de fissuration et analyser l'évolution de l'ouvrage. Il est important de préciser la localisation des fissures et si elles sont accompagnées de venues d'eau, de boue, de projections et si elles bougent aux passages des circulations.

Les fissures et fractures peuvent apparaître en divers lieux de l'ouvrage. Les détériorations caractéristiques ont lieu sur les parements verticaux, les piles et les douelles. La fissuration des parements verticaux peut être de trois types : horizontale, verticale ou biaise comme le présente la Figure 1-18. Dans tous les cas, les fissures sont le signe de mouvements des fondations.

En fonction de leur orientation par rapport à la voie portée, les fissures sont organisées en deux classes : les fissures transversales, les fissures longitudinales et les fissures biaises. Les fissures révèlent une décompression de la zone concernée.

Les fissures longitudinales peuvent avoir pour origine :

- une différence de rigidité entre la douelle et le bandeau,
- la concomitance de tractions et de cisaillements sur des plans longitudinaux entre les bandeaux et la voûte qui provoquent leur décollement [Domède, 2006],
- des tassements d'appui différentiels,
- des efforts verticaux localisés trop importants générés par les traverses reposant sur une trop faible épaisseur de ballast [Lourenço, 2007].

La présence de traverses béton bi blocs (Figure 1-17) semble très agressive vis-à-vis de la maçonnerie. Dans la pratique, de nombreux dommages sont relevés sur des structures comportant des traverses bi bloc. Elles engendrent des contraintes de 5 à 20 % plus fortes que des traverses monoblocs [Lourenço, 2007]. Les efforts verticaux sont alors concentrés sous

chaque blochet. Il se crée alors une ou deux fissures longitudinales sous chaque blochet. Si les fissures deviennent importantes, seules les parties directement sous les blochets reprennent les efforts verticaux. Le découpage de la voûte limite alors la répartition des efforts dans la maçonnerie et donc en diminue sa résistance.

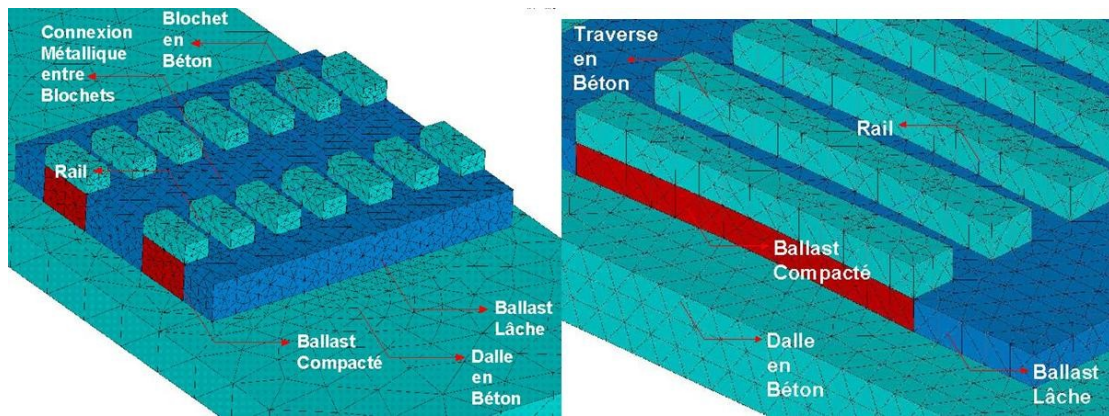


Figure 1-17 Traverses bibloc (a) et traverses monobloc (b) [Lourenço, 2007].

Des tassements différentiels des appuis, longitudinaux et transversaux, entraînent la décompression de la voûte et l'apparition de fissures transversales ou biaisées. Les épaufrures (Figure 1-14), la présence de joints en saillie ou de moellons éclatés sont des signes d'éléments en compression. Tout mouvement constaté signale une déconsolidation de la partie concernée. Il est considéré comme une avarie grave par RFF, nécessitant des mesures d'urgence : restrictions de circulations, calages de moellons, mise sur cintres.

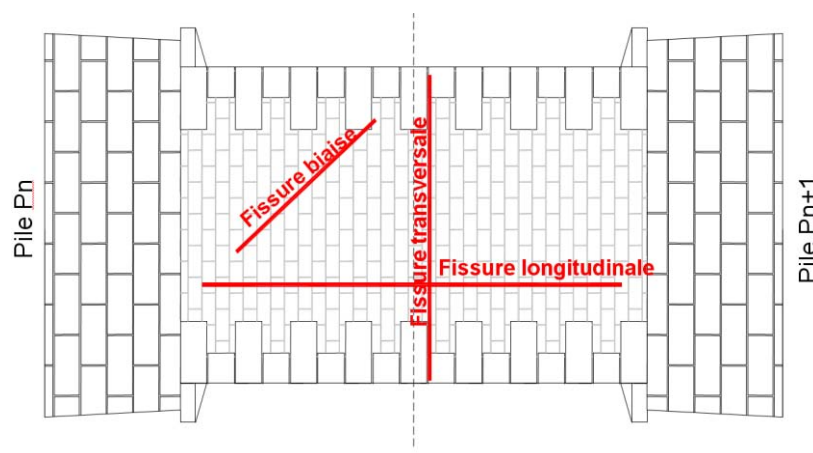


Figure 1-18 Orientation des fissures [IN 2086, 2007].

Autres causes possibles de fissuration : le retrait et l'excès de compression. À un excès de compression correspond une fissure. On parle d'excès de compression lorsque la compression dépasse la limite de résistance intrinsèque du matériau. L'expulsion du mortier des joints vers l'extérieur et l'épaufrement des arêtes des moellons sont des signes d'excès de compression.

1.2.7 Cas particulier des voûtes surbaissées

Les ouvrages à voûte surbaissée sont plus exposés que les ponts à voûte plein cintre aux mouvements horizontaux des appuis. L'écartement des appuis va provoquer la décompression de la voûte. Le tracé de la courbe des pressions va se trouver modifié : la zone de la clé va être surcomprimée en extrados et fissurée en intrados.

En intrados, la décompression de la voûte va se matérialiser par des fissures transversales, parfois accompagnées de déplacements de moellons, dans les zones tendues. Dans les zones surcomprimées des éclatements de moellons ou de briques risquent d'apparaître dus à une compression excessive.

Les modifications de l'ouvrage, rehaussement de ballast par exemple, changent la répartition des efforts sur la maçonnerie. Le tympan est alors sollicité par des efforts horizontaux hors plan. Ainsi, une fissure peut voir le jour au raccord entre la voûte et le bandeau. Lorsque cette fissure devient importante, le bandeau ne participe plus à la reprise des efforts verticaux en provenance du remplissage.

1.2.8 Troubles liés à l'environnement de l'ouvrage

L'environnement de l'ouvrage est le facteur le plus important dans sa longévité. Certains environnements favorisent les désordres sur les voûtes. Ils sont principalement :

- les terrains compressibles favorisant les mouvements d'appuis,
- les relevages, les ripages de voies provoquant des poussées excessives sur les tympanes et le décollement des bandeaux,
- la végétation pouvant provoquer des désordres importants.

1.3 Suivi des ouvrages en maçonnerie

Le suivi du parc des ouvrages d'art est indispensable pour évaluer les ouvrages et prédire les états futurs. Il y a donc en place des outils de surveillance, de suivi et de diagnostic des ponts en maçonnerie. Au sein de la direction de l'ingénierie de la SNCF, le principe de surveillance est résumé par la Figure 1-19.

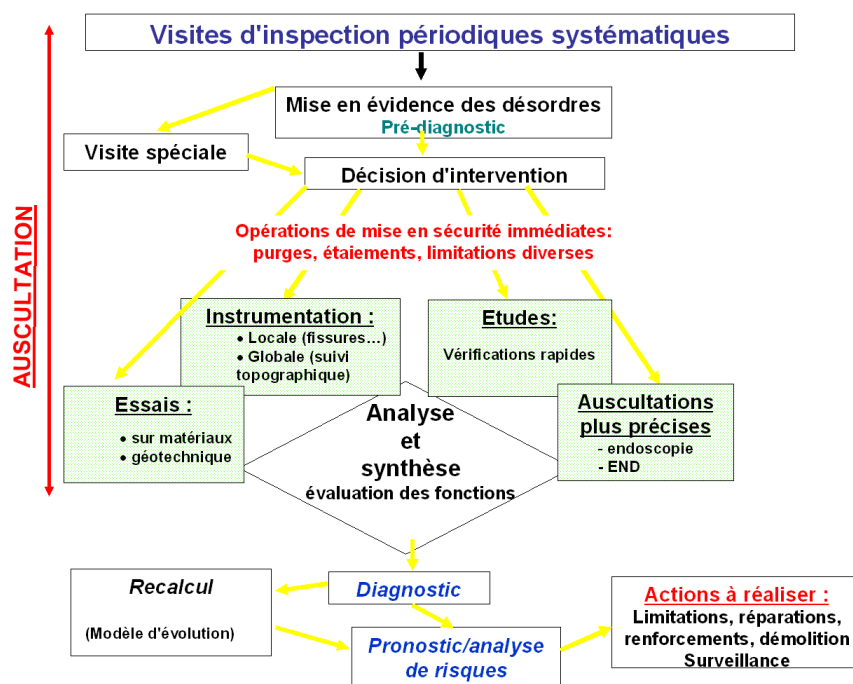


Figure 1-19 Principe des contrôles des ponts en maçonnerie [IN 2086, 2007].

Les inspections périodiques ont lieu à intervalles réguliers et sont en règle générale espacées de 5 ans. Cependant, pour quelques ouvrages plus problématiques, présentant des défauts ou étant susceptibles de perturbations, l'espacement des visites est réduit (jusqu'à 6 mois). Dans les cas les plus extrêmes, on en vient même à placer de l'instrumentation en continu pour avoir un suivi en direct de l'ouvrage.

Dans tous les cas, l'objectif principal de l'auscultation est de détecter les défauts et endommagement afin de vérifier la conformité de l'ouvrage. Dans le cas de la présence de désordre, il faut les répertorier et les caractériser. L'examen des ouvrages emprunte deux voies : une voie non destructive et une voie destructive. Dans le premier cas, l'auscultation ne détériore pas les matériaux en présence alors que dans le second, l'ouvrage est « abîmé » par les moyens d'auscultation.

1.3.1 Les auscultations non destructives

Le champ des auscultations non destructives est assez large. Il comprend les inspections visuelles, les suivis topographiques et l'instrumentation.

1.3.1.1 Les inspections visuelles

Les inspections visuelles sont des inspections visant à relever les dommages visibles à l'œil nu. En effet, ces dommages peuvent être les signes extérieurs de dégradations plus profondes. Il faut bien noter les évolutions des environs de l'ouvrage, l'état apparent des matériaux ainsi que l'état de fissuration et les dommages présents sur l'ouvrage considéré.

Les inspections visuelles peuvent être directe ou endoscopique (Figure 1-20). L'endoscope, caméra fixée sur une tige orientable et plus ou moins longue, offre la possibilité d'ausculter des parties de l'ouvrage situées dans des zones difficilement accessibles. La visualisation est vidéo ou photographique.

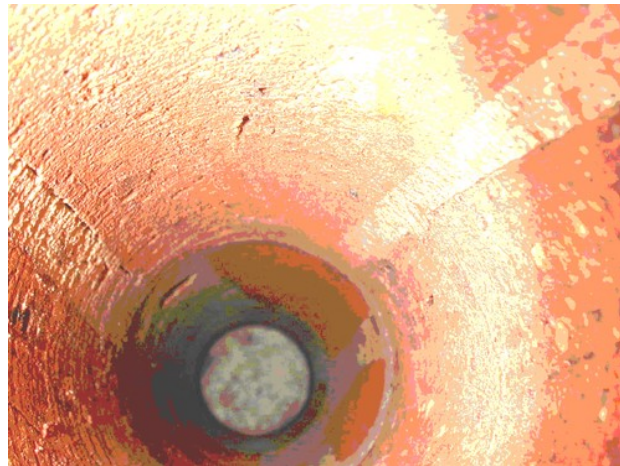


Figure 1-20 *Endoscopie d'une maçonnerie.*

1.3.1.2 Le suivi topographique

Le suivi topographique permet de déterminer les mouvements de points référencés vis-à-vis de points fixes. Il est ainsi possible de suivre les variations spatiales de repères placés sur l'ouvrage. Le suivi topographique se fait à l'aide de nivellement vertical et de cibles optiques. Au final, sont obtenus les nivellements verticaux et les déplacements dans le plan. On obtient donc

un suivi d'ensemble des mouvements de l'ouvrage et un suivi précis de points particuliers. Régulièrement, des cibles sont installées dans les massifs proches des ouvrages pour s'assurer de la stabilité des environs. De plus, il est à noter que les suivis topographiques ont une précision de l'ordre du millimètre.

1.3.1.3 L'instrumentation

L'instrumentation des ouvrages permet un suivi en continu des variations de certains dommages. La plupart du temps, trois types de matériels sont utilisés pour ce genre de suivi : les inclinomètres, les piézomètres et les fissuromètres.

Les inclinomètres permettent de vérifier les mouvements des sols environnants. Les piézomètres offrent la possibilité de relever les niveaux d'eau dans les zones environnant l'ouvrage considéré. Ces deux instruments sont souvent employés ensemble afin de caractériser l'influence du sol alentour.

Les fissuromètres, comme leur nom l'indique, sont des instruments permettant de caractériser l'ouverture des fissures. Au fil du temps, la technologie a évolué. Les témoins au plâtre ont laissé la place aux réglettes graduées qui elles mêmes se sont effacées au profit de fissuromètres électroniques (Figure 1-21).



Figure 1-21 *Trois époques, trois technologies, trois types de suivi des fissures*
[IN 2086, 2007].

Les témoins au plâtre ne présentaient que l'avantage de caractériser un mouvement sans pour autant le quantifier. Par ses mouvements la maçonnerie rompt le témoin au plâtre. La rupture du plâtre confirme le mouvement mais il n'est pas possible de connaître l'ampleur du mouvement. L'utilisation de réglette, ou de pointe, fixée en travers d'une fissure permet de

relever occasionnellement l'ouverture de la fissure. C'est un système peu coûteux qui quantifie l'ouverture de la fissure. Cependant, cet instrument n'offre qu'une valeur ponctuelle de l'ouverture. Un fissuromètre électronique, relié à une station de stockage de données, permet d'obtenir les variations en continu sous passage de train. A faible vitesse, on peut même identifier les différents bogies du convoi (acquisition tous les $1/10^{\text{ème}}$ de seconde). Le couplage de plusieurs fissuromètres électroniques permet un suivi des trois facteurs caractérisant une fissure : l'ouverture, le désaffleurement et le rejet (Figure 1-22).

A noter que les cordes optiques sont également employées dans certains cas mais leur coût limite considérablement leur utilisation. Cependant, la fréquence d'acquisition est beaucoup plus forte que pour les fissuromètres électroniques. Il est ainsi possible d'identifier sur les graphiques de mesure le passage de chaque essieu. Cela est très utile pour des analyses en dynamique.



Figure 1-22 *Couplage de fissuromètres pour un suivi tri dimensionnel [IN 2086, 2007].*

1.3.2 Les auscultations destructives

Les auscultations destructives ont pour but de caractériser les matériaux, de confirmer la présence de fissures et de préciser la présence d'eau à l'intérieur de la structure. Pour cela, des sondages carottés sont entrepris (Figure 1-23). Une fois la carotte extraite, l'analyse de celle-ci permet de déterminer les matériaux présents. Des essais mécaniques ou chimiques précisent alors les caractéristiques des matériaux: leur loi de comportement, leur masse volumique et leur porosité, par exemple.



Figure 1-23 Carottage acrobatique sous la voûte [IN 2086, 2007].

1.3.3 Les autres étapes du suivi des ouvrages

Le diagnostic vise à pronostiquer des évolutions et permet de prendre des décisions. Il implique une surveillance normale et éventuellement renforcée. La surveillance normale est une inspection visuelle de l'ouvrage à intervalle régulier (5 ans à la SNCF). La première action de la surveillance renforcée est le nivellement vertical de l'ouvrage. Parfois une instrumentation est ajoutée à la surveillance renforcée. L'instrumentation nécessite alors un minimum de suivi et de recul vis-à-vis des mesures.

L'observation des mouvements de l'ouvrage est primordiale. Les tassements, les déversements et l'inclinaison des murs tympans doivent être répertoriés et analysés pour décider d'éventuelles réparations. Les mouvements de fondations étant une des premières causes de pathologie, il faut identifier la présence de tassements afin de prévenir des dommages plus importants en assurant des renforcements efficaces.

En résumé, le suivi des ouvrages suit un processus d'auscultation, d'évaluation, de diagnostic et éventuellement d'intervention (réparation par exemple). Dans tous les cas, il faut bien identifier les causes pour assurer une bonne intervention.

1.4 Le comportement des matériaux composant la maçonnerie

1.4.1 Introduction au comportement de la maçonnerie

« Réellement tous les matériaux sont hétérogènes à une ou plusieurs échelles d'observation comprises entre celle de l'observation macroscopique et celle des atomes. Les lois de comportement ne peuvent que refléter et subir les conséquences de ces hétérogénéités et discontinuités. » [Bernardet, 1999].

La maçonnerie est un assemblage de moellons et de joints. Elle est donc hétérogène et anisotrope. La caractérisation mécanique de la maçonnerie (Figure 1-24) est rendue difficile par l'hétérogénéité du matériau, la variabilité des lois de comportement des blocs et du mortier, la fabrication et la mise en œuvre.

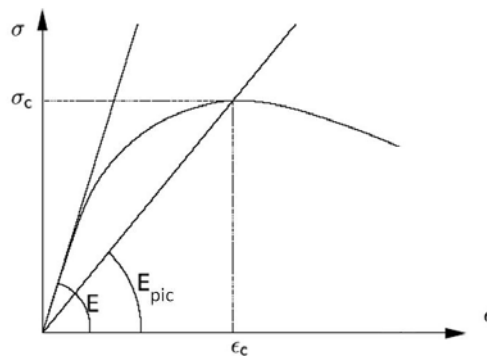


Figure 1-24 Relation contrainte déformation pour la maçonnerie en compression : elle n'est ni élastique, ni linéaire [Eurocode 6, 2006].

Deux approches majeures se distinguent : l'approche par micro modélisation et celle par macro modélisation. L'approche par micro modélisation est une approche considérant chaque élément de la structure et les interactions entre chaque élément d'une structure. Ainsi, le comportement de chaque constituant (pierre, brique, joint) est précisément décrit. L'inconvénient majeur réside dans la difficulté à modéliser chaque moellon et chaque joint. L'approche par macro modélisation considère la maçonnerie comme un matériau homogénéisé (Figure 1-25).

En fonction de la taille de la structure, de la précision requise, et de la puissance de calcul mobilisée, l'analyse des ouvrages en maçonnerie peut être traitée à l'échelle micro ou l'échelle

macro. Lourenço [Lourenço, 1996] et Papa [Papa, 2001] décrivent les différentes méthodes pour analyser le comportement de la maçonnerie.

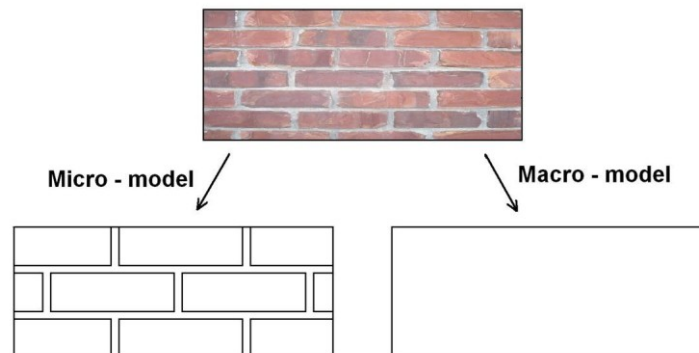


Figure 1-25 *Micro et macro-modèle pour décrire la maçonnerie.*

1.4.2 L'approche micro échelle

Cette approche est limitée à l'analyse de petites structures telles que les spécimens de laboratoire ou des petits volumes élémentaires représentatifs de la maçonnerie, afin d'en comprendre le comportement détaillé. La micro modélisation s'attache à décrire individuellement chaque constituant de la maçonnerie (briques, joints et des interfaces) et de leurs interactions. Chaque matériau est différencié avec sa propre loi de comportement. Les blocs (briques ou pierres) peuvent être caractérisés par une loi de comportement élastique simple [Page, 1978] mais aussi avec une loi d'endommagement très précise [Reyes *et al.*, 2009].

Le mortier peut être considéré comme un milieu continu, lié aux blocs par des éléments d'interface discontinus. C'est ce qu'on appelle la micro modélisation détaillée (Figure 1-26 - a). Une autre façon de décrire le joint est de considérer le mortier directement comme un élément d'interface [Sutcliffe *et al.*, 2001] et [Cruz-Diaz *et al.*, 2002] : c'est la micro modélisation simplifiée (Figure 1-26 - b). Dans les deux cas, les briques et le mortier sont modélisés. Dans le cadre de la micro modélisation, les fissures peuvent se développer dans les interfaces illustrant le fait que ces interfaces sont généralement les parties les plus faibles de la maçonnerie.

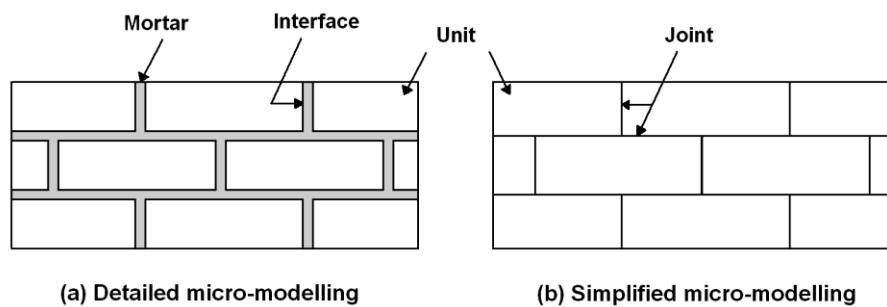


Figure 1-26 *Micro-modélisation détaillée (a) et simplifiée (b).*

Un des premiers utilisateurs de la micro modélisation dans le domaine des maçonneries fut Page [Page, 1978]. Il a examiné les blocs qui composent la maçonnerie comme des éléments élastiques liés à des éléments d'interface. Plus tard, Rahman [Rahman and Anand, 1994] a analysé des spécimens de laboratoire jusqu'à la rupture avec la méthode « micro modélisation » en utilisant un critère de Mohr Coulomb pour les interfaces. Lourenço et Rots [Lourenço and Rots, 1997], dans leur modèle, considèrent les blocs comme des éléments et les jonctions comme des éléments d'interface. Lourenço [Lourenço and Ramos, 2004] a également utilisé un critère de rupture de Coulomb pour les interfaces entre les blocs. Les blocs, pour leur part, étaient modélisés avec un comportement inélastique et un paramètre de rugosité de surface. Lourenço a utilisé cette approche « micro » pour modéliser la maçonnerie de pierres sèches (pas de mortier entre les blocs de pierre). Dans tous les cas, l'objectif était de représenter le comportement de l'interface entre les blocs et le mortier. Les interfaces ont été considérées comme ayant une épaisseur nulle et comme le lieu de propagation de la fissuration.

Sur la base de la théorie de plasticité, le modèle de Lourenço a été amélioré en utilisant deux fonctions seuil pour modéliser un chargement cyclique en traction et compression [Oliveira and Lourenco, 2004] et pour les maçonneries de moellons [Senthivel and Lourenco, 2009]. Colliat et Davenne [Colliat *et al.*, 2002] ont travaillé sur le comportement mécanique des murs en maçonnerie soumis à une charge dans le plan. Ils ont modélisé les joints de mortier et les briques individuellement. L'écrasement des blocs a été pris en compte et les joints ont été modélisés avec un comportement parfaitement plastique en considérant la propension à la dilatance du mortier. A partir des caractéristiques expérimentales de chaque composant, ils ont obtenu à la fois la rigidité et la capacité maximale de deux murs expérimentaux.

L'inconvénient de l'approche par analyse à micro échelle est que le calcul numérique est lourd et volumineux. Plus la structure est grande, plus le temps de préparation du modèle et le temps de calcul numérique sont importants. C'est la raison pour laquelle la méthode est limitée aux maçonneries de petites dimensions.

1.4.3 L'approche macro échelle

Pour les structures en maçonnerie de grande dimension, il est plus adapté d'utiliser une macro modélisation, où la structure en maçonnerie est considérée comme un seul matériau dont les propriétés sont homogénéisées (Figure 1-27). Un macro modèle est un bon compromis entre la précision des résultats et le temps de calcul pour analyser des structures en maçonnerie de grande taille et fournir une bonne approximation des déformations à un niveau de contrainte faible [Ghosh *et al.*, 1994]. A l'heure actuelle, peu de chercheurs ont travaillé dans ce domaine pour comprendre l'ensemble du comportement de grands ouvrages en maçonnerie tels que les murs [Berto *et al.*, 2004], les bâtiments, les ponts [Domède, 2006] et les tours [Bayraktar *et al.*, 2009].

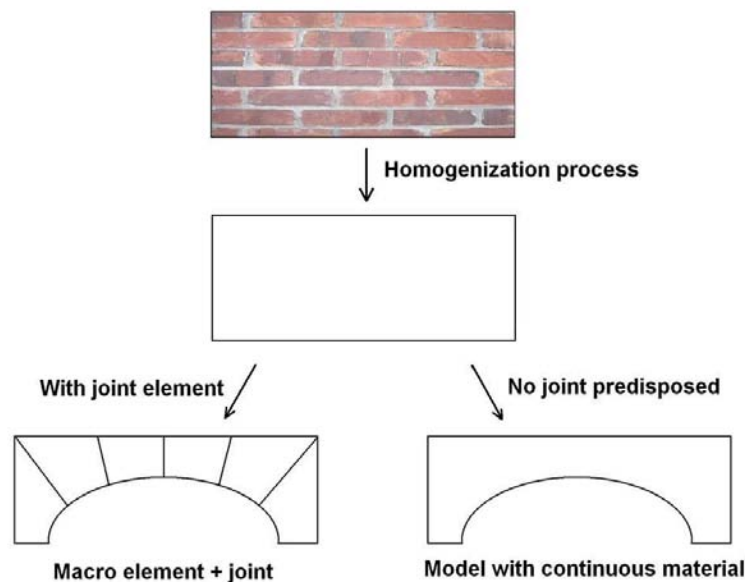


Figure 1-27 Macro modèles avec ou sans éléments joints.

Pour l'analyse de trois ponts en Irlande et aux Etats Unis, Fanning [Fanning and Boothby, 2001] a utilisé le code élément fini Ansys, avec un modèle 3D utilisant un modèle d'endommagement non-linéaire. Il a séparé les ponts en plusieurs parties : la maçonnerie, le

remplissage et l'interface entre les deux. La maçonnerie a été modélisée avec un modèle de fissuration existant dans Ansys, qui modifie la rigidité du matériau lors de l'apparition de la fissuration. Pour le remplissage, un matériau avec un critère de Drucker-Prager a été utilisé et les interfaces ont été modélisées comme des surfaces de frottement. Les ponts ont été examinés sous charges de service.

Frunzio [Frunzio *et al.*, 2001] a également exploité le code éléments finis Ansys en 3D afin d'étudier un pont romain en pierre. Il a divisé la structure en 4 parties : la voûte, les murs tympans, le remplissage (approximé grossièrement par un béton) et les fondations. Il a choisi d'appliquer un critère de Drucker-Prager pour tous les matériaux et le module d'élasticité a été calculé avec le processus d'homogénéisation proposée par Aboudi [Aboudi, 1991]. Il a noté que le résultat était très dépendant des paramètres matériaux, qui ont été difficiles à évaluer.

Domède [Domède, 2006] a analysé un pont de chemin de fer en 3D en utilisant des macro éléments avec des lois de comportement homogénéisées associés à des éléments joints (critère de Coulomb). La voûte, les bandeaux en pierre, les murs tympans et le remplissage se différencient par leurs caractéristiques mécaniques propres. Trois différentes lois de comportement homogénéisées ont été comparées : élastique-plastique avec un critère de Von Mises, modèle d'endommagement de Mazars, élasto-plastique avec un critère de Drucker-Prager. Comme le montre la Figure 1-28 et afin d'ouvrir des fissures dans la structure, des éléments numériques de type « joints », capables de s'ouvrir et de glisser, ont été placés dans la structure.

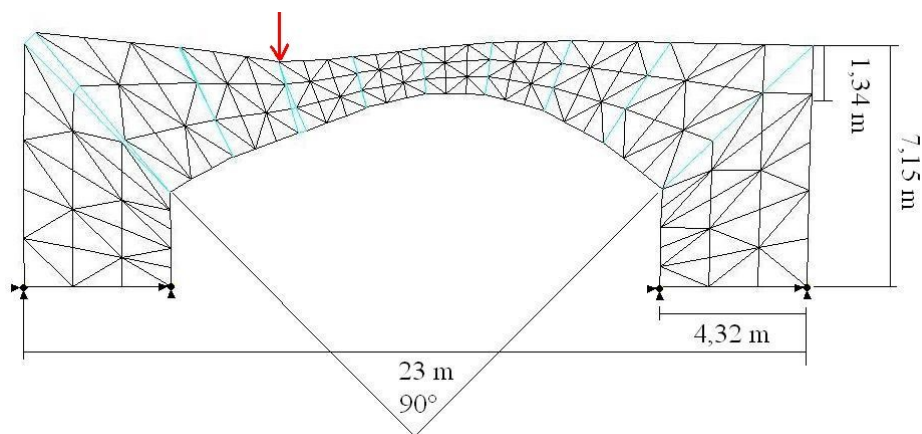


Figure 1-28 Les fissures s'ouvrent dans les macro joints d'interface.

Très récemment, une pagode chinoise du 11^{ème} siècle a été modélisée [Abruzzese *et al.*, 2009] en utilisant les propriétés mécaniques linéairement homogénéisées des matériaux obtenues par des essais expérimentaux. Le modèle mécanique était basé sur un simple comportement

élastique linéaire en ne considérant aucune résistance en traction. La tour dont l'inclinaison est de $6,5^\circ$ a été analysée sous poids propre afin d'évaluer le risque de chute. Aussi, la modélisation des renforcements dans le cadre de la réhabilitation des ouvrages d'assainissement peut être envisagée à l'aide d'une méthode identique [Koufache *et al.*, 2007]. Il s'agit dans ce cas de modéliser à la fois la maçonnerie et le renforcement [Kesteloot *et al.*, 2009]. Dernièrement, Bayraktar [Bayraktar *et al.*, 2009] a analysé par éléments finis en 3D une tour - clocher en Turquie. Sa simulation numérique a soumis la tour à des charges permanentes et des charges de vent dans une analyse statique mais aussi à travers une analyse dynamique pour reproduire le tremblement de terre de 1992. Le modèle était un modèle d'endommagement où la fissuration et l'écrasement ont été examinés. Il a obtenu l'évolution de l'endommagement et la distribution des fissures et comparé les résultats numériques avec le facies de fissuration sur la structure réelle. Les résultats de l'analyse semblent correspondre à la fissuration réelle de la structure. Pour Massart [Massart *et al.*, 2004], les hypothèses de directions principales d'endommagement fixes et d'endommagement orthotrope, utilisées dans la plupart des modèles d'endommagement macroscopique, n'est pas acceptable car l'anisotropie totale joue un rôle important pour de nombreux chargements. Ainsi, un modèle laissant libre la propagation des fissures (rotating crack model) peut être une bonne façon de décrire l'anisotropie complète du matériau.

L'approche macro avec éléments joints permet la compréhension des mécanismes structurels de grands ouvrages. Les éléments joints, en s'ouvrant, simulent le développement des fissures dans une zone prédisposée de la structure, choisie à l'avance. Les fissures suivent alors une voie non-naturelle. En revanche, en intégrant le phénomène de fissuration à l'intérieur d'un matériau continu, les fissures peuvent se développer le long d'un chemin non-prédisposé mais déterminé par les calculs. Les fissures se développent dans les zones où les contraintes sont excessives par rapport à des critères spécifiés. L'objectif global de la recherche présentée ici est d'analyser les structures en maçonnerie de grandes tailles telles que les ponts et les bâtiments. Le modèle proposé sera par conséquent un macro modèle considérant le matériau comme un milieu continu et homogène.

1.4.4 Obtention de paramètres homogénéisés

Comme Frunzio (Frunzio *et al.*, 2001) l'explique, les paramètres des matériaux ont une grande influence sur les résultats numériques. En outre, il souligne qu'il est difficile d'évaluer ces paramètres homogénéisés. Afin de passer de l'approche brique - joint à l'approche continue, il est

nécessaire soit d'effectuer des tests sur un volume représentatif (VER) de maçonnerie soit de développer une procédure d'homogénéisation. L'idée est de fusionner les blocs et les joints en un seul matériau homogénéisé. Dans notre modèle macro-échelle, les propriétés élastiques, les résistances et les énergies de rupture doivent être déterminés.

Si aucun test sur un volume représentatif de la maçonnerie n'est disponible, la meilleure façon d'obtenir les paramètres homogénéisés à partir des caractéristiques matérielles élémentaires est de modéliser un volume élémentaire représentatif de la maçonnerie, comme le suggère [Domede 2006]. Cette méthode est en mesure de fournir tous les paramètres du modèle.

Il existe aussi des techniques d'homogénéisation analytiques simplifiées si une analyse fine aux éléments finis sur un volume élémentaire représentatif n'est pas possible. Le module élastique homogénéisé peut être déterminé en utilisant plusieurs méthodes. La technique la plus simple est de considérer la maçonnerie comme un système de ressort de sorte que le module élastique équivalent peut être calculé comme une combinaison de l'élasticité de la brique et du mortier. Cette méthode, utilisée notamment par Abruzzese (Abruzzese *et al.*, 2009), donne une approximation basée sur un système en série et ne doit être appliqué que pour la maçonnerie chargée dans un plan perpendiculaire aux joints principaux. Une autre méthode pour trouver le module élastique homogénéisé a été proposée par Cecchi et Sab [Cecchi and Sab, 2002]. Ils recommandent le calcul de la matrice de rigidité d'un volume représentatif de la maçonnerie (Figure 1-29) avec une formule basée sur la théorie de l'homogénéisation.

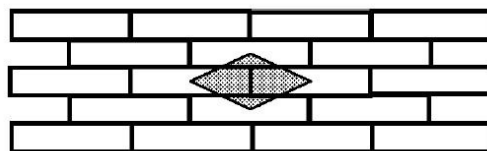


Figure 1-29 Motif élémentaire de maçonnerie proposé par Cecchi et Sab [Cecchi and Sab, 2002].

Le processus d'homogénéisation analytique recommandé par Cecchi et Sab [Cecchi et Sab, 2002] requiert que les dimensions, les modules de Young et les coefficients de Poisson des briques et des joints soient connus pour obtenir le module d'Young et le coefficient de Poisson homogénéisés.

La comparaison des méthodes d'homogénéisation [Stablon *et al.*, 2011] montre que des valeurs fortement différentes peuvent être obtenues. [Stablon *et al.*, 2011] montre en outre qu'il convient de prendre en compte le retrait et le pré-endommagement qu'il induit dans le processus d'homogénéisation. En considérant ce dernier aspect, les différents résultats obtenus selon les méthodes ne sont pas aussi contradictoires qu'ils paraissent. En fait, l'homogénéisation analytique fournit une limite supérieure en négligeant les imperfections possibles à l'interface entre les joints et les briques. D'autre part, le module mesuré sur les prismes peut être différent de la vraie valeur homogénéisée, les prismes n'étant pas nécessairement des volumes représentatifs. Enfin seulement un module évalué à partir de l'analyse inverse de la voûte pourrait fournir la bonne valeur étant donné qu'il dépend de l'évolution des matériaux constitutifs de la voûte, y compris pendant la période de construction (retrait du mortier) et le niveau de chargement [Stablon *et al.*, 2011].

Finalement, il apparaît que la méthode la plus adaptée pour obtenir une homogénéisation complète d'un matériau est la modélisation numérique d'un Volume Élémentaire Représentatif (VER). Cette méthode est décrite au chapitre 3.

1.5 Calcul des ponts - Etat de l'art des méthodes d'analyse

1.5.1 Méthodes empiriques

La construction des ponts en maçonnerie s'est appuyée sur l'expérience des bâtisseurs successifs [Séjourné, 1913]. Le partage du savoir et l'amélioration des techniques ont permis de construire de mieux en mieux et plus en plus grand. Le recalcul actuel des ponts en maçonnerie suit le même principe : d'abord des règles empiriques puis des méthodes d'analyse limite et enfin des méthodes informatiques d'analyse.

1.5.1.1 MEXE

La méthode MEXE [MEXE, 1963], Military Engineering eXperimental Establishment, fut développée pendant la seconde guerre mondiale pour l'analyse des routes empruntées. A l'origine, cette méthode fut utilisée pour assurer le passage des chars sur les ponts en maçonnerie. Ensuite, elle fut adoptée par le Ministry of Transport (Royaume Uni) en 1967 et continue d'être

recommandée par le Department of Transport Standard [Department Standard BD21/97, 1997]. Elle est basée sur les travaux d'avant guerre de Pippard [Pippard, 1948] afin de déterminer l'aptitude au service des voûtes.

La méthode est basée sur quelques hypothèses : la maçonnerie est considérée sans résistance en traction, de résistance en compression infinie, il n'y a pas de glissement possible entre les voussoirs, des restrictions obligent le pont analysé à ne pas être surbaissé et l'encastrement des culées est considéré comme parfait. La charge admissible est déterminée par la formule empirique (1.4) :

$$q = \frac{740 \times (h + e)^2}{p^{\frac{1}{3}}} \quad (1.4)$$

avec q (kN/m) la charge admissible, h la hauteur des voussoirs, e l'épaisseur du remblai et p la portée. A cette charge admissible, sont appliqués des coefficients réducteurs tenant compte de l'état général du pont, de la forme et du nombre de travées, de la qualité des matériaux, de la dimension et de la qualité des joints.

Cette méthode empirique permet d'analyser rapidement et visuellement la résistance des voies empruntées approximant la capacité portante de ces ouvrages. Cependant, elle est rudimentaire car elle oublie de nombreux paramètres et reste très approximative et conservative [Stablon *et al.*, 2009]. Elle n'offre pas un descriptif « précis » du comportement de la structure.

1.5.1.2 REAM

Proposé par l'UIC, la méthode REAM, « Railway Empirical Assesment Method », permet d'approximer la capacité portante d'un arc simple. Cette méthode, basée sur le principe de calcul d'un arc [Trautwine, 1871], se veut plus pratique et complète que la méthode MEXE en utilisant une série d'abaques permettant de prendre en compte à la fois les effets du surbaissement, du remplissage et du chargement. C'est une méthode, directement liée aux propriétés géométriques (portée et épaisseur de la voûte), d'évaluation de la capacité portante de l'ouvrage [Harvey, 2007]. En comparaison avec la méthode empirique MEXE, cette méthode fournit des résultats réalistes en améliorant sa facilité de mise en œuvre. Le concept de cette méthode est que l'évaluation est rapide et peut être effectuée par les inspecteurs sur site [Orbán, 2008].

1.5.1.3 FILEV

La méthode FILEV, pour F^Irst L^EVel, est assez semblable à la méthode MEXE. Elle a été développée par Marin-Caro [Marin-Caro *et al.*, 2004] pour effectuer une première analyse rapide des ponts voûtes espagnols. Elle permet d'évaluer la charge ultime à partir de critères géométriques (épaisseur et ouverture de l'arc). Cette méthode, comme les deux précédentes, est limitée à la fois par le domaine d'application mais aussi par le côté simpliste de l'analyse et des résultats très sécuritaires.

1.5.2 Les méthodes d'analyse à la rupture

Dans ces modèles, la voûte est découpée en voussoirs, blocs réels ou fictifs, au contact desquels est appliqué un critère de Coulomb. L'analyse menée est dite analyse à la rupture car la méthode ne calcule pas les contraintes dans la maçonnerie mais analyse l'état ultime de la construction. La capacité portante globale de la voûte maçonnée est déterminée à l'aide du principe des puissances virtuelles. Les bases de cette méthode ont été développées dans les années 1970 [Heyman, 1966] et [Heyman, 1969] pour être formalisées et mises en logiciel dans les années 1980. En France, la méthode d'analyse à la rupture est développée par Delbecq [Delbecq, 1982] et [Delbecq, 1983] sous la forme du logiciel VOUTE. Cette méthode considère la maçonnerie sans résistance en traction et de résistance en compression finie. Plus récemment, un autre logiciel est entré sur le marché, il s'agit de RING [Gilbert and Melbourne, 1994] et [Gilbert, 2001].

Les hypothèses de calcul sont les suivantes : la maçonnerie est considérée sans résistance en traction et de résistance en compression donnée [Harvey, 1988], un critère de Coulomb est appliqué pour l'interface entre les voussoirs, la présence du remplissage est prise en compte dans son action sur la diffusion des charges, la voûte est soumise à son poids et à des charges appliquées sur le remplissage (pas de déplacement, pas d'effet de température). Sur chaque joint est déterminé un torseur « Moment, Effort normal, Effort tranchant » par rapport au milieu de chaque interface, qui assure l'équilibre du bloc et respecte le critère de résistance. Cette analyse permet d'obtenir les lignes de pressions caractérisant la stabilité, la ligne de pression optimale avec le coefficient de rupture et la résultante des efforts sur le dernier joint, c'est-à-dire les réactions d'appuis (Figure 1-30).

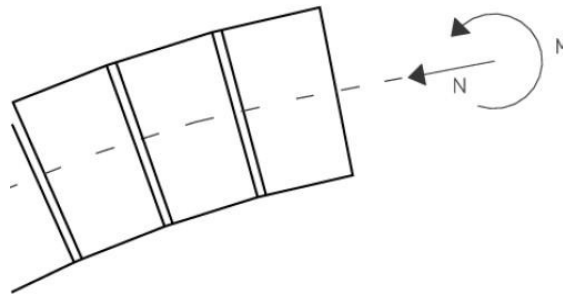


Figure 1-30 *Equilibre des blocs - Calcul du torseur sur chaque joint [Granjean, 2009].*

L'analyse à la rupture est avantageuse du fait qu'il n'est pas nécessaire d'avoir la loi de comportement de chaque élément de la structure pour mener à bien le calcul. C'est une méthode globale de résistance en 2D où seule la voûte est modélisée. Le calcul détermine la charge de ruine [Kurrer, 2008] et donc un coefficient de sécurité par rapport à la charge d'utilisation. Ce dernier point est à la fois la force et la limite de cette méthode. En effet, on ne détermine pas la charge limite de service. La méthode est limitée, de par les hypothèses sur les conditions aux limites fixes, au cas des ponts ne subissant pas de dénivellation d'appuis.

1.5.3 La méthode des éléments distincts

Cette méthode fut développée à l'aide des travaux de Cundall et Strack [Cundall and Strack, 1978] à la fin des années 1970. Cette méthode d'analyse utilise la mécanique classique pour déterminer les déplacements et les chocs entre grains. Elle approche par des lois de répulsion les contraintes mécaniques au niveau des contacts. Lorsque le contact entre deux grains est détecté, il y a chevauchement des deux particules. Le frottement est modélisé par des forces dissipatrices, liées à un amortisseur. Par le chevauchement des deux particules, le contact génère des interactions entre les particules qui varient de façon continue au cours du chevauchement. Par conséquent, le contact dure dans le temps du début du chevauchement jusqu'à la séparation complète des deux particules.

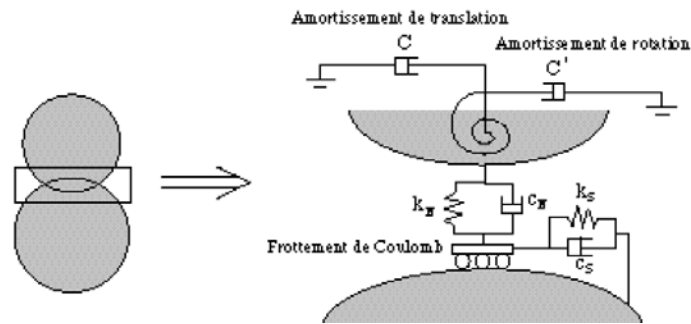


Figure 1-31 Schéma de base pour le chevauchement des corps [Muller, 1996].

Les hypothèses de base de cette théorie sont relativement simples et en faible nombre : les chevauchements sont supposés petits devant la taille du corps, le chevauchement est modélisé par des ressorts et amortisseurs normaux et tangentiels au contact et les élasticités des ressorts et les amortissements des amortisseurs visqueux sont constants. Enfin, le pas de temps est à choisir très précisément. S'il est trop petit, le temps de calcul sera trop important, s'il est trop grand, il y a le risque de ne pas détecter des contacts ou de générer des interpénétrations trop importantes. Par conséquent, le choix d'un "bon" pas de temps permet d'avoir pendant cet intervalle de temps des vitesses et accélérations constantes.

Dans le cas des ponts en maçonnerie, la structure est définie comme un empilement de blocs [Péroles *et al.*, 2006]. Dans tous les cas, le contact entre les blocs est ponctuel et les équations en jeu sont des équations de mouvement. Leur résolution est menée pas à pas. A chaque pas de temps, la position des blocs est recalculée. Les ouvertures entre les blocs et les nouveaux contacts sont alors mis en évidence [Saussine, 2005].

La méthode des éléments distincts est appropriée pour l'étude de mouvements de corps rigides avec des interfaces déformables subissant des chocs. Elle permet de bien caractériser les agencements entre les blocs constitutifs de l'ouvrage mais il semble plus difficile d'obtenir une représentation des champs de déformations et de contraintes de la structure. Ce modèle, malgré sa large plage d'utilisation, présente quelques limites. Une des difficultés majeures est la détection des contacts. D'autre part, les pas de calcul doivent être judicieusement choisis : trop grand, les hypothèses ne sont plus respectées, trop faible, le temps de calcul est rédhibitoire. Enfin, la difficulté majeure est le choix de valeurs "réalistes" à affecter aux paramètres du modèle. En effet, les valeurs à affecter aux ressorts et amortisseurs du milieu et du contact ne sont pas aisément identifiables et difficilement associables à des paramètres réels [Stablon *et al.*, 2009].

1.5.4 La méthode des éléments finis

En 1915, Boris Grigoryevich Galerkin (mathématicien et ingénieur russe), propose des méthodes permettant de transformer un problème continu en un problème discret [Galerkin, 1915]. En 1943, le mathématicien Courant utilise des fonctions de bases élément par élément conduisant ainsi à un système d'équations contenant un grand nombre d'inconnues. Dans les années 1960, l'apparition des ordinateurs permet de mettre en application les idées de Courant. Les premiers travaux furent ceux de Zienkiewicz [Zienkiewicz and Cheung, 1967] considérés comme la première référence dans le domaine du calcul par éléments finis.

La méthode des éléments finis (MEF) met en place un algorithme mathématique discret permettant de rechercher une solution approchée d'une équation aux dérivées partielles sur un domaine avec des conditions limites. Les éléments du système sont connectés entre eux par des "nœuds". La solution est approximée dans chaque élément par un polynôme (en général) permettant de résoudre le problème en fonction des valeurs de la solution aux nœuds. Vis-à-vis de la mécanique, c'est une méthode numérique qui permet de simuler le comportement de structures en résolvant de manière discrète les équations d'équilibre et de comportement de la structure considérée. L'histoire de chargement du pont peut être simulée et les états de contraintes et de déformations décrits pas à pas. Une analyse tridimensionnelle intègre toutes les parties de l'ouvrage et donc à la fois la voûte et le remplissage [Loo and Yang, 1991] mais aussi les murs tympan ce qui permet d'analyser les phénomènes transversaux [Molins and Roca, 1998].

La méthode présente des difficultés : les conditions aux limites sont à choisir avec soin pour se rapprocher au mieux de la réalité [Blasi and Foraboschi, 1994]. Aussi, des problèmes de convergence apparaissent lorsque des incompatibilités numériques se produisent, par exemple pour un matériau sans résistance à la traction [Gong *et al.*, 1993]. Dans le cadre de calculs non linéaires, le temps de calcul peut s'avérer important.

Avec la MEF, les deux approches vues ci-dessus « micro » [Ali and Page, 1988], [Chiostrini and Vignoli, 1989] et « macro » ont été abordées. La fiabilité des résultats dépend évidemment de la qualité des paramètres d'entrée et du réalisme des conditions aux limites. Elle demande une puissance de calcul adaptée. Cette méthode permet d'analyser le comportement des ouvrages à tous les stades du chargement, en service et jusqu'à rupture, d'estimer leur capacité portante.

1.5.5 La combinaison des éléments finis et des éléments discrets

Pour remédier à l'hypothèse de blocs indéformables initialement formulée pour la méthode des éléments discrets, certains codes de calcul [Belytschko *et al.*, 1999] offrent la possibilité de combiner les deux approches : les blocs des éléments discrets peuvent être maillés par des éléments finis. Les codes éléments finis quant à eux présentent des lois d'interface de plus en plus complexes, présentant parfois de fortes similitudes avec les interfaces d'éléments discrets. Ainsi, une résolution dynamique pas à pas d'un maillage aux éléments finis comportant des joints calculés en grand déplacement ne diffèrent que peu d'une analyse par éléments discrets avec maillage éléments finis des blocs. Les différences apparaissent pour les calculs de dislocation de maçonnerie, si l'on souhaite modéliser la dislocation et les chutes de blocs, il est à privilégier les éléments discrets, si par contre on s'intéresse aux petits déplacements et à l'analyse fine des causes d'amorçage et de propagation de fissures sous charge de service et à la détermination de la charge ultime, il sera préférable de privilégier les codes classiques aux éléments finis. C'est donc dans cette dernière voie que nous nous positionnerons par la suite.

1.6 Conclusion de l'étude bibliographique

Considérant l'étendue du parc des ponts en maçonnerie, leur étude devient une question majeure pour la conservation du patrimoine mais aussi pour l'exploitation de ces ouvrages. Que l'utilisation soit routière ou ferroviaire, il est indispensable de comprendre et d'analyser le comportement de ces ponts en vue de leur pérennisation

L'utilisation, l'analyse et la comparaison des méthodes numériques existantes [Stablon *et al.*, 2009] ont montré que la méthode des éléments distincts est appropriée pour l'étude de mouvements de corps rigides mais ne fournit pas aussi facilement que la méthode des éléments finis une analyse détaillée des champs de déformations et de contraintes. Souhaitant à la fois étudier le comportement des ponts en maçonnerie sous des sollicitations liées à des charges ferroviaires d'exploitation mais aussi estimer leur capacité portante, il s'avère que la méthode des éléments discrets n'est pas la plus appropriée pour la situation qui nous intéresse, qui est l'état de la maçonnerie précédant la fissuration et y conduisant, cet état précédant lui-même celui des déplacements de blocs.

La méthode des éléments finis à l'avantage d'intégrer tous les modèles de comportement de matériaux connus. Comme discuté, il est important de ne pas prédisposer les fissures pour laisser les positions des zones de fissuration libres de se développer en fonction de la structure, des conditions aux limites et du chargement, un modèle XFEM serait de ce fait utilisable, toutefois cette classe de modèle ne permet pas à ce jour de traiter les possibles croisements de fissures en milieu tridimensionnels. Nous allons par conséquent nous orienter par la suite vers un modèle de fissuration répartie basé sur la théorie de l'endommagement. Les zones endommagées sont ainsi déterminées et identifiées automatiquement au cours de la vie de l'ouvrage et de son chargement.

En fin de compte, l'étude des méthodes de calcul existantes a montré que la méthode des éléments finis avec un modèle d'endommagement est la méthode la plus adaptée à notre problématique qui est de mettre en place une méthode et un outil d'aide au diagnostic des pathologies observées sur les ponts ferroviaires en maçonnerie. D'autre part, c'est une méthode robuste qui a fait ses preuves depuis plusieurs années dans le domaine du béton, sa "facilité" de mise en œuvre et d'utilisation est aussi un critère à retenir pour une utilisation en entreprise par des ingénieurs en charge de l'entretien du réseau ferroviaire.

1.7 Bibliographie de l'étude bibliographique

[Aboudi, 1991] Aboudi, J. *Mechanics of Composite Materials - A Unified Micromechanical Approach. Studies in applied mechanics*. Elsevier Sciences Ltd, 1991, 328 p. (ISBN : 0444884521)

[Abruzzese *et al.*, 2009] Abruzzese, D., Miccoli, L., Yuan, J. Mechanical behavior of leaning masonry Huzhu Pagoda. *Journal of Cultural Heritage*, 2009, Vol. 10, Issue 4, p. 480-486.

[Ali and Page, 1988] Ali, S. S., Page, A. W. Finite element model for masonry subjected to concentrated loads. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1988, Vol. 8, n°114, p. 1761-1784.

[Bayraktar *et al.*, 2009] Bayraktar, A., Sahin, A., Ozcan, D. M., Yildirim, F. Numerical damage assessment of Hagia Sophia bell tower by nonlinear FE modeling. *Applied Mathematical Modelling*, 2009, Vol. 34, Issue 1, p. 92-121.

[Belytschko *et al.*, 1999] Belytschko, T., Moës, N., Dolbow, J. A finite element method for crack growth without remeshing. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 1999, Vol. 46, n°1, p. 131-150.

[Bernardet, 1999] Bernardet, A. *Modélisation des tunnels anciens 1^{ère} phase*. Rapport de synthèse SIMECSOL, 15 avril 1999, 53 p.

[Berto *et al.*, 2004] Berto, L., Saetta, A., Scotta, R., Vitaliani, R. Shear behaviour of masonry panel: parametric FE analyses. *International Journal of Solids and Structures*, 2004, Vol. 41, Issues 16-17, p. 4383-4405.

[Blasi and Foraboschi, 1994] Blasi, C., Foraboschi, P. Analytical Approach to Collapse Mechanisms of Circular Masonry Arch. *Journal of Structural Engineering*, 1994, Vol. 120, n°8, p. 2288- 2309.

[Cecchi and Sab, 2002] Cecchi, A., Sab, K. A multi-parameter homogenization study for modelling elastic masonry. *European Journal of Mechanics*, 2002, Vol. 21, Issue 2, p. 249-268.

[Chiostri and Vignoli, 1989] Chiostri, S., Vignoli, A. Application of a numerical method to the study of masonry panels with various geometry under seismic loads, *Structural repair and maintenance of historical buildings*, Computation Mechanics Inc., 1989, p. 309-317.

[Colliat *et al.*, 2002] Colliat, J. B., Davenne, L., Ibrahimbegovic, A. Modélisation jusqu'à rupture de murs en maçonnerie chargés dans leur plan. *Revue Française de Génie Civil*, 2002, Vol. 6, p. 593-606.

[Cruz-Diaz *et al.*, 2002] Cruz-Diaz, J. I., Sellier, A., Capra, B., Delmotte, P., Rivillon, P., Mebarki, A. Resistance of masonry infill walls to racking loading: Simplified model and experimental validation. *Masonry International*, 2002, Vol. 15, n° 3, p. 59-86.

[Cundall and Strack, 1978] Cundall, P. A., Strack, O. D. L. The distinct element method as a tool for research in granular media. Department of Civil and Mineral Engineering, Institute of Technology, University of Minnesota, 1978.

[Delbecq, 1982] Delbecq, J. M. *Les ponts en maçonnerie, constitution et stabilité*. SETRA, Bagneux, Fascicule 3 - Guide pour l'utilisation du programme VOUTE, 1982, 156 p.

[Delbecq, 1983] Delbecq, J. M. Analyse de la stabilité des ponts en maçonnerie par la théorie du calcul à la rupture. *Ecole nationale des ponts et chaussées*, 1983, 424 p.

[Department Standard BD21/97, 1997] Department Standard. *The assessment of highway bridges and other structures*. Department of Transport BD21/97, London, 1997, Part 3, Section 4.

[Domède, 2006] Domède, N. *Méthode de requalification des ponts en maçonnerie*. Thèse de doctorat : génie civil. Toulouse : INSA, 2006, 202 p.

[Eurocode 6, 2006] Eurocode 6, *Design of Masonry Structures – Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures*. NF EN 1996-1-1, mars 2006, 107 p.

[Fanning and Boothby, 2001] Fanning, P. J., Boothby, T. E. Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges. *Computers and Structures*, 2001, Vol. 79, Issues 29-30, p. 2645-2662.

[Frunzio *et al.*, 2001] Frunzio, G., Monaco, M., Gesualdo, A. 3D F.E.M. Analysis of a Roman Arch Bridge. **In** *Historical Constructions*. P.B. Lourenço and P. Roca, Editors, Guimarães, 2001, p. 591-598.

[Galerkin, 1915] Galerkin, B.G. Développement en série des solutions de quelques problèmes d'équilibre élastique des poutres et des plaques. *VestnikInzhenerov Tekhnikov*, 1915, n° 19, p. 897-908.

[Ghosh *et al.*, 1994] Ghosh, A. K., Made, A. M., Colville, J. Finite element modelling of unreinforced masonry, **In** *Proceedings of the 10th international brick/block masonry conference*, Calgary, 1994, 61 p.

[Gilbert and Melbourne, 1994] Gilbert, M., Melbourne, C. Rigid-block analysis of masonry structures. *The Structural Engineer*, Vol. 72, n°21/1, 1994, p. 356-361.

[Gilbert, 2001] Gilbert, M. RING: a 2D rigid-block analysis program for masonry arch bridges. **In** *Proceedings of the 3rd international Arch Bridges Conference*, Arch01, Paris, 2001, p. 459-464.

[Gong *et al.*, 1993] Gong, N. G., Choo, B. S., Coutie, M. G. Crack and contact problems in masonry arch bridges. **In** *Proceedings of the V ICCCB*, ASCE, New York, 1993, p. 801-808.

[Granjean, 2009] Granjean, A. *Capacité portante de ponts en arc en maçonnerie de pierre naturelle - Modèle d'évaluation intégrant le niveau d'endommagement*. Thèse de doctorat : génie civil. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2009, 318 p.

[Harvey, 1988] Harvey, W. J. Application of the mechanism analysis to masonry arches. *The Structural Engineer*, Vol. 66, n°5/1, 1988, p. 77-84.

[Harvey, 2007] Harvey, W. J. *Rule of thumb method for the assessment of arches*. Rapport UIC, draft, 2007, 22 p.

[Heyman, 1966] Heyman, J. The stone skeleton. *International Journal of Solids Structures*, 1966, Vol. 2, p. 269-279.

[Heyman, 1969] Heyman, J. The safety of masonry arches. *International Journal of Mechanical Sciences*, Vol. 11, 1969, p. 363-385.

[IN 2086, 2007] Direction Délégué Maintenance Travaux SNCF. *Prescriptions techniques pour la surveillance et la maintenance des ouvrages d'art en maçonnerie*. IN 2086 EF 9 E, Référentiel infrastructure, Document d'application, Direction Délégué Maintenance Travaux, 11 mai 2007, 62 p.

[Kachanov, 1958] Kachanov, M. Time of the rupture process under creep conditions. *International Journal of Fracture*, Vol. 8, 1958, p. 26-31.

[Kesteloot *et al.*, 2009] Kesteloot, S., Djelal, C., Benslimane, I. Application de renforts composites aux ouvrages d'assainissement en meulière enduite. **In** *15ème Colloque National de la Recherche en IUT CNRIUT 2009*. Lille, 8 - 10 juin 2009, 20 p.

[Kirch, 2003] Kirch, A. *Les ponts voûtés maçonnés, techniques du passé, ouvrages d'avenir*. Mémoire de Master, génie civil. Toulouse : INSA - SNCF, 2003, 94 p.

[Koufache *et al.*, 2007] Koufache, N., Kesteloot, S., Djelal, C., Del Fabro, J .M., Benslimane, I. Renforcement des ouvrages d'assainissement en maçonnerie à l'aide de matériaux composites - Etat de l'Art. **In** *25^{ème} Rencontres Universitaires de Génie Civil*. 23 - 25 mai 2007, Bordeaux, 8 p.

[Kurrer, 2008] Kurrer, K. E. The history of the theory of structures: from arch analysis to computational mechanics, *Ernst and Sohn*, 2008, p. 186 - 249.

[Lee, 1998] Lee. Comparative study on the approximate analysis of masonry structures. *Materials and structures*. Vol. 31, 1998.

[Loo and Yang, 1991] Loo, Y., Yang, Y. Cracking and failure analysis of masonry arch bridges. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, Vol. 6, n°117, 1991, p. 1641-1659.

[Lourenço, 1996] Lourenço, P. B. *Computational strategies for masonry structures*. Thèse de doctorat : genie civil. Delft : University of Technology, 1996, 210 p.

[Lourenço and Rots, 1997] Lourenço, P. B., Rots, J. G. A multi-surface interface model for the analysis of masonry structures. *Journal Engineering Mechanics*. ASCE, 123(7), 1997, p. 660-668.

[Lourenço and Ramos, 2004] Lourenço, P. B., Ramos, L. F. Characterization of Cyclic Behaviour of Dry Masonry Joints. *Journal Structural Engineering*. Vol. 130, 2004, p. 779.

[Lourenço, 2007] Lourenço, J. *Etude de l'impact de la mise en œuvre sur voie ballastée de traverses bi blocs sur les structures de ponts en maçonnerie*. Mémoire de Master, génie civil. Paris : Ecole nationale des ponts et chaussées - SNCF, 2007, 78 p.

[Marín-Caro *et al.*, 2004] Martín-Caro, J. A., Martínez, J. L., León, J. A First Level structural analysis tool for the Spanish railways masonry arch bridges. **In** *Proceedings of Arch Bridge IV - Advances in Assessment Structural Design and Construction*. P. Roca & E. Oñate (eds.), CIMNE, Barcelona, 2004.

[Massart *et al.*, 2004] Massart, T. J., Peerlings, R. H. J., Geers, M. G. D. Mesoscopic modeling of failure and damage-induced anisotropy in brick masonry. *European Journal of Mechanics - A/Solids*. Vol. 23, Issue 5, 2004, p. 719-735.

[Mazars, 1984] Mazars, J. *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. Thèse de doctorat d'état : génie civil. Paris : Université Paris VI, 1984, 288 p.

[MEXE, 1963] MEXE. *Military load classification of civil bridges by reconnaissance and correlation methods*. Military Engineering eXperimental Establishment, Christchurch, 1963.

[Molins and Roca, 1998] Molins, C., Roca, P. Capacity of masonry arches and spatial frames. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 124, n°6, 1998, p. 653-663.

[Muller, 1996] Muller, D. *Techniques Informatiques Efficaces pour la Simulation de Milieux Granulaires par des Méthodes d'éléments Distincts*. Thèse de doctorat : génie mécanique. Lausanne : Ecole polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 1996, 204 p.

[Oliveira and Lourenco, 2004] Oliveira, D. V., Lourenco, P. B. Implementation and validation of a constitutive model for the cyclic behaviour of interface elements. *Computers and Structures*. Vol. 82, Issues 17-19, 2004, p. 1451-1461.

[Orbán, 2008] Orbán, Z. *Improving assessment, optimisation of maintenance and development of database for masonry arch bridges*. International Union of Railways, UIC infrastructure Department, 13 p., 2008.

[Papa, 2001] Papa, E. Damage and failure models. *Computational modelling of masonry brickwork and blockwork structures*. Saxe-Coburg Publications, 2001, p. 1-26.

[Page, 1978] Page, A. W. Finite element model for masonry. *Journal of Structures*. ASCE, 104 ST8, 1978, p. 1267-1285.

[Péroles *et al.*, 2006] Péralès, R., Dubois, F., Vinches, M., Bohatier, C. Modélisation par éléments distincts d'ouvrages en génie civil. La méthode Non Smooth Contact Dynamics. Ecole des Mines d'Alès, CMGD, 2006, 13 p.

[Pippard, 1948] Pippard, A. The approximate estimation of safe loads on masonry bridges. *Civil Engineer in war*. Institute of Civil Engineering, 1948.

[Raffard, 2000] Raffard. *Modélisation de structures maçonnées par homogénéisation numérique non linéaire, application aux ouvrages d'intérêt archéologique*. Thèse de doctorat : génie civil. Nancy :INPL, 2000, 206 p.

[Rahman and Anand, 1994] Rahman, A., Anand, S. C. Empirical Mohr-Coulumb Failure Criterion for Concrete Block-Mortar Joints. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, Vol. 120, N° 8, 1994.

[Reyes *et al.*, 2009] Reyes, E., Galvez, J. C., Casati, M. J., Cendon, D. A., Sancho, J. M., Planas, J. An embedded cohesive crack model for finite element analysis of brickwork masonry fracture. *Engineering Fracture Mechanics*. Vol. 76, Issue 12, 2009, p. 1930-1944.

[Saussine, 2005] Saussine, G. *Etude d'une structure maçonnée : Pont du Tacon*. Rapport interne SNCF, Direction de l'Innovation et de la Recherche, 2005, 7 p.

[Séjourné, 1913] Séjourné, P. *Grandes voûtes - Tome 1. Description des ponts qui ont ou avaient des voûtes inarticulées de 40m et plus de portée - pleins cintres et ellipses*. Bourges : Imprimerie Vve Tardy - Pigelet et Fils, 1913, 260 p.

[Séjourné, 1913] Séjourné, P. *Grandes voûtes - Tome 2. Description des ponts qui ont ou avaient des voûtes inarticulées de 40m et plus de portée - arcs peu surbaissés*. Bourges : Imprimerie Vve Tardy - Pigelet et Fils, 1913, 220 p.

[Séjourné, 1913] Séjourné, P. *Grandes voûtes - Tome 3. Description des ponts qui ont ou avaient des voûtes inarticulées de 40m et plus de portée - arcs assez surbaissés - arcs très surbaissés*. Bourges : Imprimerie Vve Tardy - Pigelet et Fils, 1913, 420 p.

[Séjourné, 1913] Séjourné, P. *Grandes voûtes - Tome 4. Voûtes articulées*. Bourges : Imprimerie Vve Tardy - Pigelet et Fils, 1913, 303 p.

[Séjourné, 1914] Séjourné, P. *Grandes voûtes - Tome 5. Ce que l'expérience enseigne*. Bourges : Imprimerie Vve Tardy - Pigelet et Fils, 1913, 234 p.

[Séjourné, 1914] Séjourné, P. *Grandes voûtes Tome 6. Pratique des voûtes*. Imprimerie Bourges : Imprimerie Vve Tardy - Pigelet et Fils, 1913, 283 p.

[Senthivel and Lourenco, 2009] Senthivel, R., Lourenco, P. B. Finite element modelling of deformation characteristics of historical stone masonry shear walls. *Engineering Structures*. Vol. 31, Issue 9, 2009, p. 1930-1943.

[SETRA, 1996] SETRA. *Procès verbal de visite - Pont en maçonnerie, Images de la qualité des Ouvrages d'art*. F 9626 PVA au Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, 1996, 96 p. (ISBN 2- 11-085782-X)

[Stablon *et al.*, 2009] Stablon, T., Sellier, A., Domède, N., Plu, B., Dieleman, L. Vers un outil numérique pour la requalification des ponts en maçonnerie. *Rencontres AUGC 09*. Saint Malo, 2009, 21 p.

[Stablon *et al.*, 2011] Stablon, T., Sellier, A., Domède, N., Plu, B., Dieleman, L. Influence of building process: Numerical analysis of a masonry vault including mortar joint shrinkage and crack re-closure effect. *Materials and Structures*. Under review, 2011, 23 p.

[Sutcliffe *et al.*, 2001] Sutcliffe, D. J., Yu, H. S., Page, A. W. Lower bound limit analysis of unreinforced masonry shear walls. *Computational Structure*. Vol. 79, 2001, p. 1295 -1312.

[Trautwine, 1871] Trautwine, J. C. *Civil engineer's pocket-book*. New York Wiley publisher, 1871, 770 p.

[Zienkiewicz and Cheung, 1967] Zienkiewicz, O. C., Cheung, Y. K. *The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*. McGraw-Hill Book Company, 1967, 272 p.

Chapitre 2

Modèle d'endommagement

Préambule : L'étude bibliographique a montré que le matériau maçonnerie est un matériau complexe. Aussi l'état de l'art des méthodes de calcul des ponts en maçonnerie révèle que la méthode des éléments finis avec un modèle d'endommagement semble être adaptée pour la requalification des ouvrages anciens en maçonnerie. Le chapitre 2 présente un bref état de l'art des modélisations de la fissuration par la mécanique de l'endommagement, puis le modèle utilisé dans cette étude et enfin les améliorations apportées au modèle dans le cadre de cette thèse.

2.1 Généralités relatives à la modélisation de la fissuration par un modèle d'endommagement

Initialement développé par Kachanov [Kachanov, 1986], l'endommagement traduit les effets de la microfissuration sur les propriétés mécaniques du matériau. A cette fin, le paramètre d'endommagement D est proposé pour quantifier la densité de microfissuration dans un volume élémentaire. L'apparition d'une fissure traversante est traduite par un endommagement $D = 1$. De manière générale, la contrainte transite dans les zones non fissurées du matériau. La variable d'endommagement D peut être soit un scalaire dans le cas d'un modèle isotrope soit un tenseur dans le cas d'un modèle anisotrope.

2.1.1 Les modèles isotropes

Les modèles isotropes sont utilisés lorsque l'on considère que la loi de comportement est la même dans toutes les directions de l'espace. Ces modèles sont principalement valables pour

des matériaux dont l'isotropie est avérée. La variable d'endommagement D est donc un scalaire et elle affecte la contrainte apparente σ pour donner la contrainte effective $\tilde{\sigma}$ (2.1), représentant la partie de la contrainte reprise par la partie non fissurée du matériau.

$$\sigma = \frac{\tilde{\sigma}}{1-D} \quad (2.1)$$

Un des modèles d'endommagement le plus connu en génie civil est le modèle de Mazars [Mazars, 1984] dans lequel l'évolution de l'endommagement est associée à l'évolution de la déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}$. La déformation équivalente considère les déformations principales positives par l'équation (2.2), il s'agit donc d'un critère basé sur les extensions :

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\langle \varepsilon_1 \rangle^2 + \langle \varepsilon_2 \rangle^2 + \langle \varepsilon_3 \rangle^2} \quad (2.2)$$

avec $\langle \varepsilon_i \rangle = \frac{1}{2}(\varepsilon_i + |\varepsilon_i|)$ i.e. compression ou $\langle \varepsilon_i \rangle = \frac{1}{2}(\varepsilon_i - |\varepsilon_i|)$ i.e. traction

La loi d'évolution (2.3) permet de calculer la variable d'endommagement D en traction ou en compression.

$$D = \begin{cases} \frac{A}{\exp(B(\varepsilon_{\text{ix}} - \varepsilon_{\text{pic}}))} & \text{si } \varepsilon_{\text{ix}} \geq \varepsilon_{\text{pic}} \\ 0 & \text{si } \varepsilon_{\text{ix}} < \varepsilon_{\text{pic}} \end{cases} \quad (2.3)$$

avec A et B des constantes de calage (différentes en traction et en compression)

$\varepsilon_{\text{ix}} = \max(\varepsilon)$ la déformation équivalente maximale

ε_{pic} la déformation au pic

Du fait de la coexistence de deux variables internes D (l'une en traction notée D_t et l'autre en compression notée D_c), l'application du modèle nécessite la combinaison des deux variables en fonction de l'état de chargement. C'est sans doute la principale faiblesse du modèle, conduisant in fine dans les cas de chargements fortement anisotropes (traction orthogonale à une compression par exemple) à choisir un endommagement qui n'est pas celui de la direction comprimée ni celui de la direction tendue mais une « moyenne » des deux.

Ce modèle est toutefois très utilisé pour le béton et offre à la fois une facilité de mise en œuvre (l'endommagement est simplement calculé à partir de la déformation) et une rapidité

d'exécution (calcul direct de la contrainte). Il est à noter que le modèle, présentant un écrouissage négatif, conduit à la localisation des déformations. Cette localisation permet de décrire la fissuration localisée mais pose un problème numérique nécessitant l'emploi d'une technique de régularisation de type non locale [Pijaudier-Cabot and Bazant 1987]. La mise en œuvre de cette technique induit l'adjonction d'une formulation non locale faisant intervenir une longueur interne ; le calage de la longueur interne doit non seulement traduire l'objectivité à la méthode de calcul mais aussi permettre de simuler les effets d'échelle [Le Bellegoe *et al.*, 2003]. Une autre méthode permet de contrôler l'objectivité du modèle vis-à-vis du maillage : il s'agit de la méthode de Hillerborgh consistant à supposer que le déplacement provenant de l'ouverture de fissure peut être « réparti » sur un élément fini en modifiant la branche descendante de la loi de comportement [Hillerborgh 1976].

Dans le cas des maçonneries avec un comportement fortement non isotrope des voûtes, le modèle de Mazars semble difficile à considérer, en raison de la possible anisotropie du chargement. Ainsi, il est envisagé par la suite d'utiliser un modèle anisotrope.

2.1.2 Les modèles anisotropes

Les modèles anisotropes sont utilisés lorsque l'on considère que la loi de comportement est différente selon les directions de l'espace. Ces modèles sont principalement utilisés pour des matériaux dont l'anisotropie est forte ou dont le chargement pourrait induire des directions de fissuration privilégiées. Deux grandes familles de modèles anisotropes se distinguent.

Les modèles micro-plan considèrent l'endommagement à différentes échelles et furent initialement développés par Bazant [Bazant and Prat 1988] et [Carol and Bazant, 1997] puis en France par Fichant [Fichant *et al.*, 1997]. C'est une approche décrivant l'endommagement sur un grand nombre de facettes d'orientation choisie a priori. La contrainte apparente y est calculée à partir de la contrainte effective et de l'endommagement dans chaque direction. Ensuite la contrainte à l'échelle macroscopique est calculée par intégration des contraintes apparentes dans toutes les directions.

D'autres approches considèrent la variable d'endommagement D comme un tenseur représentant l'endommagement suivant les directions principales [Dragon and Halm, 1998], [Sellier et Bary 2002], [Pensée *et al.*, 2002], [Ragueneau *et al.*, 2008]. Ces modèles permettent de limiter le nombre de variables internes du modèle sans pour autant présenter les limitations des modèles isotropes.

2.2 Description du modèle d'Alain SELLIER

Le modèle d'endommagement utilisé dans cette étude est un modèle anisotrope (orthotrope) dit de fissuration répartie tournante (rotating smeared crack model). C'est une variante du modèle initial décrit en détail par Sellier [Sellier and Bary, 2002] et récemment complété [Sellier *et al.*, 2010] à partir des travaux de Jefferson sur les refermetures de fissure [Jefferson, 2003]. Cet aspect est, comme présenté ultérieurement, un critère particulièrement déterminant pour le choix du modèle. Ce modèle présente en outre la particularité d'exploiter la méthode locale de contrôle de l'énergie de fissuration dans un contexte anisotrope. Il est de ce fait approprié pour le calcul des ouvrages présentant de fortes anisotropies induites par l'endommagement. Il a jusqu'à maintenant été principalement utilisé pour décrire l'anisotropie de fissuration dans des éléments de structures et des ouvrages massifs [Sellier and Buffo-Lacariere, 2009], [Sellier *et al.*, 2009], [Sellier *et al.*, 2011] en béton. Son application aux maçonneries et donc une réelle originalité.

La présentation qui suit adopte la représentation vectorielle de dimension 6, classique pour les tenseurs symétriques en contexte éléments finis. D'abord, une contrainte effective $\tilde{\sigma}$ est calculée (2.4) en fonction de la déformation $\tilde{\epsilon}$, en utilisant la matrice de rigidité \mathbf{S}^0 du matériau homogénéisé sain (non fissuré) :

$$\tilde{\sigma} = \mathbf{S}^0 \tilde{\epsilon} \quad (2.4)$$

La contrainte effective est divisée en contrainte de traction $\tilde{\sigma}^+$ et contrainte de compression $\tilde{\sigma}^-$, selon le signe de la contrainte principale. La partie positive est utilisée dans un critère de Rankine (critère de contrainte maximale - (2.5)) et permet d'évaluer le tenseur d'endommagement en traction \mathbf{D}^t . La partie négative de la contrainte effective est utilisée pour évaluer une contrainte équivalente de type Drucker-Prager (2.6) qui est utilisée pour déterminer l'endommagement de compression \mathbf{D}^c :

$$f^R = \sup \left(\frac{\sigma_1}{f^R} \right) = \sup \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{f^R} \right) \quad (2.5)$$

$$f^{DP} = \sigma^P - \left(\frac{\sqrt{J^{2d}}}{6} + \delta \frac{r_1}{3} \right) \leq 1 \quad (2.6)$$

Avec J^{2d} le second invariant du tenseur des contraintes de compression $\tilde{\sigma}$, I^1 la trace de $\tilde{\sigma}$ et \tilde{r} la constante de Drucker-Prager décrivant la sensibilité du matériau au confinement. \tilde{r} dépend de l'angle de frottement interne ϕ par l'équation (2.7). Les critères adoptés peuvent être représentés par un multicritère comme illustré par la Figure 2-1 pour une coupe dans le plan $(\sigma_{11} - \sigma_{33})$. La contrainte maximale en traction est notée R^t et la contrainte maximale en compression notée R^c .

$$\delta = \frac{2\sqrt{3} \times \tan \phi}{3 - \tan \phi} \quad (2.7)$$

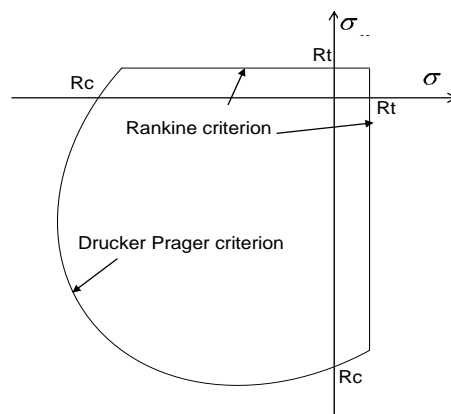


Figure 2-1 Représentation du multicritère dans le plan $(\sigma_{11} - \sigma_{33})$.

Les deux tenseurs d'endommagement D^t et D^c affectent la contrainte effective $\tilde{\sigma}$ à travers l'équation (2.8). Il en résulte la contrainte \tilde{r} utilisée aux points d'intégration de chaque élément fini du modèle. ($\mathbf{1}$ est le tenseur identité dans les équations (2.8) et (2.9)):

$$\tilde{\sigma} = \mathbf{1} - D^c \cdot ((\mathbf{1} - D^t) \cdot \tilde{\sigma} + D^t (\tilde{\sigma} - \tilde{r})) \quad (2.8)$$

\tilde{r} est la contrainte plastique dans les fissures localisées de traction, elle suit une fonction seuil dite de « refermeture de fissures ». \tilde{r} est égal à $\tilde{\sigma}$ au cours du processus d'endommagement par traction de sorte que $(\tilde{\sigma} - \tilde{r})$ reste égal à zéro. Cependant, dès qu'une fissure se referme, \tilde{r} dépend de l'ouverture résiduelle de la fissure. L'équation (2.9) permet d'obtenir la contrainte \tilde{r} utilisée aux points d'intégration en prenant en considération la

refermeture des fissures avec $\bar{\varepsilon} = \bar{\gamma}^0 \cdot \bar{\sigma}$. Cette particularité du modèle, inspirée par les travaux de Jefferson [Jefferson, 2003] mais adapté au modèle anisotrope par Sellier [Sellier *et al.*, 2010], permet une reprise progressive de la rigidité au cours du processus de refermeture des fissures. Elle permet également de considérer un critère de Coulomb dans les fissures localisées et évite ainsi l'utilisation d'« éléments joints » dans le modèle aux éléments finis. Ce dernier aspect est très avantageux puisqu'il limite le nombre de nœuds dans le maillage, simplifie le maillage et évite de prépositionner les fissures laissant la charge au modèle de définir les zones et les directions de fissuration.

$$\bar{\sigma} = \left(-D^c \right) \left(-D^t \right) \bar{S}^0 \cdot \bar{\varepsilon} + \left(-D^c \right) \left(D^t \right) \bar{S}^0 \cdot \bar{\varepsilon} - \bar{\gamma} \quad (2.9)$$

La Figure 2-2 présente la réponse du modèle sous chargement cyclique uniaxial en traction suivi par une compression, ce qui permet de visualiser les cycles d'hystérésis de traction et la restitution progressive de raideur lors de la refermeture des fissures. Les lois d'évolution utilisées pour lier les critères (Rankine et Drucker Prager) et les endommagements permettent de modéliser la phase d'écrouissage négatif de la loi de comportement [Sellier *et al.* 2010].

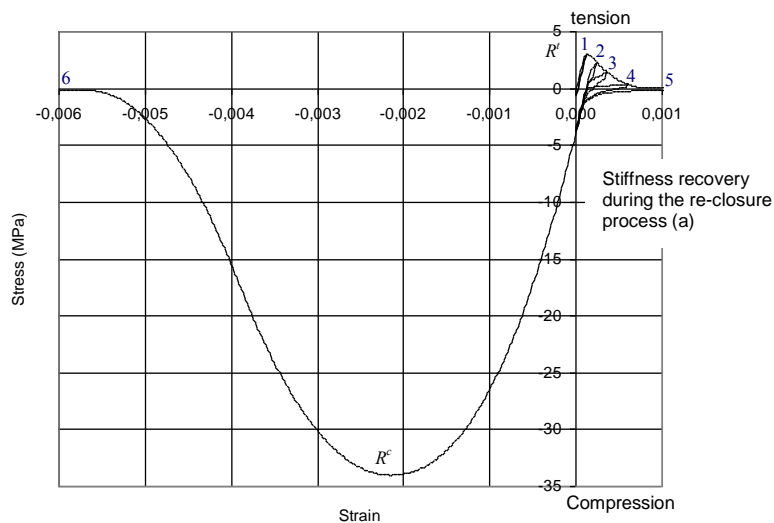


Figure 2-2 Comportement sous charge axiale cyclique (cycles numérotés dans l'ordre de 1 à 6).

Les composantes du tenseur d'endommagement en traction (équations (2.10) et (2.11)) sont évaluées en fonction des variables internes d_I^t, d_J^t, d_K^t appelées densités de fissure (équations

(2.10) et (2.13)). Le tenseur d'endommagement en compression est obtenu en utilisant la même formulation en remplaçant les variables internes de traction par celles associées à la compression (d_I^c, d_J^c, d_K^c dans les équations (2.10) et (2.13)).

$$\begin{cases} \varepsilon_{.I} = \frac{\sigma_{.I} \nu - 1 + 2\nu d_I^t}{E(\nu - 1)(1 - d_I^t)} - \frac{\nu}{E} (\sigma_{.J} + \sigma_{.K}) \\ \gamma_{.J} = \frac{\tau_{.J}}{G(1 - \max(d_I^t, d_J^t))} \end{cases} \quad \langle \rangle = -\mathbf{S} \bar{\sigma} \quad (2.10)$$

$$\mathbf{D}^t = \mathbf{1} - \mathfrak{D}^0 \cdot \mathbf{S}^{-1} \quad (2.11)$$

Dans les équations (2.10), les indices (I, J, K) représentent les directions principales des critères de Rankine (équation (2.5)). $\bar{\sigma}_I, \bar{\sigma}_J, \bar{\sigma}_K$ correspondent aux contraintes effectives appliquées dans ces directions principales. Le potentiel d'énergie libre correspondant à cette loi constitutive est donné par l'équation (2.12). Il définit les conditions de dissipation à vérifier dans le choix de la forme du tenseur d'endommagement et des lois d'évolution de l'endommagement.

$$\rho\psi = \underbrace{\frac{1}{2} \varepsilon_{.I} \langle -\mathbf{D}^c \rangle_{.I} \langle -\mathbf{D}^t \rangle_{.I} \mathfrak{D}^0 \cdot \varepsilon}_{\rho\psi^H} + \underbrace{\frac{1}{2} (\varepsilon_{.I} - \varepsilon_{.I}^f) \langle -\mathbf{D}^c \rangle_{.I} \mathfrak{D}^t \cdot \mathbf{S}^0 \cdot (\varepsilon_{.I} - \varepsilon_{.I}^f)}_{\rho\psi^F} \quad (2.12)$$

Les fonctions de densité de fissures sont choisies comme des fonctions monotones croissantes du critère de Rankine pour la partie en traction (équation (2.13)) et du critère de Prager Drucker pour la partie en compression (équation (2.14)). Ces équations sont valables en phase pré-pic de la loi de comportement. En phase post-pic elles sont substituées par des polynômes dont les paramètres sont calculés de façon à respecter les conditions de dissipation.

$$d_I^t = 1 - \exp\left(-\frac{1}{m^t} \left(\frac{\sigma_{.I}}{\sigma_{.I}^t}\right)^{m^t}\right) \quad (2.13)$$

avec $I = \{2, 3\}$, une direction principale de $\bar{\sigma}$

$$d_I^c = 1 - \exp\left(-\frac{1}{m^c} \left(\frac{\tilde{\sigma}^P}{\sigma_{.I}^c}\right)^{m^c}\right) \quad (2.14)$$

avec $I = \{2, 3\}$, une direction principale de $\tilde{\sigma}^P$

Dans les équations (2.13) et (2.14), m et ν sont des paramètres matériaux liés à leur fragilité et à leur résistance. Dans les équations (2.15) et (2.16), E est le module d'Young, ν le coefficient de Poisson, R^t la résistance en traction et R^c la résistance en compression de la maçonnerie homogénéisée.

$$\sigma_u^t = \frac{E\nu\varepsilon^{peak^t} - E\varepsilon^{peak^t} + \nu R^t}{\nu - \nu} \text{ et } m^t = - \frac{1}{\ln\left(\frac{R^t}{\sigma_u^t}\right)} \quad (2.15)$$

$$\sigma_u^c = \frac{1}{3} (\sqrt{3} - \delta) E \varepsilon^{peak^c} \text{ et } m^c = - \frac{1}{\ln\left(\frac{\frac{1}{3} (\sqrt{3} - \delta) R^c}{\sigma_u^c}\right)} \quad (2.16)$$

Tel que démontré par Sellier [Sellier *et al.*, 2010], ces choix combinés à la forme de la courbe d'endommagement (équation (2.10)), assurent une dissipation positive au cours de l'ouverture des fissures. Les termes (c) et (d) de l'équation (2.17), toujours positifs, sont les dissipations thermodynamiques associées aux tenseurs d'endommagement.

$$\underbrace{\left(\sigma - \rho \frac{\partial \psi}{\partial \varepsilon} \right)}_{(a)} : \underbrace{\dot{\varepsilon}}_{(b)} - \underbrace{Y^t : \dot{D}^t}_{(c)} - \underbrace{Y^c : \dot{D}^c}_{(d)} \geq 0 \quad (2.17)$$

Les forces thermodynamiques en jeu sont définies par les équations (2.18) et (2.19) en fonction du potentiel d'énergie libre (équation (2.12)) qui est construit pour vérifier le terme (a).

$$Y^t = \rho \frac{\partial \psi}{\partial \gamma^t} \quad (2.18)$$

$$Y^c = \rho \frac{\partial \psi}{\partial \gamma^c} \quad (2.19)$$

Le terme (b) est équivalent, vis à vis de l'équation (2.13), à la condition donnée dans l'équation (2.20) :

$$\left(\underbrace{-D^c}_{\bar{\sigma}^f} \right) \cdot \bar{\sigma}^f \cdot \bar{\varepsilon}^f \geq 0 \quad (2.20)$$

Sellier [Sellier *et al.*, 2010] montre que la condition est vérifiée en utilisant un multicritère convexe pour le seuil plastique utilisé pour les contraintes dans les fissures et un algorithme spécifique (dit du retour radial). Le seuil plastique est obtenu à partir d'une fonction de refermeture reliant l'ouverture de fissure à la contrainte normale dans la fissure, comme illustré à la Figure 2-3. La fonction de refermeture de fissures est donnée par l'équation (2.21).

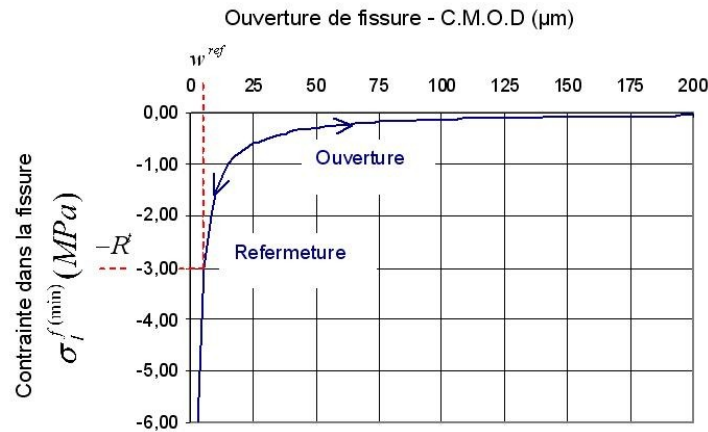


Figure 2-3 Fonction refermeture de fissure.

$$\sigma_{f}^{(\min)} = -R' \frac{w^{ref}}{w_l + \nu w^{ref}} \quad (2.21)$$

Dans l'équation (2.21), le paramètre noté w^{ref} permet de prendre en compte la rugosité des bords de fissures. Par convention, il est défini de telle sorte que la contrainte $\sigma_{f}^{(\min)}$ corresponde à la contrainte $\tilde{\sigma}^f = -R'$ sur les bords des fissures lorsqu'une ouverture résiduelle w^{ref} est atteinte. w_l est une petite valeur, proche de zéro (par rapport à R'), choisie pour éviter une division par zéro lorsque la fissure est totalement refermée. L'équation (2.21) permet une reprise progressive de l'intensité de la contrainte pendant le processus de refermeture.

L'ouverture de fissure w_I (dans l'équation (2.21) et la Figure 2-3) est évaluée selon l'expression (2.22) proposée par Sellier [Sellier *et al.*, 2010] :

$$w_I = \underbrace{\frac{\sigma_{II} \nu - 1 + 2\nu d_I^t}{E \nu - 1 (1 - d_I^t)}}_{\sigma_I/E} l_{e_i} \cdot \frac{d_I^t - d_I^{t,peak}}{1 - d_I^{t,peak}} H(\sigma_{II}) H\left(\frac{d_I^t - d_I^{t,peak}}{1 - d_I^{t,peak}}\right) \quad (2.22)$$

Dans l'équation (2.22), H est la fonction de Heaviside définie par $H(X) = 1$ si $X > 0$, sinon $H(X) = 0$. La fonction de Heaviside est appliquée à la contrainte effective pour s'assurer qu'une fissure ne peut être ouverte que si l'élément fini est en traction dans la direction correspondante. $d_I^{t,peak}$ est la densité de fissures correspondant au pic de la courbe de traction uniaxiale. σ_{II} est la contrainte normale effective dans la direction I, l_{e_i} est la taille de l'élément fini dans la direction principale de fissuration (i.e. du critère de Rankine) I. Cette formule relate donc simplement le fait que le champ de déplacement devient égal à l'ouverture lorsque la densité de fissuration tend vers 1 pour la direction considérée et que la contrainte appliquée est une traction.

Ce modèle d'endommagement avec fissuration répartie a été utilisé avec succès notamment pour la modélisation des effets du gonflement provoqué dans des barrages hydrauliques par la réaction alcali-silice [Grimal, 2007], l'évaluation de la fissuration au jeune âge des ouvrages en béton [Buffo-Lacarrière, 2007] et la modélisation des éléments de stockage en béton de l'Andra [Camps, 2008]. Aussi, le modèle a été couplé à des algorithmes probabilistes afin de mieux appréhender la durabilité des ouvrages de génie civil [Nguyen, 2007]. Des tests de validation du modèle sont accessibles dans [Sellier *et al.*, 2010] et [Stablon *et al.*, 2010].

2.3 Apports au modèle d'endommagement

2.3.1 Calcul de la taille des éléments finis

Pour éviter la dépendance de la solution vis à vis de la taille du maillage (en raison de la localisation induite par l'adoucissement), la loi d'évolution de l'endommagement doit dépendre de la taille des éléments finis, comme initialement proposé par Hillerborg [Hillerborg *et al.*, 1976]. En

effet, la méthode de Hillerborg qui est locale consiste à modifier la partie post pic de la loi de comportement afin de contrôler la dissipation d'énergie lors de la rupture locale du matériau. Dans notre modèle, elle est implantée simplement par corrélation de la taille des éléments finis et des parties post pic en traction et en compression des courbes de comportement.

En effet, l'énergie dissipée pour créer une fissure dans une direction principale donnée \vec{e}_I (l'une des directions principales du multicritère de Rankine) doit être égale à l'énergie de rupture expérimentale du matériau Gf . En raison de la forme adoucissante de la loi de comportement, cette énergie se localise sur les éléments finis les plus chargés du maillage. Ainsi, si aucune précaution n'est prise, la dissipation pourrait dépendre de la taille de ces éléments. Afin de corriger ce problème de calcul, une énergie volumique de fissuration gf doit être utilisée. Elle dépend de l'orientation de la fissure (\vec{e}_I) et est choisie de telle sorte que l'énergie sous la courbe reste égale à l'énergie surfacique Gf (équation (2.23)) quelque soit la taille $l_{\vec{e}_I}$ de l'élément dans la direction \vec{e}_I .

$$Gf = \underbrace{\left(\frac{R^t \cdot \epsilon^t}{2E} + \int_{\epsilon^{peak}}^{\epsilon^c} E(1 - \nu_I^t) \epsilon d\epsilon \right)}_{gf(\vec{e}_I)} \quad (2.23)$$

$$gf = \frac{R^t \cdot \epsilon^t}{2E} + \int_{\epsilon^{peak}}^{\epsilon^c} E(1 - \nu_I^t) \epsilon d\epsilon \quad (2.24)$$

Dans l'équation (2.23), R^t est la résistance à la traction, E le module d'Young, ϵ^{peak} la déformation au pic de la courbe de traction et ϵ^c la déformation à la rupture (Figure 2-4). Afin de vérifier l'équation (2.23), la longueur d'un élément $l_{\vec{e}_I}$ doit être déterminée dans la direction principale de fissuration \vec{e}_I .

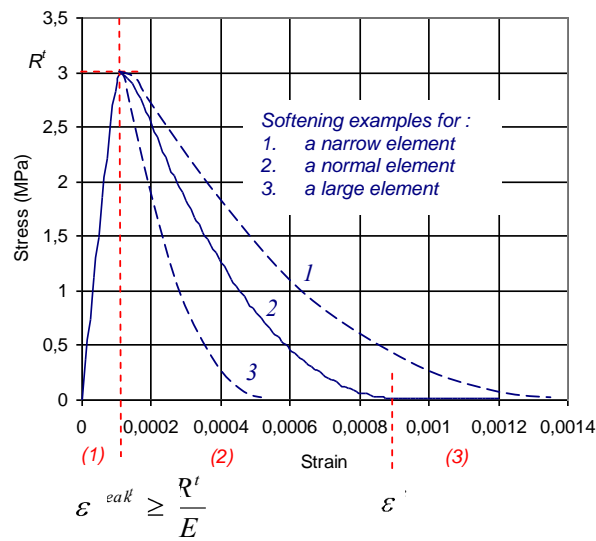


Figure 2-4 Evolution de la loi de comportement en fonction de la taille de l'élément fini.

Dans le modèle de Sellier, la courbe post pic est caractérisée par deux paraboles (Figure 2-5) dont les équations sont proposées par les équations (2.25). Ces deux paraboles se rejoignent en un point de jonction défini par un coefficient γ . Pour déterminer les 6 paramètres de ces 2 équations paraboliques, il convient d'identifier les conditions de continuité de ces paraboles (équations (2.26)).

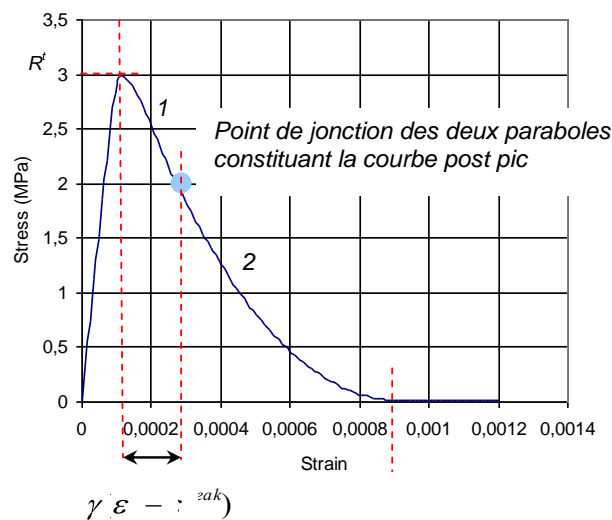


Figure 2-5 Forme de la courbe post pic.

$$\sigma_{-} = l_1 \varepsilon + l_1 \varepsilon - l_1 \quad (2.25)$$

$$\sigma_{-} = l_2 \varepsilon + l_2 \varepsilon - l_2$$

$$\sigma_{-}(\varepsilon^{zak}) = \tau^t$$

$$\sigma_{-}(\varepsilon^{zak}) =)$$

$$\sigma_{-}(\varepsilon^{zak} + (\varepsilon - : zak)) = \tau_{-}(\varepsilon^{zak} + (\varepsilon - : zak))$$

$$\sigma_{-}(\varepsilon^{zak} + (\varepsilon - : zak)) = \tau_{-}(\varepsilon^{zak} + (\varepsilon - : zak)) \quad (2.26)$$

$$\sigma_{-}(\varepsilon) \approx 0^t$$

$$\sigma_{-}(\varepsilon) =)$$

La résolution analytique de l'équation (2.24) permet d'obtenir une équation polynomiale en fonction de la déformation à la rupture \cdot^c . L'équation (2.23) permet de déterminer la déformation à la rupture \cdot^c en fonction de la longueur d'un élément l_{e_i} . Les 6 paramètres des équations (2.25) sont déterminés à l'aide des conditions (2.26). Ainsi, les équations des deux paraboles sont obtenues et la phase post pic est donc ajustée avec la longueur de l'élément fini l_{e_i} dans la direction principale de fissuration \bar{e}_l considérée.

Cet apport consiste à proposer une méthode efficace et rapide pour déterminer la longueur de l'élément l_{e_i} . En effet le modèle avait préalablement été implanté dans le code Castem disposant d'une méthode de calcul de la taille des éléments (opérateur TAIL mise au point par A. Millard au CEA), mais l'implantation dans le code ANSYS utilisé par la SNCF se heurtait à la problématique de l'obtention de la taille des éléments, l'équivalent de l'opérateur TAIL n'existant pas dans ANSYS. La méthode proposée est basée sur la fonction de forme de l'élément fini considéré. Pour un point d'intégration donné (point de Gauss dans la Figure 2-6), la matrice jacobienne $\bar{J} = \partial \bar{x} / \partial \bar{\xi}$ de la transformation géométrique $\bar{X} = \bar{\tau}(\bar{x})$ est utilisée pour passer du système de coordonnées de référence (\bar{x} sur la Figure 2-6) au système de coordonnées réelles (\bar{X} sur la Figure 2-6). Comme l'illustre la Figure 2-6, lors de la transformation d'un vecteur élémentaire, \vec{dm} devient \vec{dM} selon l'équation (2.27). La longueur de l'élément fini de référence étant connu, la transformation inverse permet d'obtenir dans une direction donnée la longueur équivalente de l'élément. Pour un élément cubique à huit nœuds, la longueur de l'élément de référence est égale à 2 et correspond à sa taille isotrope. Par conséquent, l'élément réel a une taille qui peut être approchée par la transformation inverse de cette taille isotrope dans la direction \bar{e}_l .

Dans l'équation (2.23), la valeur scalaire $l_{(\bar{e}_I)}$ représente la longueur de l'élément fini réel considéré. Ainsi, la projection de $\bar{l}_{(\bar{e}_I)}$ sur \bar{e}_I est choisi (équation (2.28)) comme la taille de l'élément réel dans la direction \bar{e}_I . La Figure 2-7 illustre l'évolution de cette longueur pour un élément fini réel anisotrope.

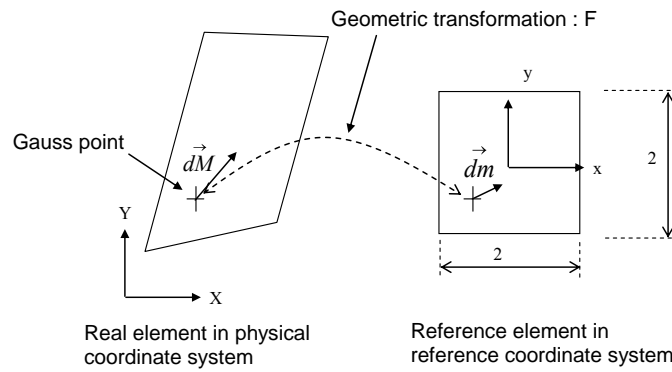


Figure 2-6 Transformation géométrique pour un élément fini de référence.

$$\vec{dM} = \bar{J} \cdot \vec{dm} \Rightarrow l_{(\bar{e}_I)} = \bar{J} \cdot \left(\frac{\bar{J} \cdot \bar{e}_I}{\|\bar{J} \cdot \bar{e}_I\|} \right) = \frac{\bar{e}_I}{\|\bar{J} \cdot \bar{e}_I\|} \quad (2.27)$$

$$l_{(\bar{e}_I)} = \frac{2}{\|\bar{J}^{-1} \cdot \bar{e}_I\|} \quad (2.28)$$

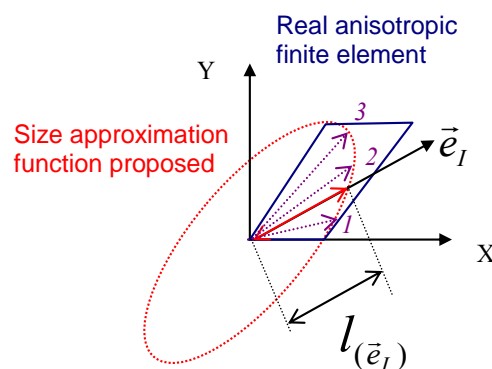


Figure 2-7 Evolution de $l_{(\bar{e}_I)}$ sur \bar{e}_I pour un élément parallélogramme (les longueurs numérotés 1, 2 et 3 conduisent aux trois courbes adoucissantes de la Figure 2-4).

Une fois la taille $l_{(\bar{\epsilon}_t)}$ connue, l'équation (2.23) permet de déterminer $\mu^\epsilon(l_{(\bar{\epsilon}_t)})$. Ainsi, la phase d'adoucissement de la loi de comportement anisotrope dépend de la taille des éléments finis ce qui assure une dissipation d'énergie Gf identique quelque soit l'orientation de la fissure dans l'élément fini, même si celui-ci n'est pas isotrope. A cet effet, la loi d'évolution de l'endommagement (équation (2.13)) doit être adaptée et est remplacée dans la phase post-pic par une approximation polynomiale (voir la Figure 2-4, où plusieurs phases adoucissantes sont illustrées, chacune d'elles correspondant à une taille et une orientation dans la Figure 2-7).

Par conséquent, cette technique permet à la structure d'être maillée indépendamment du motif possible de fissuration et sans contrainte sur la forme des éléments finis.

2.3.2 Prise en compte du pré-endommagement

Une autre amélioration apportée au modèle concerne la possibilité de considérer un pré-endommagement. En effet, lors d'essais matériaux (chapitre 3), il est apparu que la raideur en traction peut être différente de celle en compression (Figure 2-8). Ce phénomène est dû à des microfissures réduisant la raideur en traction dans les joints entre les blocs. Cette microfissuration est elle-même induite par le retrait du mortier lors de la prise, associée à une adhérence plus ou moins bonne sur le matériau du bloc [Stablon *et al.*, 2011].

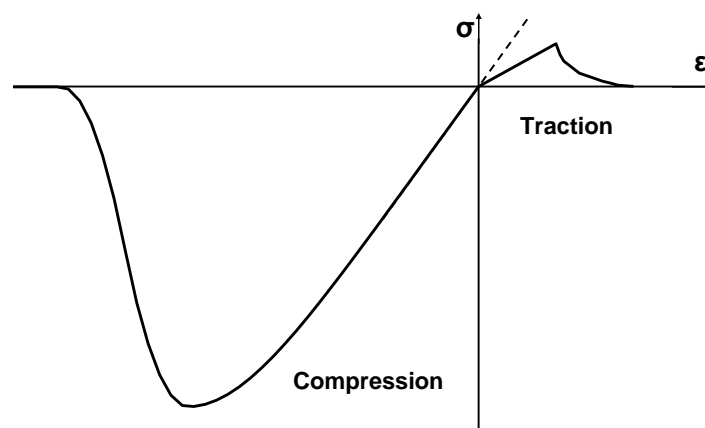


Figure 2-8 Raideurs différentes en traction et en compression.

Un nouveau paramètre, le pré-endommagement de traction D_0^t est introduit pour prendre en compte ce phénomène. Il s'agit simplement d'une valeur initiale du tenseur

d'endommagement D . Du fait de la loi de croissance imposée par les conditions thermodynamiques, un test est effectué au début de chaque itération (équation (2.29)) afin de vérifier que l'endommagement actuel soit supérieur au pré-endommagement imposé. Dans le cas contraire, D est remplacé par D_0' .

$$D \geq \mathcal{D}_0' \quad \text{sinon} \quad D = \mathcal{D}_0' \quad (2.29)$$

Ce simple paramètre permet de considérer un pré-endommagement en traction. Un pré-endommagement local, sur quelques éléments, permet de considérer des fissures réelles existantes sur l'ouvrage étudié et de les positionner aux endroits relevés pour mener une analyse de la structure existante. Un pré-endommagement global, sur toute la structure, permet, par exemple, de différencier les modules élastiques en traction et en compression du à l'affaiblissement des jonctions entre mortier et blocs. Ce paramètre peut également permettre d'affaiblir « globalement » l'ouvrage vis-à-vis de son comportement en traction pour considérer son usure dans le temps et approcher ainsi sa raideur globale. Une démarche analogue pourrait être envisagée pour l'endommagement de compression, mais son utilité n'est pas avérée dans le cas des maçonneries.

2.3.3 Ouverture initiale des fissures

Pour créer une fissure dans un élément, il faut appliquer une traction permettant de dépasser la contrainte admissible de traction (seuil de Rankine). Partant d'un élément « sain », non endommagé, et appliquant une traction excessive, il apparaît une fissure. La refermeture de cette fissure initiale se traduit alors, soit par un état de contraintes à l'intérieur de l'élément, soit par une déformation résiduelle (plasticité associée à l'impossibilité de refermer totalement la fissure décrite plus haut). La Figure 2-9 présente l'ensemble du processus précédemment décrit. Considérer et modéliser la refermeture des fissures permet de prendre en compte un regain progressif de la raideur lorsque le matériau est sollicité en compression.

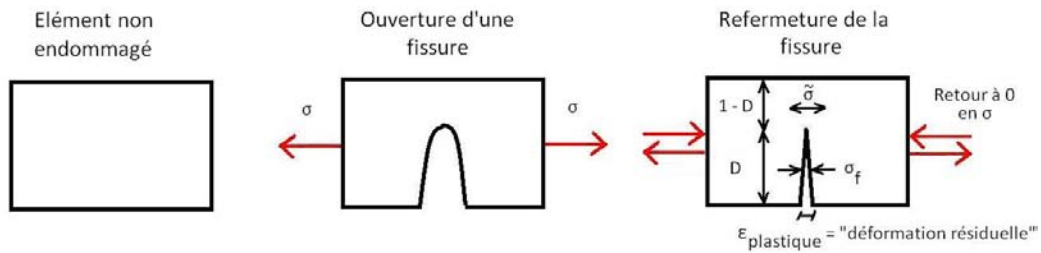


Figure 2-9 Description du processus de refermeture de fissure.

Lorsque la fissure se referme, des contacts à l'échelle microscopique apparaissent. A cause des irrégularités des lèvres de la fissure, les zones de contact s'écrasent de manière plastique et la raideur en compression est à nouveau atteinte, progressivement (voir le zoom sur la loi de comportement sur la **Figure 2-10**).

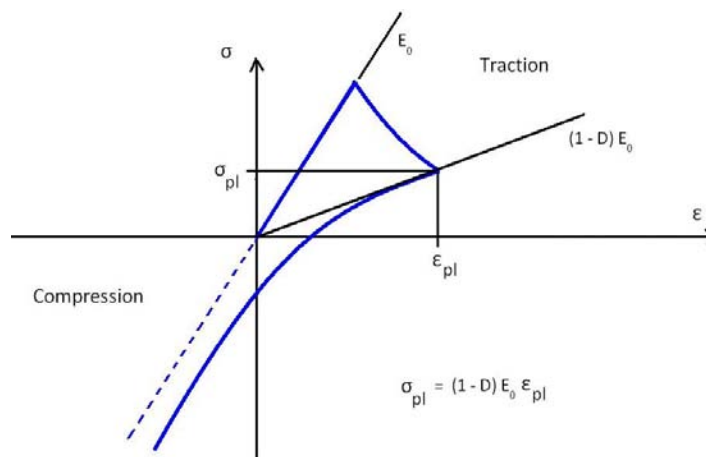


Figure 2-10 Regain progressif de raideur en compression lors de la refermeture d'une fissure.

L'équilibre des contraintes dans l'élément et dans la direction de fissuration se traduit par l'équation (2.30). Lors du retour à 0 en contrainte, l'équation (2.30) vaut 0 et l'on obtient l'équation (2.31). Par ailleurs, la contrainte plastique τ_{pl} suit l'équation (2.32). Par égalité des équations (2.31) et (2.32), la déformation résiduelle ϵ_{pl} est calculée par l'équation (2.33) puis réinjecté dans l'équation (2.32) pour déterminer la contrainte plastique τ_{pl} par l'équation (2.34).

$$\sigma = \tilde{\tau}(1 - D) + \tau_{pl} D$$

avec $\sigma_{\tilde{\tau}} = \tilde{\tau}(\epsilon_{\tilde{\tau}} - \epsilon_{pl}) = \tilde{\tau} - \tau_{pl}$ (2.30)

$$\sigma_{cr} = \frac{E \varepsilon_c}{D} \quad (2.31)$$

$$\sigma_{cr} = - \frac{R_t w_{ref}}{l_i w_i} \quad (2.32)$$

avec $w_i = \varepsilon_c$ l'ouverture de fissure

$$\varepsilon_c = \sqrt{\frac{R_t w_{ref} D}{l_{(\bar{\varepsilon}_i)} E}} \quad (2.33)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{R_t w_{ref}}{l_i \sqrt{\frac{R_t w_{ref} D}{l_{(\bar{\varepsilon}_i)} E}}} \quad (2.34)$$

Par conséquent, l'équation (2.34) permet d'obtenir la contrainte plastique σ_{cr} initiale en fonction de l'endommagement initial D_0^t , tous les autres paramètres étant connus. Lorsqu'un endommagement initial est imposé en un point, le modèle calcule automatiquement l'ouverture initiale qui lui est associée. Ainsi, si le chargement est de compression, il faudra en un premier temps refermer la fissure, ce qui assurera automatiquement la modélisation de la phase pré-consolidation souvent observée dans les essais sur maçonnerie.

2.4 Conclusion

La fissuration d'un matériau peut être modélisée selon plusieurs approches : modèles isotropes, modèles micro-plan, modèle par fissuration répartie. Le modèle d'endommagement utilisé est celui développé par Sellier [Sellier and Bary, 2002], [Sellier *et al.* 2010] utilisant en traction des critères de Rankine et en compression un critère de Drucker-Prager. Ce modèle a été précédemment utilisé avec succès pour le béton [Buffo-Lacarrière, 2007], [Camps, 2008], [Grimal, 2007], [Nguyen, 2007].

Des améliorations ont été apportées pour l'adapter aux maçonneries et l'implanter dans le code ANSYS. Tout d'abord, le calcul de la taille d'un élément fini dans la direction principale de fissuration permet d'adapter les phases post pic de la loi de comportement. Ce qui assure une dissipation d'énergie adaptée à la taille des éléments laissant à l'ingénieur utilisateur toute liberté dans le maillage (possibilité d'utiliser des mailles anisotropes sans altérer la qualité du contrôle énergétique).

Une autre amélioration majeure a été apportée : il s'agit de la prise en compte du pré-endommagement du matériau. Ainsi, il est possible d'affecter localement (sur un ou quelques éléments choisis) ou globalement (sur toute la structure) une valeur D'_0 de pré-endommagement en traction. La refermeture des fissures a alors du être adaptée au pré-endommagement en calculant la contrainte associée.

Il est à noter que le modèle mis au point ici est utilisable pour la modélisation macroscopique comme pour la modélisation microscopique. En contexte macroscopique il utilise des paramètres issus de méthodes d'homogénéisation. Si par contre il est utilisé pour la phase d'homogénéisation, alors les paramètres sont ceux des différents matériaux constitutifs. Le prochain chapitre est consacré à l'obtention des paramètres du modèle à partir des essais.

2.5 Bibliographie du chapitre 2

[Bazant and Prat, 1988] Bažant, Z. P., Prat, P. Microplane model for brittle-plastic material I: theory. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 114, 1988, p. 1672-1702

[Buffo-Lacarrière, 2007] Buffo-Lacarrière, L. *Prévision et évaluation de la fissuration précoce des ouvrages en béton*. Thèse de doctorat : génie civil. Toulouse : Université de Toulouse, octobre 2007, 250 p

[Camps, 2008] Camps, G. *Etude des interactions chimie - mécanique pour la simulation du cycle de vie d'un élément de stockage en béton*. Thèse de doctorat : génie civil. Toulouse : Université de Toulouse, septembre 2008, 284 p.

[Carol and Bazant, 1997] Carol, I., Bažant, Z. P. Damage and plasticity in microplane theory. *International Journal of Solids Structures*. Vol. 34, n°29, 1997, p. 3807-3835.

[Dragon and Halm, 1998] Dragon, A., Halm, D. An anisotropic model of damage and frictional sliding for brittle materials. *European Journal of Mechanics A/Solids*. Vol. 17, n°3, 1998, p. 439-460.

[Fichant, 1996] Fichant, S. *Endommagement et anisotropie induite du béton de structures. Modélisation approchée*. Thèse de doctorat : génie civil. Cachan : ENS Cachan, France, 1996, 111 p.

[Fichant *et al.*, 1997] Fichant, S., Pijaudier-Cabot, G., La Borderie, C. Continuum damage modelling: Approximation of crack induced anisotropy. *Mechanics Re-search Communications*. Vol. 24, Issue 2, March-April 1997, p. 109-114.

[Grimal, 2007] Grimal, E. *Caractérisation des effets du gonflement provoqué par la réaction alcali-silice sur le comportement mécanique d'une structure en béton*. Thèse de doctorat : génie civil. Toulouse : Université de Toulouse, 7 février 2007, 211 p.

[Hillerborg *et al.*, 1976] Hillerborg, A., Modeer, M., Petersson, P. E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 1976, p. 773-782.

[Jefferson, 2003] Jefferson, T. Craft—a plastic-damage-contact model for concrete. I. Model theory and thermodynamic considerations. *International Journal of Solids and Structures*. Vol. 40, 2003, p. 5973-5999.

[Kachanov, 1986] Kachanov, L. M. *Introduction to continuum damage mechanics*. Ed. Martinus Nijhoff, 1986 135 p. (ISBN 90-247-3319-7)

[Laborderie, 1991] Laborderie, C. *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable - Modélisation et application à l'analyse de structures en béton*. Thèse de Doctorat : génie civil. Cachan : ENS Cachan, 1991, 149 p.

[Le Bellego *et al.*, 2003] Le Bellego, C., Dube, J. F., Pijaudier-Cabot, G., Gerard, B. Calibration of nonlocal damage model from size effect tests. *European Journal of Mechanics - A/Solids*. Vol. 22, Issue 1, January-February 2003, p. 33-46.

[Mazars, 1984] Mazars, J. *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. Thèse de doctorat d'état : génie civil. Paris : Université Paris VI, 1984, 288 p.

[Nguyen, 2007] Nguyen, X. S. *Algorithmes probabilistes appliqués à la durabilité et à la mécanique des ouvrages de génie civil*. Thèse de doctorat ; génie civil. Toulouse : Université de Toulouse, 15 octobre 2007, 190 p.

[Pensée *et al.*, 2002] Pensée, V., Kondo, D., Dormieux, L. Micromechanical analysis of anisotropic damage in brittle materials. *Journal of Engineering Mechanics*. ASCE, Vol. 128, n°8, 2002, p. 889-897.

[Pijaudier-Cabot and Bazant, 1987] Pijaudier-Cabot, G., Bazant, Z. P. Nonlocal damage theory. *Journal of Engineering Mechanics*. 113, 1987, p. 1512-1533.

[Ragueneau *et al.*, 2008] Ragueneau, F., Desmorat, R., Gatuingt, F. Anisotropic damage modelling of biaxial behaviour and rupture of concrete structures. **In** *International Conference on Computational Fracture and Failure of Materials and Structures*, Nantes, France, Computers and concrete, Vol. 5, Issue 4, 2008, p. 417-434.

[Sellier and Bary, 2002] Sellier, A., Bary B. Coupled damage tensors and weakest link theory for describing crack induced orthotropy in concrete. *Special Issue of Engineering Fracture Mechanics*, n° 1629, May 2002.

[Sellier and Benoit, 2002] Sellier, A., Benoit, B. Coupled damage tensors and weakest link theory for the description of crack induced anisotropy in concrete. *Engineering Fracture Mechanics*. Vol. 69, Issue 17, 2002, p. 1925-1939.

[Sellier, 2006] Sellier, A. *Modélisations numériques pour la durabilité des ouvrages de Génie Civil*. Mémoire d'habilitation à diriger des recherches : génie civil. Toulouse : Université Paul Sabatier de Toulouse, 2006, 153 p.

[Sellier and Buffo-Lacariere, 2009] Sellier, A, Buffo-Lacariere, L. Toward a simple and unified modelling of basic creep shrinkage and drying creep for concrete. *European Journal of Environmental Civil Engineering*. Vol. 10, 2009, p. 1161-1182.

[Sellier *et al.*, 2009] Sellier, A., Bourdarot, E., Multon, S., Cyr, M. , Grimal, E. Combination of structural monitoring and laboratory tests for the assessment of AAR-swelling: application to a gate structure dam. *American Concrete Institute, Material Journal*. Vol. 106, n° 3, May 2009, 11 p.

[Sellier *et al.*, 2010] Sellier, A., Cazaux-Ginestet, G., Buffo-Lacarière, L. Crack opening assessment throughout concrete structures: a continuum three dimensional finite element model based on orthotropic multi level damage concept and crack reclosure function. Rapport interne LMDC, n° 01-2011, 24 Janvier 2011.

[Sellier *et al.*, 2010] Sellier, A., Cazaux-Ginestet, G., Buffo-Lacariere, L. Crack opening assessment throughout concrete structures: a continuum three dimensional finite element model based on orthotropic damage concept and cracks re-closure function. *Submitted to Fracture Engineering mechanics*, 2010.

[Sellier *et al.*, 2011] Sellier, A., Buffo-Lacariere, L., Gonnouni, M. E., Bourbon, X. Behavior of HPC nuclear waste disposal structures in leaching environment. *Nuclear Engineering and Design*. Vol. 241, Issue 1, January 2011, p. 402-414. (ISSN 0029-5493)

[Stablon *et al.*, 2009] Stablon, T., Sellier, A., Domède, N., Plu, B., Dieleman, L. Vers un outil numérique pour la requalification des ponts en maçonnerie. *Rencontres AUGC 09*. Saint Malo, 2009, 21 p.

[Stablon *et al.*, 2010] Stablon, T., Sellier, A., Domède, N., Plu, B., Dieleman, L. A numerical damage model for masonry structures. *Structural Faults and Repair*. Edinburgh, 2010, 13 p.

[Stablon *et al.*, 2011] Stablon, T., Sellier, A., Domède, N., Plu, B., Dieleman, L. Influence of building process: Numerical analysis of a masonry vault including mortar joint shrinkage and crack re-closure effect. *Materials and Structures*. Under review, 2011, 23 p.

[Stablon *et al.*, 2011] Stablon, T., Sellier, A., Domède, N., Plu, B., Dieleman, L. A numerical tool for masonry arch bridges assessment. **In** *Proceedings of the World Congress on Rail Research*. Lille, 2011, 9 p.

Chapitre 3

Détermination des paramètres homogénéisés

Préambule : Le choix de l'utilisation de la méthode des éléments finis au niveau macroscopique avec un modèle d'endommagement nécessite l'homogénéisation de la maçonnerie comme expliqué lors de l'étude bibliographique. La discussion s'appuie sur un cas d'étude : l'analyse du viaduc de St Ouen (France). L'objet du chapitre 3 est de présenter une méthodologie complète d'obtention des paramètres homogénéisés afin de décrire les lois de comportement des différents matériaux utilisés dans la modélisation de l'ouvrage d'art considéré.

3.1 Présentation générale

Dans un premier temps, le chapitre 3 présente l'ensemble des résultats obtenus lors des essais effectués sur les matériaux présents dans le viaduc de Saint Ouen. Les essais ont été de différents types :

- Expertise visuelle,
- Essais chimiques,
- Essais physiques,
- Essais non destructifs,
- Essais mécaniques.

Les résultats de ces essais permettent, dans un second temps, la construction des lois de comportement de chacun des matériaux présents dans cet ouvrage (pierres et mortier), puis des lois de comportement homogénéisées de chacune des maçonneries.

3.2 Description du viaduc de Saint Ouen

3.2.1 L'ouvrage et son trafic

L'ouvrage choisi est situé sur la commune de Saint Ouen ; il s'agit d'un viaduc d'approche en maçonnerie permettant l'accès à un viaduc métallique franchissant la Seine (Figure 3-1). Cet ouvrage est situé sur la ligne 962000, ligne de la ville d'Argenteuil au Champs de Mars sur la commune de Saint Ouen. Le viaduc de Saint Ouen est un pont-rail en maçonnerie de pierre, à voûtes surbaissées sans élégissement. Il est constitué de 9 travées d'environ 12 mètres de portée chacune. La hauteur libre sous les arches est de 3,90 mètres et la largeur du viaduc est de 8 mètres. Les 8 piles intermédiaires sont en maçonnerie de moellons et ont une hauteur hors sol de 1,10 mètre. Enfin, aux extrémités de l'ouvrage, deux culées de 17 mètres de longueur en maçonnerie de moellons viennent reprendre les efforts générés dans l'ouvrage. Ce pont, quasiment droit (rayon en plan = 500 mètres), fut construit en 1904, époque charnière dans l'histoire des ponts en maçonnerie durant laquelle le ciment a progressivement pris la place de la chaux hydraulique en tant que liant des mortiers de joint.

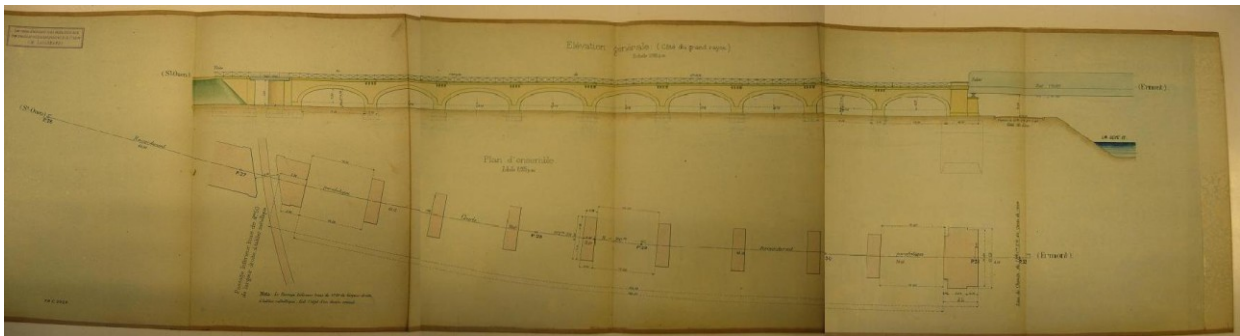


Figure 3-1 Plan et vue d'ensemble du viaduc de Saint Ouen.

Le trafic sur les deux voies ferrées est très intense et supporte à la fois les passages répétés du RER C et les charges de transport de fret. C'est une ligne très empruntée, comptant 80 à 150 passages quotidiens.

3.2.2 Inspections visuelles et pathologies

Grâce à de régulières visites d'inspection et une maintenance adaptée, les 280 mètres de voie simple avec ballast sont opérationnelles. Néanmoins des dommages sont présents sur la structure. La présence de fissures importantes sur l'ensemble de l'ouvrage a nécessité le renforcement de 4 voûtes par des contre-voûtes en béton et en acier. De surcroît, les fondations ont été reprises récemment (fin 2008) : des micros pieux en béton renforcent depuis cette date les pieux en bois d'origine sujets à des tassements excessifs induits par des cycles d'immersion et de séchage successifs au cours de leur vie. Les différentes arches présentent des traces de calcites dues aux infiltrations d'eau dans l'ouvrage. Des fissures sont également visibles sur certaines arches (Figure 3-2). Elles courent généralement le long des joints. Localement, des déjoints entre les moellons sont également visibles.



Figure 3-2 Renforcement et fissures.

3.3 Campagne de carottages sur le viaduc de Saint Ouen

3.3.1 Forage et extraction des carottes

Deux campagnes de carottages ont été effectuées avec un double objectif : caractériser les matériaux présents dans le viaduc de Saint Ouen et établir des protocoles d'essais et de diagnostic. Lors de la première campagne (23 juillet 2008), deux carottes ont été extraites, notées 1 et 2. Puis, lors de la seconde campagne (25 février 2009), trois carottes ont été extraites notées 3, 4 et 5. Ces 5 échantillons ont été prélevés à l'aide d'un tube carottier de diamètre 95 mm, sur la 3^{ème} travée (Figure 3-3). Les carottes 1 et 2 ont été prélevées à environ 1,20 mètre du sol et 1,50 mètre de l'extérieur de l'ouvrage, la carotte 3 en clé de voûte. Enfin les carottes 4 et 5 ont été prélevées dans l'axe, au tiers de la voûte (à environ 4 mètres du pied de voûte). L'ensemble des positions des carottages est répertorié sur la Figure 3-4.

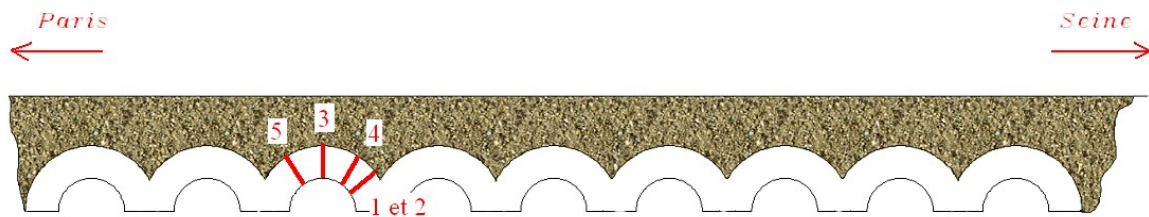


Figure 3-3 Localisation des carottages sur l'ensemble du viaduc.

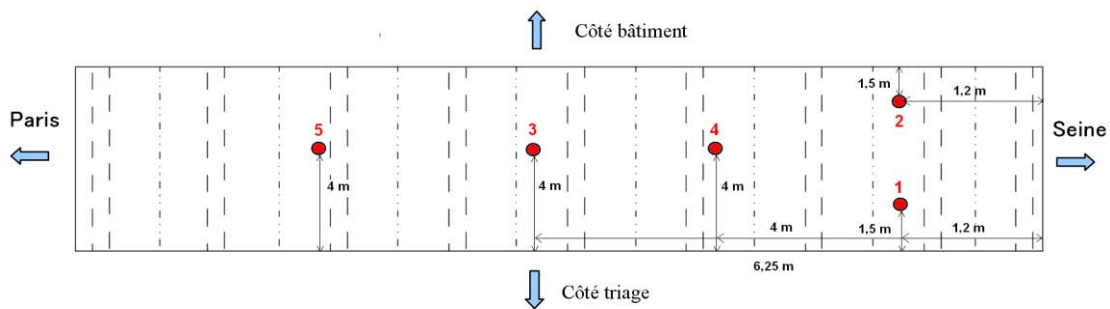


Figure 3-4 Localisation des carottages dans la voûte 3.

Les carottes ont des longueurs comprises entre 0,7 mètre et 1,20 mètre (dimensions présentées dans le Tableau 3.1). Malgré les ruptures au niveau des joints de mortier survenues lors du forage, une 1^{ère} observation d'ensemble des carottes (Figure 3-5) permet de différencier le moellon de parement, de couleur beige, des moellons intérieurs, de couleur grise. Le moellon de parement présente de petites cavités de taille comprise entre 1 et 20 mm. Les moellons suivants

sont très homogènes et très compacts. Le second forage a volontairement été réalisé à cheval sur un joint entre deux pierres de façon à récupérer du mortier de parement. La nature exacte des matériaux est précisée ultérieurement.

Nom	Longueur	Démarrage du carottage	Date
Carotte n°1	1.2 m	Pierre de parement	23 juillet 2008
Carotte n°2	1.1 m	Joint	
Carotte n°3	0.8 m	Pierre de parement	25 février 2009
Carotte n°4	0.7 m	Pierre de parement	
Carotte n°5	0.8 m	Pierre de parement	

Tableau 3.1 Récapitulatif des carottes extraites du viaduc de Saint Ouen.



Figure 3-5 Présentation des carottes extraites lors des deux campagnes de carottages.

Les éléments observés sont en accord avec les carottages précédemment effectués en 2006 dont les résultats sont exposés dans le Procès verbal d'essais établi par le centre d'expertises et d'essais de la direction de l'ingénierie de la SNCF [Centre d'expertises et d'essais IGOA, 2006].

3.3.2 Examen endoscopique

A la suite des carottages, un examen endoscopique a été mené (Figure 3-6) de façon à déterminer l'état général interne des maçonneries. Il ne révèle pas de désordres importants. Malgré tout, on constate que le mortier de joint est d'aspect délavé et présente de petites cavités. Des traces de calcite, détectées dans le corps de la voûte n°3 lors des forages, mettent en évidence la présence d'une circulation d'eau dans la structure de l'ouvrage. Bien que l'étanchéité ait été refaite au début des années 1980 [IGOA SF, 2006], la présence de circulations d'eau dans

la structure est confirmée. Celles-ci entraînent des phénomènes de dégradation (érosion et déchaussement) qui restent néanmoins limités.

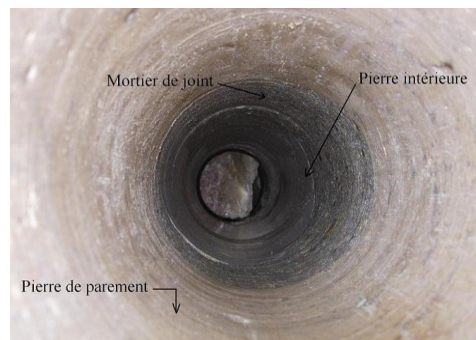


Figure 3-6 Endoscopie du carottage n°2.

3.3.3 Expertise visuelle

3.3.3.1 Nature des roches

Une fois les carottes extraites, leur stockage à l'abri du soleil et de l'air permet de conserver les caractéristiques hygrométriques des échantillons pour une série de clichés et une analyse visuelle approfondie.



Figure 3-7 L'analyse visuelle présente 3 matériaux différents.

L'analyse visuelle extérieure des carottes (Figure 3-7) montre que la pierre de parement est une roche un peu poreuse de couleur beige. Elle semble d'origine calcaire. La pierre intérieure, différente de la pierre de parement mais d'origine calcaire également, est très peu poreuse. Elle est très compacte et de couleur grise. L'observation visuelle des échantillons prélevés et les

analyses physico-chimiques n'ont pas permis de mettre en évidence, dans les pierres, de direction de sédimentation privilégiées. Nous supposons donc, qu'à l'échelle qui nous concerne, les blocs sont homogènes et isotropes.

Concernant le mortier, il apparaît très poreux avec des granulats de dimensions comprises entre 1 et 10 mm, ce qui est élevé par rapport à l'épaisseur de joint dans l'ouvrage (entre 1 et 2 cm). L'inspection visuelle ne permet pas de conclure quant à la composition du mortier des joints (ciment ou chaux).

3.3.3.2 Proportion pierre - mortier

Par pesées et mesures géométriques des carottes, les proportions entre la pierre de parement la pierre intérieure et le mortier ont pu être établies. 20 mesures différentes réparties sur l'ensemble des 5 carottes aboutissent à la conclusion suivante : la maçonnerie des voûtes est constituée de 21% de mortier, 32% de pierre de parement et 47% de pierre intérieure.

3.4 Essais de laboratoire sur les carottes

Une fois les éprouvettes choisies, extraites des carottes et les protocoles d'essais étant maîtrisés, les essais peuvent débuter. Ils ont pour but de déterminer les caractéristiques physicochimiques et mécaniques des matériaux du pont de Saint Ouen.

Les essais physicochimiques visant à déterminer la nature des constituants regroupent :

- La mesure de la porosité et de la masse volumique par dessiccation,
- La mesure des phases minérales par diffraction de rayons X sur le matériau réduit en poudre.

Les essais mécaniques visant à déterminer le comportement mécanique des matériaux sont les suivants :

- La détermination de la vitesse de propagation d'une onde ultrasonore,
- Les essais de compression,
- Les essais de fendage,
- Les essais de détermination du module d'élasticité et du coefficient de Poisson,

- Les essais de détermination du comportement post pic.

3.4.1 Disposition des éprouvettes dans les carottes

Une fois les carottes extraites, le matériau étant rare, la réalisation des éprouvettes d'essais au laboratoire est étudiée et optimisée dans le but d'obtenir le maximum de résultats recherchés.

De la carotte n°1 (Figure 3-8) sont extraites :

- une éprouvette de pierre de parement pour le module d'élasticité,
- une éprouvette de pierre de parement pour un essai de compression uniaxiale,
- une éprouvette de mortier pour un essai de compression uniaxiale,
- une éprouvette de pierre intérieure pour un essai de compression uniaxiale,
- trois éprouvettes de pierre intérieure pour des essais de fendage,
- une éprouvette de pierre intérieure pour le module d'élasticité.

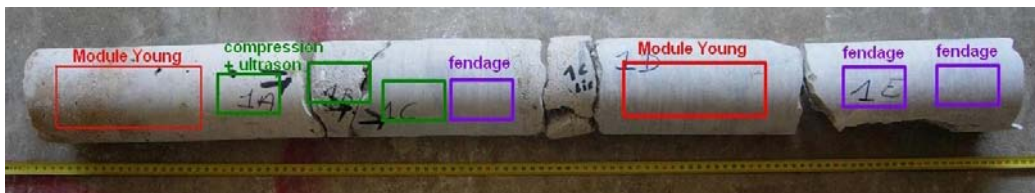


Figure 3-8 Position des éprouvettes dans la carotte n°1.

De la carotte n°2 (Figure 3-9) sont extraites :

- cinq éprouvettes composites : pierre de parement - mortier - pierre de parement,
- une éprouvette de pierre de parement pour un essai de compression uniaxiale,
- deux éprouvettes de mortier pour le module d'élasticité,
- une éprouvette de pierre intérieure pour un essai post pic,
- une éprouvette composite : pierre intérieure - mortier - pierre intérieure.

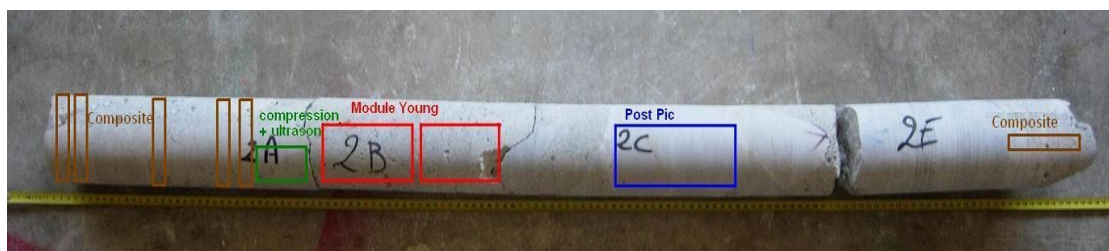


Figure 3-9 Position des éprouvettes dans la carotte n°2.

De la carotte n°3 (Figure 3-10) sont extraites :

- une éprouvette de pierre de parement pour le module d'élasticité,
- deux éprouvettes composites : pierre de parement - mortier - pierre de parement,
- une éprouvette de pierre de parement pour un essai de compression uniaxiale,
- une éprouvette de pierre intérieure pour un essai de fendage.



Figure 3-10 Position des éprouvettes dans la carotte n°3.

De la carotte n°4 (Figure 3-11) sont extraites :

- une éprouvette de pierre de parement pour un essai post pic,
- deux éprouvettes composites : pierre de parement - mortier - pierre de parement,
- une éprouvette de pierre de parement pour un essai de fendage,
- deux éprouvettes composites : pierre intérieure - mortier - pierre intérieure,
- une éprouvette de pierre intérieure pour un essai de compression uniaxiale,
- une éprouvette de mortier pour un essai de compression uniaxiale.

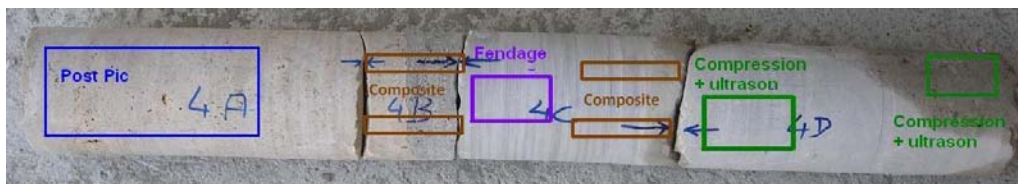


Figure 3-11 Position des éprouvettes dans la carotte n°4.

De la carotte n°5 (Figure 3-12) sont extraites :

- une éprouvette de pierre de parement pour un essai de compression uniaxiale,
- une éprouvette de pierre intérieure pour le module d'élasticité,
- deux éprouvettes composites : pierre intérieure - mortier - pierre intérieure,
- une éprouvette de pierre intérieure pour un essai de compression uniaxiale,
- une éprouvette de mortier pour un essai de compression uniaxiale.

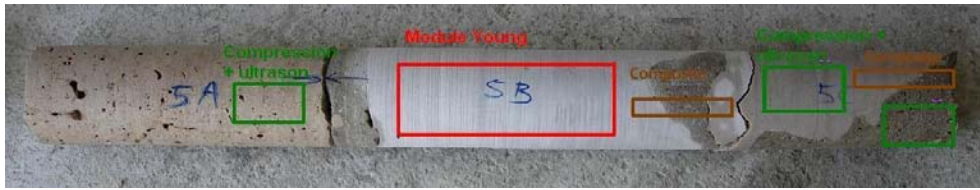


Figure 3-12 Position des éprouvettes dans la carotte n°5.

3.4.2 Essais physico-chimiques

3.4.2.1 Détermination de la porosité et de la masse volumique

La porosité et la masse volumique sont obtenues par des essais de dessiccation suivant la norme [NF EN 1936, 2007]. Après la préparation de sept échantillons de chaque matériau (mortier, pierre intérieure et pierre de parement), une pesée initiale, non requise par la norme, est effectuée. La masse volumique apparente reflète le degré de compacité d'une pierre. Le principe de la méthode consiste à déterminer le volume des vides et le volume apparent de l'échantillon à analyser et en déduire la masse volumique et la porosité. La géométrie des échantillons est sans importance.



Figure 3-13 Echantillons utilisés pour les mesures de porosité et de masse volumique.

Les échantillons sont placés dans une enceinte hermétique (Figure 3-14) où le vide est fait. Le vide est maintenu pendant 24 heures de façon à éliminer l'air contenu dans les pores des éprouvettes. Après ces 24 heures, de l'eau déminéralisée est injectée lentement dans l'enceinte. Le

vide et l'eau sont maintenus à nouveau pendant 24 heures. Ensuite, l'enceinte est ramenée à la pression atmosphérique et les éprouvettes sont laissées immergées pendant 24 heures.



Figure 3-14 Enceinte de saturation en eau pour les mesures de porosité et de masse volumique.

Enfin, des pesées immergées (dans l'eau) et humides (éprouvettes saturées mais pesées à l'air libre) sont effectuées avant de mettre les échantillons en dessiccation (séchage) à 105°C jusqu'à masse constante. A l'aide de ces pesées, la masse volumique réelle, la masse volumique apparente et la porosité sont calculées. Ainsi, cet essai permet de déterminer une masse volumique de 1934 kg/m³ (écart type 35 kg/m³) et une porosité accessible à l'eau de 25 % (écart type 2,1) pour le mortier. Pour la pierre de parement, la masse volumique est de 2595 kg/m³ (écart type 14 kg/m³) et une porosité accessible à l'eau de 20,9 % (écart type 1,1). Enfin, pour la pierre intérieure la masse volumique de 2682 kg/m³ (écart type 6 kg/m³) et une porosité accessible à l'eau de 0,7 % (écart type 0,2), en accord avec les observations visuelles. L'ensemble des résultats obtenus est présenté dans le Tableau 3.2.

	Masse Volumique	Ecart Type	Porosité	Ecart Type
Pierre de parement	2595 kg/m ³	14.1	20.9%	1.1%
Pierre intérieure	2681 kg/m ³	6.0	0.8%	0.2%
Mortier	1931 kg/m ³	34.5	25.3%	2.1%

Tableau 3.2 Récapitulatif des résultats de masse volumique et de porosité par des essais de dessiccation sur 7 éprouvettes de chaque type matériau.

A partir des résultats de masses volumiques et de porosités, les formules empiriques de Mesnager [Mesnager, 1929] (équation (3.1)) et de l'AFNOR [NF B 10-503, 1973] (équation (3.2)) permettent d'évaluer les résistances théoriques des matériaux.

$$f_c = 15 \times \frac{l - 0.83}{2.82 - l} \quad (3.1)$$

$$f_c = 2 * 2^{d^{1.97}} \quad (3.2)$$

La formule de Mesnager donne des résistances de l'ordre de :

- 19 MPa pour le mortier,
- 118 MPa pour la pierre de parement et,
- 200 MPa pour la pierre intérieure.

La formule AFNOR donne des résistances de l'ordre de :

- 15 MPa pour le mortier,
- 112 MPa pour la pierre de parement et,
- 151 MPa pour la pierre intérieure.

Ces résistances, déduites des masses volumiques et déterminées par des formules empiriques, sont à confirmer à l'aide d'essais de résistance en compression.

3.4.2.2 Détermination de la composition des matériaux

Un premier test simple permet de savoir si les pierres sont constituées de calcaire ou de quartz : il suffit d'essayer de rayer une vitre avec un morceau de pierre. Si la vitre est rayée par la pierre, elle est constituée de quartz. Sinon, la présence de quartz n'est pas certaine. Cet essai simple a été mené sur les pierres intérieures et de parement. Dans les deux cas, la vitre n'a pas été rayée. Donc la présence de quartz est très peu probable. Pour confirmer les soupçons de pierres calcaires, une attaque acide est réalisée. Il s'agit de faire tomber quelques gouttes d'acide et de détecter la présence d'une réaction chimique exothermique produisant des bulles et un bouillonnement de l'acide (Figure 3-15). Dans le cas présent, la réaction exothermique a lieu sur les pierres de parement et intérieure ce qui laisse penser à une présence de calcaire dans la roche. Ceci sera confirmé par la diffraction de rayons X.



Figure 3-15 *Test à l'acide sur les pierres de parement et intérieures.*

En complément du "test de la vitre" et du test à l'acide, la diffraction de rayons X sur le matériau réduit en poudre permet de caractériser précisément les éléments constitutifs d'un matériau et d'approcher les proportions de chaque élément. Après des broyages et des tamisages successifs, une fine poudre est obtenue (tamis inférieur à 80 micromètres). Le diffractomètre ("D5000 / Xray Diffractometer" - Siemens [Rivera, 2007]) envoie des rayons sur la poudre compactée avec des angles variables. De l'autre côté, un récepteur reçoit les rayons diffractés. Le nombre de coups (nombre de rayons) est mesuré pour chaque angle. La réception des rayons diffractés permet ainsi de construire le spectre de l'échantillon étudié.

Dans la nature, deux types de roches coexistent : les roches cristallisées (minéraux) et les roches amorphes (roches vitreuses). La diffraction de rayons X caractérise les matériaux cristallisés. Les matériaux amorphes ne sont pas, ou mal, détectés. Chaque minéral est identifiable par un spectre caractéristique défini par des pics pour des positions angulaires propres et des pics de hauteurs relatives constantes.

La pierre intérieure

Les résultats de la diffraction de rayon X sur la pierre intérieure (Figure 3-16) montrent que seule la calcite constitue l'échantillon. La présence unique de calcite montre que la pierre intérieure est purement calcaire. Cela vérifie le test à l'acide précédemment mené.

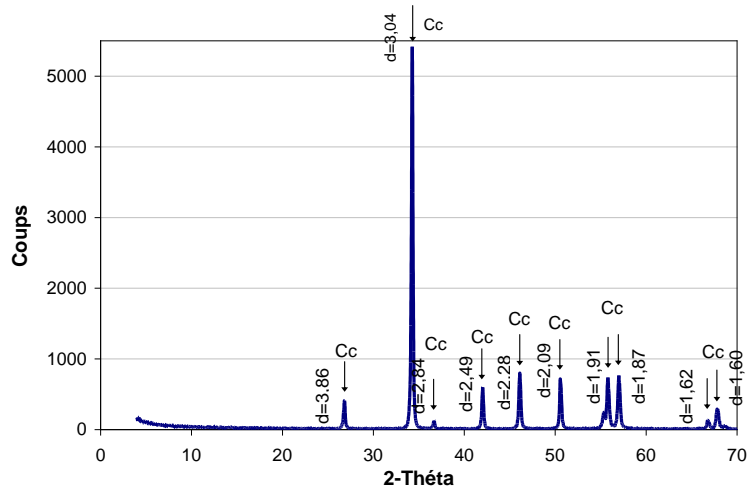


Figure 3-16 Diffraction de rayons X sur la pierre intérieure.

La pierre de parement

Pour la pierre de parement, les résultats sont présentés sur la **Figure 3-17**. La calcite est clairement identifiée et la présence d'un peu de quartz est découverte. L'analyse de l'intensité des pics, permet d'affirmer que le quartz est en très faible proportion par rapport à la calcite : environ 1 % de quartz pour 99 % de calcite. La pierre de parement est donc calcaire mais avec une très faible présence de quartz.

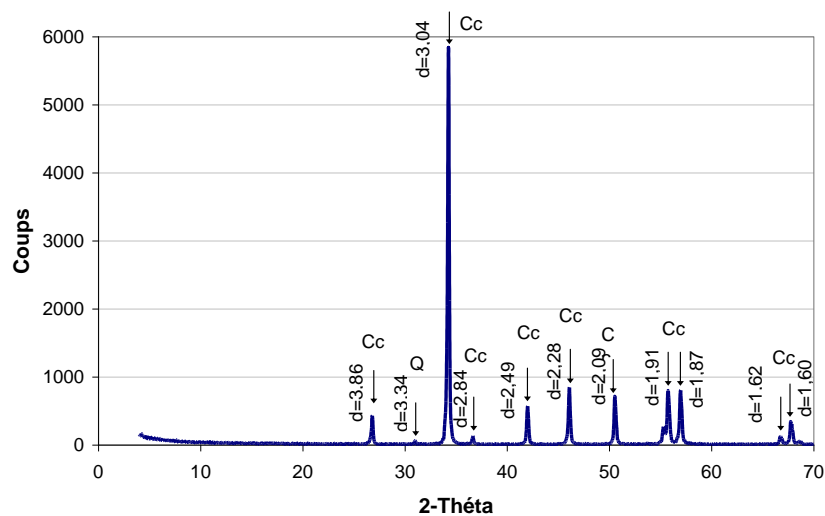


Figure 3-17 Diffraction de rayons X sur la pierre de parement.

Le mortier

Concernant le mortier, un traitement particulier est proposé : un broyage ménagé. Le broyage ménagé consiste à séparer au mieux, par inspection visuelle, les granulats du liant. La difficulté réside essentiellement dans la minutie que demande cette étape de préparation des échantillons. Ainsi, trois échantillons issus du mortier sont passés à la DRX :

- un échantillon composé des granulats (séparés du liant lors du broyage ménagé et nettoyé avec précaution à la pointe),
- un échantillon composé du liant (sans les plus gros granulats mais il peut rester de fines particules tel du sable) et,
- un dernier échantillon représentatif du mortier sans broyage ménagé (c'est le mortier tel qu'extrait des carottes).

Cette séparation des granulats et du liant permet par deux analyses différentes de caractériser précisément chacune des phases. Les résultats de la DRX sur les granulats seuls (Figure 3-18), associés à une analyse des intensités, montrent que les granulats calcaires et les granulats quartziques sont dans la même proportion. Il y a environ 50 % de calcaire et 50 % de quartz dans les granulats.

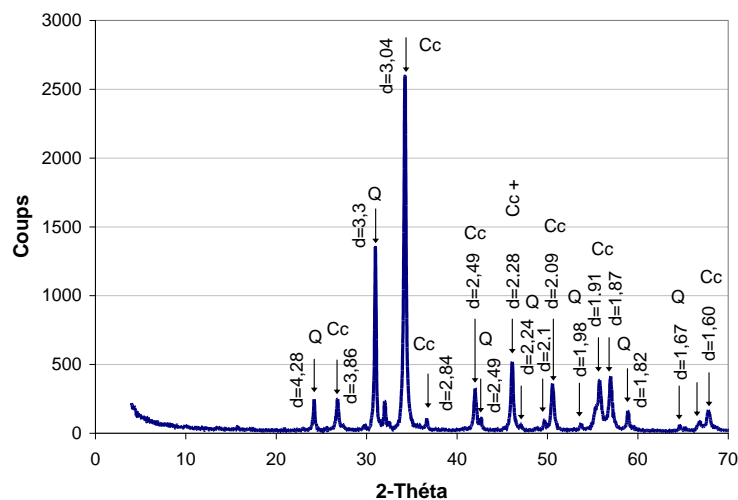


Figure 3-18 Diffraction de rayons X sur les granulats du mortier.

Le spectre du liant seul est porté par la "bosse du CSH" (Figure 3-19) et son analyse montre la présence de portlandite. Ces deux éléments ne permettent pas d'identifier la nature du

liant, car ils sont tous les deux présents dans le ciment et la chaux hydraulique. Cependant, la présence des pics caractéristiques de l'ettringite permet d'affirmer que le liant contient du ciment.

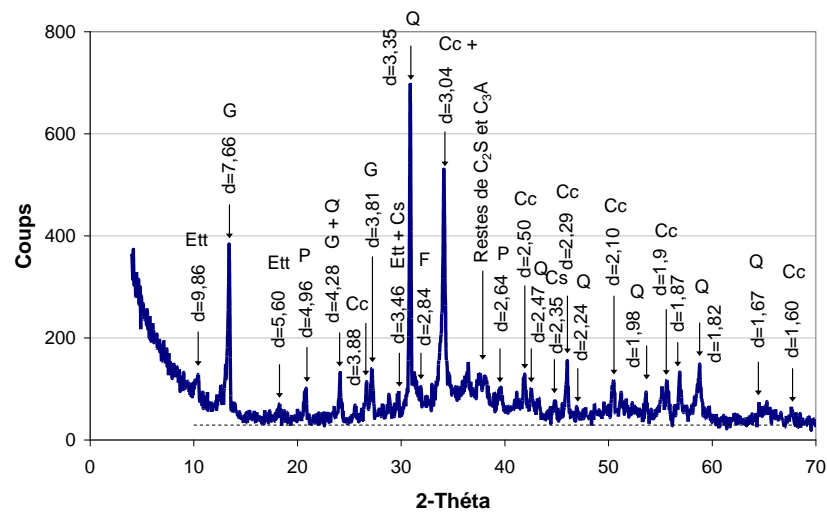


Figure 3-19 Diffraction de rayons X sur le liant du mortier.

3.4.3 Essais physiques et mécaniques

3.4.3.1 Les essais ultrasonores

Les ultrasons sont des ondes acoustiques (donc mécaniques) de fréquences comprises entre quelques dizaines de kHz et quelques MHz. Ces ondes sont particulièrement utilisées en construction mécanique pour ausculter les matériaux métalliques. Ces derniers constituent en effet d'excellents milieux de propagation du fait de leur homogénéité et de leur forte rigidité. Dans le cas de cette étude, le dispositif d'auscultation par ultrasons [CNS Farnell, 2000] est constitué de :

- Deux transducteurs de fréquence égale à 54 kHz,
- Cinq câbles coaxiaux,
- Un boîtier contenant l'électronique du système d'émission / réception avec un générateur d'impulsions et un système de mesure du temps de propagation de l'émetteur vers le récepteur.

Une onde mécanique peut être caractérisée de façon simple par deux grandeurs : sa vitesse et son amplitude. La vitesse des ultrasons C_p est liée [Lefebvre, 2008] au module d'élasticité dynamique E_{dyn} , au coefficient de Poisson ν et à la masse volumique ρ du matériau (équation (3.3)).

$$C_p = \sqrt{\frac{E_{dyn} \times (1 - \nu)}{\rho \times (1 + \nu) \times (1 - \nu)}} \quad (3.3)$$

L'amplitude d'une onde est liée à l'intensité et à l'atténuation générée par le milieu de propagation. Cette atténuation correspond à une diminution de l'énergie véhiculée par l'onde. Cette perte d'énergie peut par exemple résulter d'une déformation partiellement irréversible du milieu de propagation au passage de l'onde. L'amplitude des ultrasons peut être observée et mesurée grâce à l'oscilloscope.

Les éprouvettes utilisées sont des éprouvettes cylindriques de diamètre 5 cm et de longueur 5 cm. Ces éprouvettes sont celles utilisées ultérieurement pour les essais en compression. A noter que les caractéristiques géométriques et les masses de l'ensemble des échantillons doivent être mesurées afin de confirmer les mesures par d'autres méthodes. Dans le cas présents, des mesures sont effectuées sur les 3 matériaux présents dans les carottes. Les résultats de ces mesures sont consignés dans le Tableau 3.3.

	Masse volumique	Coefficient Poisson	Module dynamique	
			Moyenne	Ecart type
Pierre intérieure	2682 kg/m ³	0.27	79.6 GPa	0.9 GPa
Pierre de parement	2595 kg/m ³	0.3	55.2 GPa	2.5 GPa
Mortier	1934 kg/m ³	0.19	18.2 GPa	0.1 GPa

Tableau 3.3 Récapitulatif des mesures ultrasonores.

Il convient de bien noter que les coefficients de Poisson utilisés pour la pierre intérieure (0,27) et pour le mortier (0,19) sont ceux déterminés lors des essais de compression uniaxiale (paragraphe 3.4.3.2). En ce qui concerne la pierre de parement, la valeur mesurée lors des essais de compression semble trop élevée. Il a donc été choisi une valeur communément admise dans la

bibliographie (voir annexe 1) pour une pierre calcaire (0,3). Ainsi, les modules d'Young dynamiques sont de l'ordre de :

- 79 GPa pour la pierre intérieure,
- 55 GPa pour la pierre de parement,
- 18 GPa pour le mortier.

3.4.3.2 Les essais de compression uniaxiale

Les essais en compression uniaxiale sont menés suivant la norme relative à "la détermination de la résistance en compression des pierres naturelles" [NF EN 1926, 2007]. La dimension des échantillons est donc normée : ce sont des cylindres de 5 cm de diamètre et de 5 cm de hauteur. La Figure 3-20 présente une partie des éprouvettes utilisée lors des essais de compression uniaxiale.



Figure 3-20 Cylindres avant les essais en compression.

Les essais sont menés à l'aide d'une presse AMSLER de 3000 kN [Amsler, 1975] à vitesse de chargement imposée de 1 MPa par seconde. Les résultats des mesures sont consignés dans le Tableau 3.4 et les faciès de rupture peuvent être analysés avec la Figure 1-6.

	Moyenne Ecart type		Formules prédictives	
			Mesnager	AFNOR
Pierre intérieure	172 MPa	13 MPa	200 MPa	151 MPa
Pierre de parement	120 MPa	4 MPa	118 MPa	112 MPa
Mortier	19 MPa	1 MPa	19 MPa	15 MPa

Tableau 3.4 Récapitulatif des essais de compression uniaxiale.

Les essais de compression uniaxiale permettent de déterminer les résistances en compression des différents échantillons. D'autre part, les formules prédictives de Mesnager et de l'AFNOR (paragraphe 3.4.2.1) offrent, à partir des masses volumiques, de bons indicateurs des résistances.



(a) Pierre de parement



(b) Pierre intérieure



(c) Mortier

Figure 3-21 Faciès de rupture après les essais de compression.

3.4.3.3 Les essais de traction par fendage

Les essais en traction sont menés suivant la norme relative à la "détermination de la résistance en traction des pierres naturelles" [NF P 94-422 5]. La dimension des échantillons est donc imposée : ce sont des cylindres de 4 cm de diamètre et de 4 cm de hauteur. L'éprouvette est mise en place sur une presse de 600 kN. Elle est "calée" par des petites lattes de bois pour éviter la rotation de l'éprouvette (Figure 3-22). Les essais sont menés avec une vitesse imposée de chargement de 0,5 MPa par seconde.



Figure 3-22 Faciès de rupture d'échantillon par fendage.

A noter que le peu de "matière première" disponible dans les carottes ne permet pas de déterminer les valeurs de traction pour la pierre de parement et le mortier. Les résultats des mesures sont consignés dans le Tableau 3.5. La valeur obtenue pour la résistance en traction de la pierre intérieure (8 MPa) est environ 20 fois plus faible que la résistance en compression (172 MPa).

	Contrainte de traction indirecte	
	moyenne	Ecart type
Pierre intérieure	7.8 MPa	1.4 MPa
Pierre de parement	10 MPa	1.30 MPa
Mortier	1.15 MPa	0.20 MPa

Tableau 3.5 Récapitulatif des essais de fendage.

3.4.3.4 Module d'élasticité et coefficient de Poisson par compression uniaxiale

Les essais de compression ont pour but d'obtenir les modules d'Young et les coefficients de Poisson. Ils sont menés suivant la norme relative à "la détermination du module d'élasticité statique des pierres naturelles" [NF EN 14580, 2005]. Les échantillons sont des cylindres de 7 cm de diamètre et de 14 cm de hauteur. Chaque éprouvette est instrumentée de deux jauges axiales pour les mesures de déformations axiales et de deux jauges transversales pour les mesures de déformations perpendiculaires à l'axe de chargement. L'échantillon est testé sur une presse de 600 kN. Les essais sont menés avec une vitesse imposée de chargement de 0,5 MPa par seconde (Figure 3-23).



Figure 3-23 Dispositif d'essai pour le module d'élasticité et le coefficient de Poisson - Presse 600 kN.

La pierre de parement

Les modules d'élasticité obtenus sont respectivement 36,2 GPa et 40,7 GPa (Figure 3-24 présentant la contrainte en fonction des déformations longitudinales et transversales de l'éprouvette). La moyenne est de 38,5 GPa avec un écart type de 3,2 GPa. Concernant le coefficient de Poisson, la valeur obtenue est 0,5. Cette valeur semble très élevée en comparaison des valeurs trouvées dans les références bibliographiques, de l'ordre de 0,3. Les jauges transversales n'ont pas correctement fonctionné.

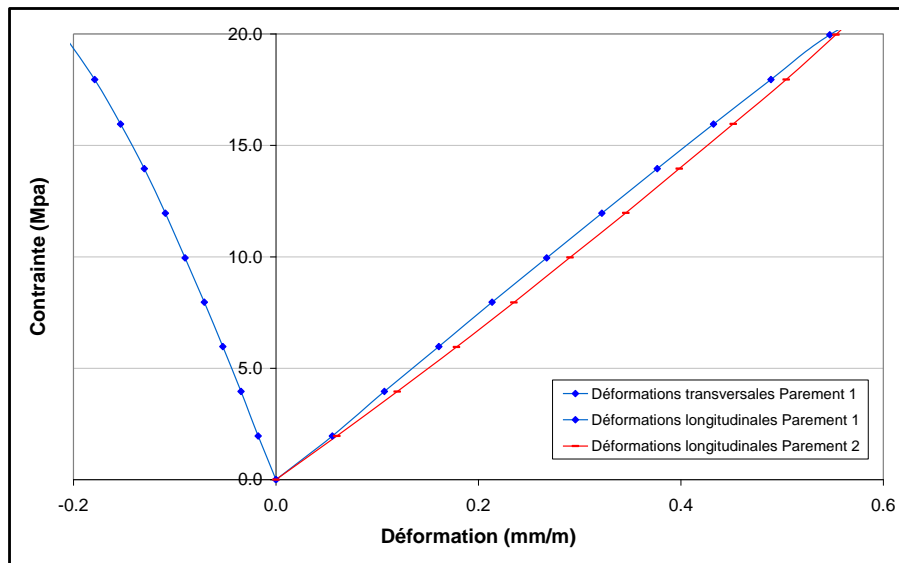


Figure 3-24 Déformations transversales et longitudinales pour les essais de compression uniaxiale sur les éprouvettes de pierre de parement.

La pierre intérieure

Les modules d'élasticité obtenus sont respectivement 72,4 GPa et 79,2 GPa (Figure 3-25). La moyenne est de 75,8 GPa avec un écart type de 4,8 GPa. Concernant le coefficient de Poisson, la valeur obtenue est 0,27. Il est à noter que lors de l'essai n°1, les jauges transversales n'ont pas fonctionné.

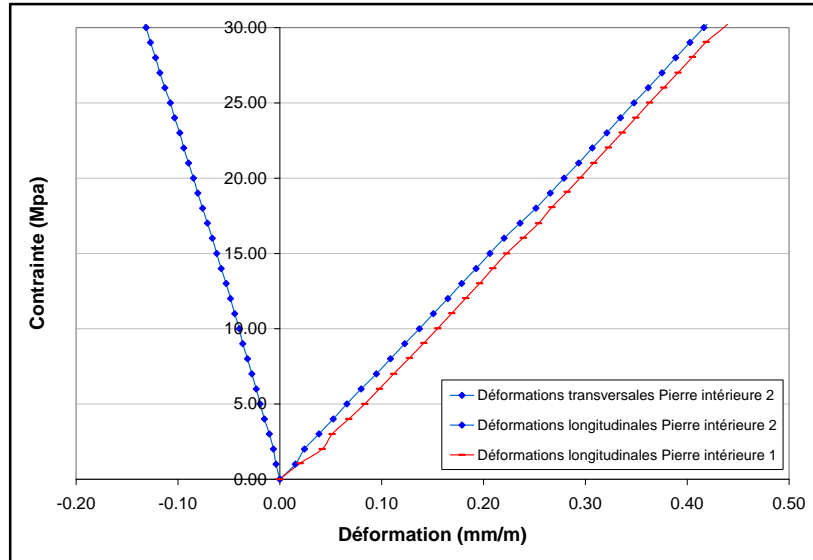


Figure 3-25 Déformations transversales et longitudinales pour les essais de compression uniaxiale sur les éprouvettes de pierre intérieure.

Le mortier

Les modules d'élasticité obtenus sont respectivement 19,2 GPa et 19,4 GPa (Figure 3-26). La moyenne est de 19,3 GPa avec un écart type très faible de 0,2 GPa. Concernant le coefficient de Poisson, les valeurs obtenues sont respectivement 0,165 et 0,215, ce qui donne une moyenne de 0.190 (écart type de 0.035).

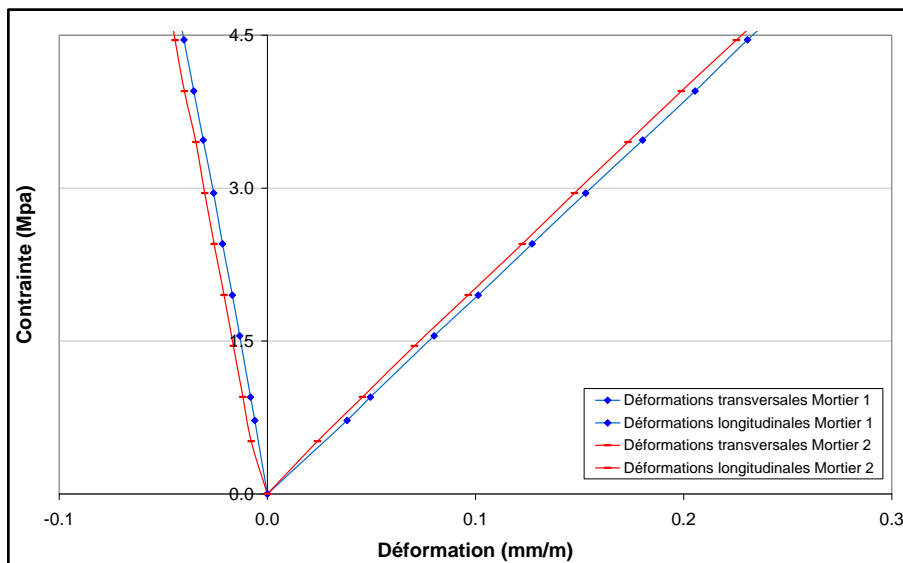


Figure 3-26 Déformations transversales et longitudinales pour les essais de compression uniaxiale sur les éprouvettes de mortier.

Bilan des essais de compression

L'ensemble des résultats obtenus est synthétisé dans le Tableau 3.6 présentant les modules d'élasticité et les coefficients de Poisson déterminés à l'aide des essais de compression uniaxiale.

	Module d'élasticité		Coefficient de Poisson	
	Moyenne	Ecart type	Moyenne	Ecart type
Mortier	19.3 GPa	0.2 GPa	0.190	0.035
Pierre Parement	38.5 GPa	3.2 GPa	-	-
Pierre Intérieure	75.8 GPa	4.8 GPa	0.266	-

Tableau 3.6 Récapitulatif des résultats obtenus pour les modules d'élasticité et le coefficient de Poisson.

Finalement, la comparaison (Tableau 3.7) entre les modules statiques (essais de compression) et dynamiques (essais ultrasonores) montrent un certain écart (entre 5 et 30 % selon la pierre). Il est à noter que la pierre intérieure est très peu poreuse. C'est une roche très compacte et très homogène ce qui constitue un milieu de propagation pour l'onde ultrasonore très efficace et sans perturbation. Ceci est reflété par le très faible écart entre les modules statiques (75,8 GPa) et dynamiques (79,6 GPa). D'autre part, la porosité ainsi que l'hétérogénéité constatée des pierres de parement influent sur la propagation des ondes émises lors de l'essai ultrasonore. Les modules statiques et dynamiques sont différents d'environ 30 %. En ce qui concerne le mortier, les modules statique et dynamique semble assez proche bien que la porosité soit élevée.

	Module Statique	Module Dynamique	Ecart
Mortier	19.3 GPa	18.2 GPa	6%
Pierre Parement	38.5 GPa	55.2 GPa	30%
Pierre Intérieure	75.8 GPa	79.6 GPa	5%

Tableau 3.7 Comparatif des modules d'élasticité statiques et dynamiques.

3.4.3.5 Les essais post pic en compression uniaxiale

Les essais en compression uniaxiale ont été menés jusqu'à la rupture. Le but est d'obtenir à la fois la contrainte en fonction des déformations à l'approche du pic mais aussi la descente post pic (si les conditions de l'essai le permettent). Ainsi, ces essais ont eu lieu sur des éprouvettes de diamètre 7 cm et de hauteur 14 cm comme sur la Figure 3-27. Le post pic est très difficile à

obtenir pour les pierres de parement et les pierres intérieures, même en choisissant une vitesse de chargement très faible (1 microdéformation par seconde autour du pic).

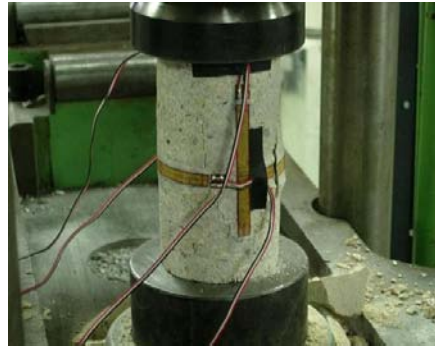


Figure 3-27 Essai de compression pour obtenir le post pic - Mortier.

La pierre de parement

La rupture (Figure 3-28) est apparue pour une charge d'environ 128 MPa et une déformation longitudinale associée de 3,75 mm/m.

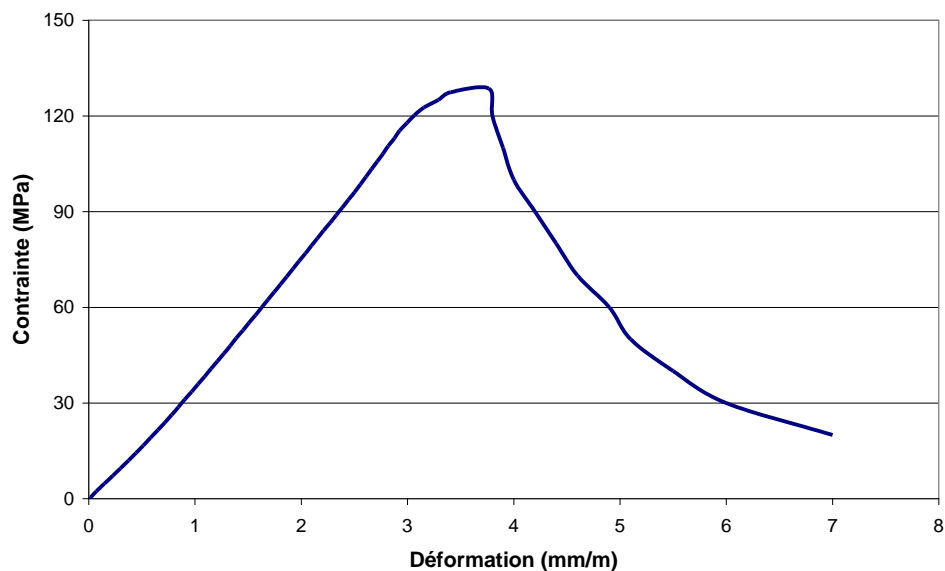


Figure 3-28 Résultat de l'essai en compression pour obtenir le post pic - Pierre de parement.

La pierre intérieure

En ce qui concerne la pierre intérieure, la rupture est apparue pour une charge d'environ 190 MPa et une déformation longitudinale associée de 3,19 mm/m (Figure 3-29). Ces deux graphiques présentent le caractère très fragile de la pierre de parement et de la pierre intérieure.

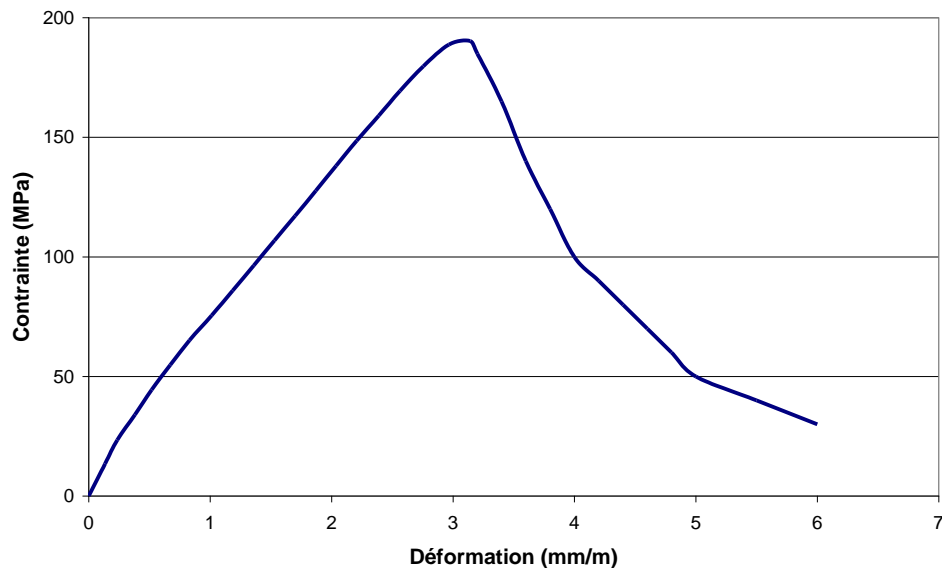


Figure 3-29 Résultat de l'essai en compression pour obtenir le post pic - Pierre intérieure.

Le mortier

Pour l'essai sur une éprouvette de mortier, la Figure 3-30 présente une amorce de descente post pic. La charge maximale atteinte est d'environ 22 MPa et une déformation longitudinale associée de 2,8 mm/m. L'éprouvette rompue est présentée à la Figure 3-31. Les jauges, visibles au premier plan, n'étaient évidemment plus opérationnelles.

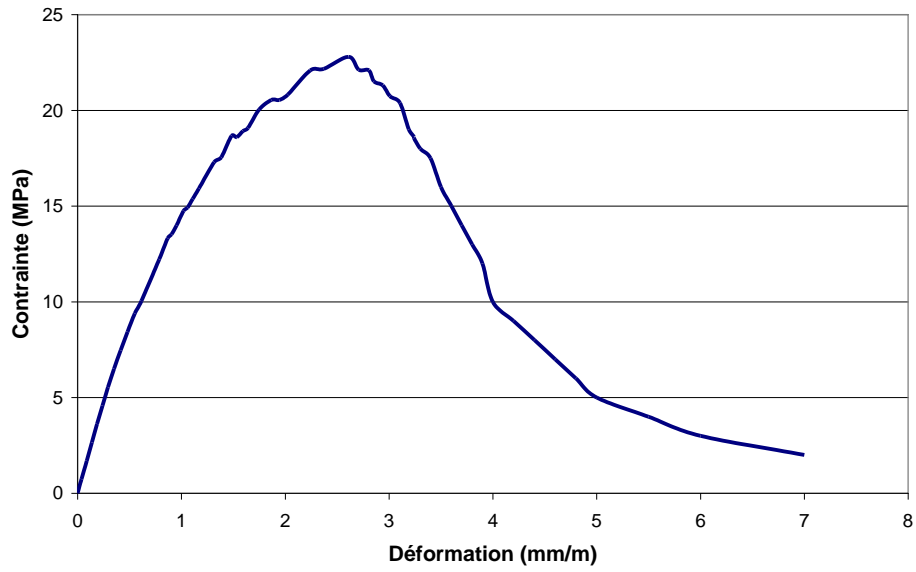


Figure 3-30 *Résultat d'un essai en compression pour obtenir le post pic - Mortier.*



Figure 3-31 *Faciès de rupture de l'éprouvette de mortier en compression uniaxiale.*

3.4.3.6 Essais sur des éprouvettes composites

Enfin, des essais mécaniques sur des éprouvettes composées de pierre et de mortier ont été réalisés afin de comprendre le fonctionnement des joints entre deux blocs et de déterminer le comportement de l'ensemble. De nombreux essais ont été menés sur des composites :

- Cinq essais en compression sur des composites : pierre intérieure - mortier - pierre intérieure, notés de 1 à 5,
- Six essais en compression sur des composites : pierre de parement - mortier - pierre de parement, notés de 11 à 16,
- Deux essais en flexion trois points sur des composites : pierre de parement - mortier - pierre de parement.

Les essais de compression uniaxiale des composites

Les essais de compression uniaxiale des composites ont lieu sur une presse 50 kN. Les éprouvettes sont d'un diamètre de 2,65 cm et d'une hauteur comprise entre 6,60 et 9,25 cm. L'éprouvette, placée sur la presse, est entourée de deux capteurs de déplacement. Les capteurs de déplacement, préalablement étalonnés, sont liés à la chaîne d'acquisition. L'essai est un essai asservi sur la moyenne des déplacements des capteurs. La vitesse de chargement choisie est 0,1 micromètre par seconde (Figure 3-32). Au cours des essais, il apparaît que le mode de rupture dépend de l'épaisseur du joint. En effet, pour les éprouvettes contenant une grande proportion de mortier, le mortier présente une forme de tonneau sous chargement, et la rupture a lieu dans le joint de mortier. Lorsque l'épaisseur du joint de mortier est faible devant celle de la pierre, la rupture apparaît dans la pierre. Dans ce cas, la rupture est due à la traction développée dans la pierre par le mortier confiné provoquant des fissures axiales.



Figure 3-32 *Essai de compression d'un composite
Pierre - Mortier - Pierre.*

L'analyse numérique de ces essais a été menée à l'aide du modèle d'endommagement. Le composite a été modélisé comme un assemblage Pierre - Mortier dont toutes les caractéristiques sont connues à l'exception de l'angle de frottement interne. Le calage de la courbe numérique sur les courbes expérimentales se fait à travers le paramètre de confinement (équation (2.7)) qui est alors calibré. Les résultats de cette étude numérique (Figure 3-33) donnent un angle de frottement interne de 23° soit un coefficient de confinement δ de l'ordre de 0,52.

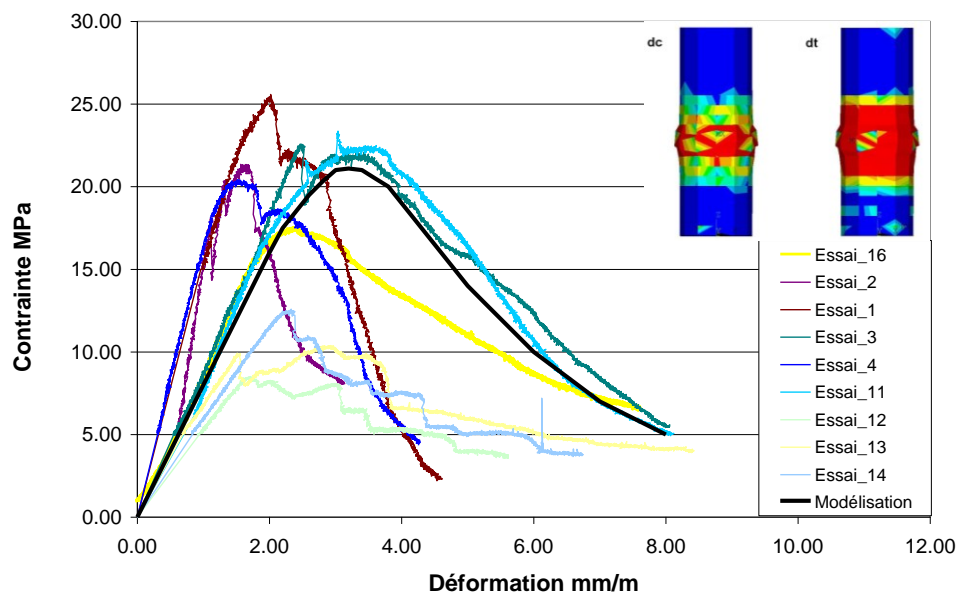


Figure 3-33 Résultats des essais de compression uniaxiale des composites Pierre - Mortier.

Les essais en flexion 3 points des composites

Le but des essais de flexion 3 points est d'obtenir le comportement en traction de l'interface pierre-mortier. Pour cela, il faut que cette interface soit située en partie centrale de l'éprouvette (point de moment maximal) ; les éprouvettes sont débitées à partir des carottes en ce sens. A l'extrémité de la carotte n°2, des éprouvettes composites ont été extraites avec minutie à l'aide d'un découpage à la scie. Il convient de préciser que pour l'essai qui suit, il faut avoir une éprouvette dont l'adhérence entre le mortier et la pierre est suffisante. En effet, l'éprouvette doit pouvoir être manipulée doucement sans risquer de la détruire. L'essai de flexion a lieu sur une presse 50 kN. L'éprouvette mesure 85 mm de long et 29 mm de haut. Les dimensions sont précisées sur la Figure 3-34.

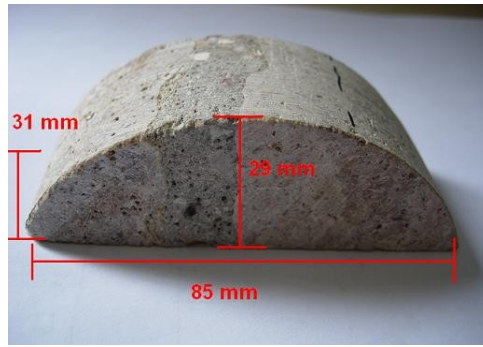


Figure 3-34 Exemple d'éprouvette composite pour l'essai de flexion.

La presse est munie d'un dispositif de mesure du déplacement de la traverse et d'un anneau dynamométrique (Figure 3-35). L'ensemble est relié à une chaîne d'acquisition pour enregistrer les mesures. L'essai est asservi en déplacement. La vitesse de chargement choisie est la vitesse minimum proposée par la presse, 0,01 millimètre par minute, soit environ 0.17 micromètre par seconde. Les résultats obtenus sont présentés dans sur la Figure 3-36.



Figure 3-35 Dispositif d'essai pour la flexion d'un composite
Pierre de parement - Mortier - Pierre de parement.

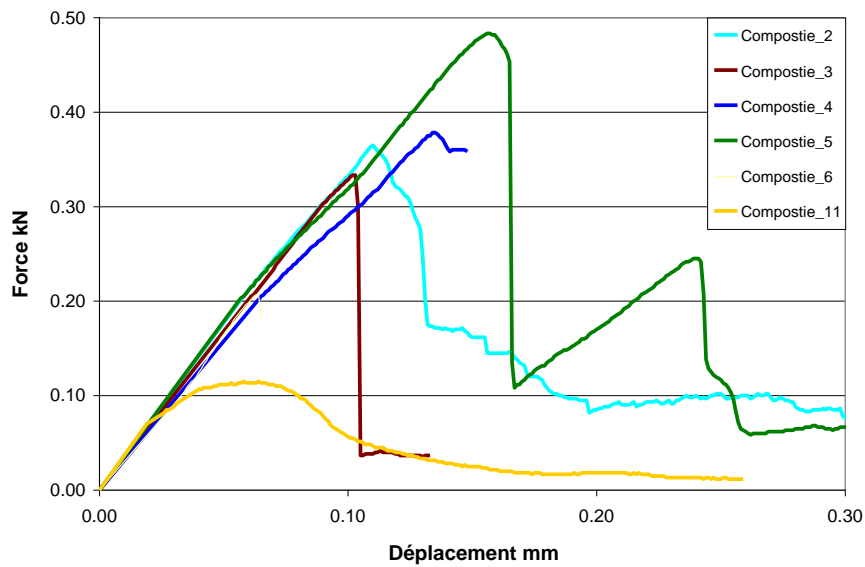


Figure 3-36 Résultats des essais de flexion 3 points sur des composites Pierre - Mortier.

Tout au long du chargement, une fissure principale s'est développée entre le joint et la pierre, sous la zone de chargement. Cette fissure est traversante sur toute la largeur de l'éprouvette comme le montre la Figure 3-37. Elle est le signe que l'interface pierre - mortier est une zone faible du composite qu'il convient de caractériser. Le calage des paramètres numériques relatifs à ces essais de flexion 3 points est abordé au paragraphe 3.5.2.



Figure 3-37 Propagation de la fissure entre le mortier et la pierre dans le composite lors de l'essai de flexion trois points.

3.4.4 Bilan des essais sur les matériaux individuels

Le mortier et les pierres ont été testés à l'aide d'essais de compression, de traction et de flexion et les caractéristiques mécaniques ont été déterminées. Les essais de compression ont permis de déterminer les modules élastiques, les coefficients de Poisson, les résistances et les déformations au pic de compression. Les essais de traction offrent les évaluations des résistances et les déformations au pic de traction mais aussi le pré-endommagement éventuel comme expliqué au paragraphe 3.5.2. Le confinement a été estimé à l'aide des essais de compression sur les composites. Enfin, les énergies de fissuration sont calculées à l'aide de l'évaluation des aires sous les courbes « Force - Déplacement » relatives aux essais de compression et de traction.

Les résultats sont présentés dans le Tableau 3.8. Les lois de comportement de chacun des matériaux (pierre de parement (Figure 3-38), pierre intérieure (Figure 3-39) et mortier (Figure 3-40)) sont donc décrites par ces figures.

Paramètres	Pierre parement	Pierre intérieure	Mortier
Module élastique	40 GPa	75 GPa	19 GPa
Coefficient Poisson	0.25	0.26	0.19
Résistance en traction	10 MPa	7.8 MPa	1.15 MPa
Déformation au pic en traction	2.5 e-4 m/m	1. e-4 m/m	2.3 e-4 m/m
Energie de fissuration en traction	2. e-4 MJ/m ²	7.3 e-4 MJ/m ²	0.25 e-4 MJ/m ²
Résistance en compression	120 MPa	170 MPa	19 MPa
Déformation au pic en compression	3.75 e-3 m/m	3.1 e-3 m/m	5 e-3 m/m
Energie de fissuration en compression	0.15 MJ/m ²	0.29 MJ/m ²	0.02 MJ/m ²
Confinement (Drucker Prager)	0.52	0.52	0.52
Pré-endommagement de traction	0.	0.	0.9

Tableau 3.8 Les paramètres déterminés pour chaque matériau.

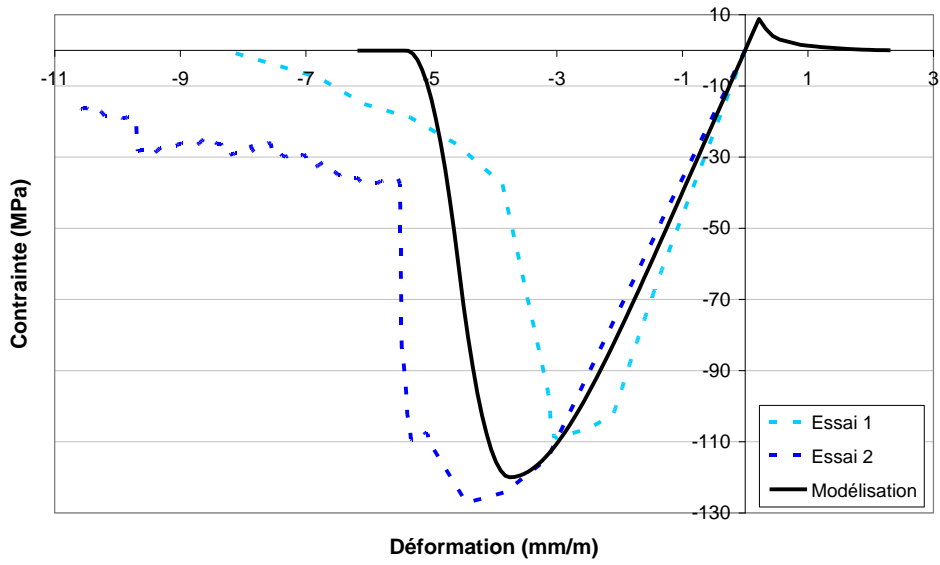


Figure 3-38 Loi de comportement de la pierre de parement.

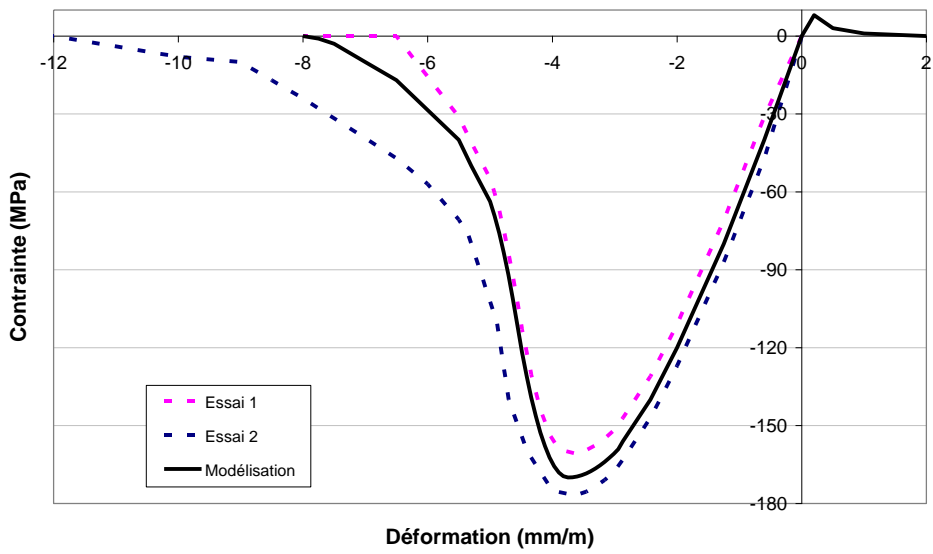


Figure 3-39 Loi de comportement de la pierre intérieure.

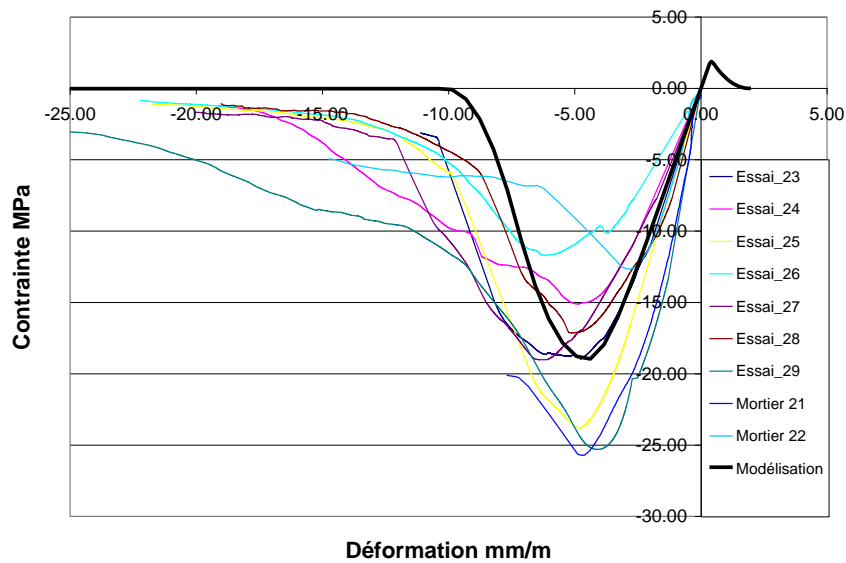


Figure 3-40 *Loi de comportement du mortier en compression.*

A cette étape de l'étude, les lois de comportement des matériaux individuels (pierre intérieure, pierre de parement et mortier) ont été déterminées. A l'aide d'essais normalisés adaptés, décrits tout au long du chapitre 3, les 10 paramètres nécessaires au modèle d'endommagement proposé ont été déterminés.

3.5 Obtention de lois de comportement homogénéisées

3.5.1 Démarche globale

Il faut distinguer le comportement élastique, le comportement à la rupture en compression et le comportement à la rupture en traction. En effet :

- en traction : le comportement homogénéisé à rupture est celui du maillon le plus faible c'est-à-dire l'interface bloc-joint (pierre-mortier).
- en compression : le comportement du mortier et de la pierre sont réunis au sein d'un seul matériau homogénéisé. Cette homogénéisation est obtenue par simulation numérique d'un essai de compression sur un mur normalisé (la normalisation est celle d'un essai réel [NF EN 1052-1, 1999]).

3.5.2 L'interface pierre - mortier

Les essais de flexion 3 points sur les éprouvettes composites ont montré que l'interface pierre - mortier constitue le lieu principal de propagation des fissures (Figure 3-37). Dans le cas théorique d'une adhérence parfaite, la zone de rupture se situe dans le matériau le plus faible. Ainsi, il est choisi de considérer l'interface comme du mortier (dans cette étude, c'est le matériau le plus faible) dont les caractéristiques sont atténuées en raison des imperfections de liaison à la pierre. La surface de liaison pierre - mortier a une adhérence imparfaite (Figure 3-41). Par conséquent, la résistance en traction de l'interface r_i est une fraction α de la résistance en traction du mortier r_m . Il en est de même pour l'énergie de fissuration en traction (équation (3.4)).

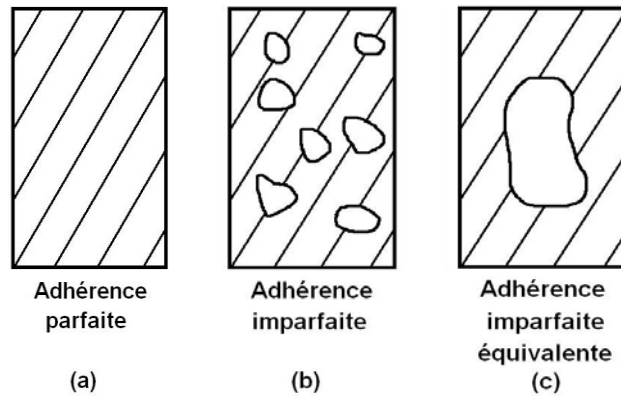


Figure 3-41 Surface d'adhérence entre la pierre et le mortier.

$$r_i = \alpha r_m \text{ et } G_{f_i} = \alpha G_{f_m} \text{ avec } 0 < \alpha < 1 \quad (3.4)$$

La modélisation numérique des essais de flexion 3 points permet, par calage des paramètres, de retrouver les caractéristiques matériaux associées à l'interface pierre - mortier. A cet effet, le pré-endommagement présenté au chapitre précédent peut être calé : $D_0 = 1 - \nu$ (paragraphe 2.3.2). Il est donc utilisé ici afin de caractériser l'adhérence imparfaite équivalente (Figure 3-42), c'est à dire la présence de microfissures préexistantes dans le matériau [Stablon *et al*, 2011].

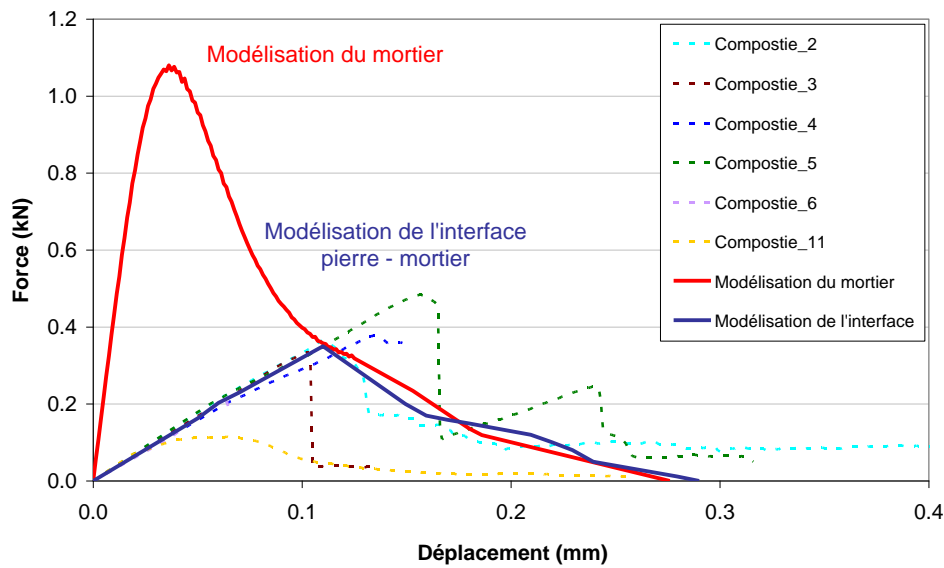


Figure 3-42 Courbes expérimentales et modélisation des essais de flexion de composites pierre - mortier - pierre.

3.5.3 Homogénéisation numérique en compression

La loi de comportement homogénéisé en compression est obtenue par une homogénéisation numérique. Pour obtenir la loi de comportement homogénéisé de la maçonnerie, un mur numérique est modélisé (Figure 3-43) selon les spécifications européennes [NF EN 1052-1, 1999]. Les carottages et l'analyse visuelle du viaduc de Saint Ouen, permettent de déterminer aussi la dimension des blocs de pierre (40cm x 25cm x 30cm) et la proportion de mortier (20%) qui sont respectées dans la modélisation numérique du mur. Le mur est chargé par l'application d'un déplacement uniforme vertical vers le bas pour simuler sa compression. Ainsi la loi de comportement du mur est obtenue et appelée afin d'obtenir les paramètres du macro-élément de maçonnerie homogénéisée utilisés pour le maillage du pont.

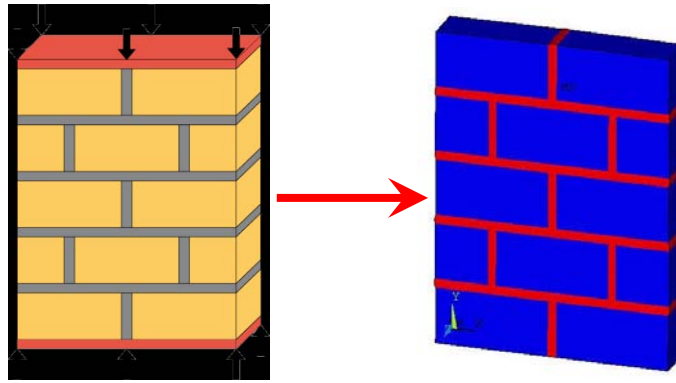
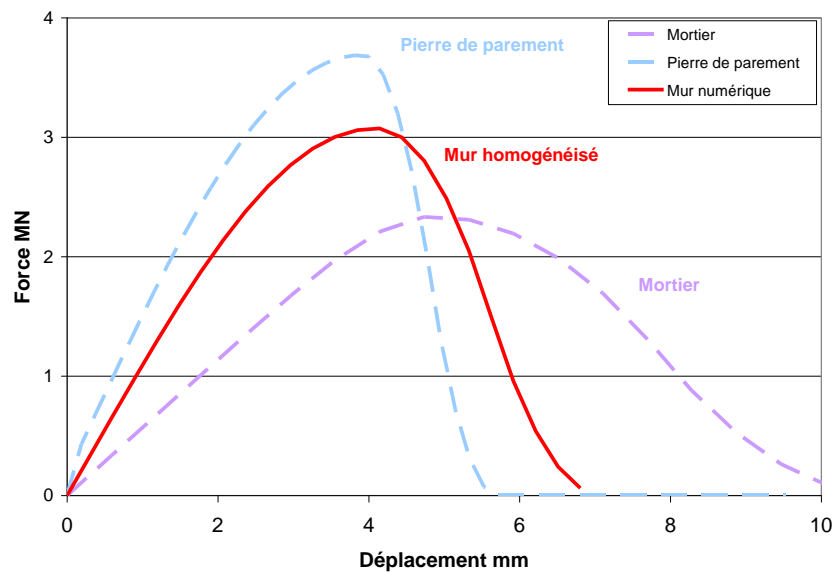


Figure 3-43 Modélisation du mur numérique respectant les prescriptions normatives.

Deux essais numériques ont été menés : d'une part un mur constitué de pierre de parement et de mortier et d'autre part un mur constitué de pierre intérieure et de mortier. Les résultats des essais numériques des murs testés en compression permettent d'établir les lois de comportement homogénéisé (Figure 3-44). Par calage numérique, les paramètres nécessaires au modèle d'endommagement sont déterminés, ils sont récapitulés dans le Tableau 3.9.



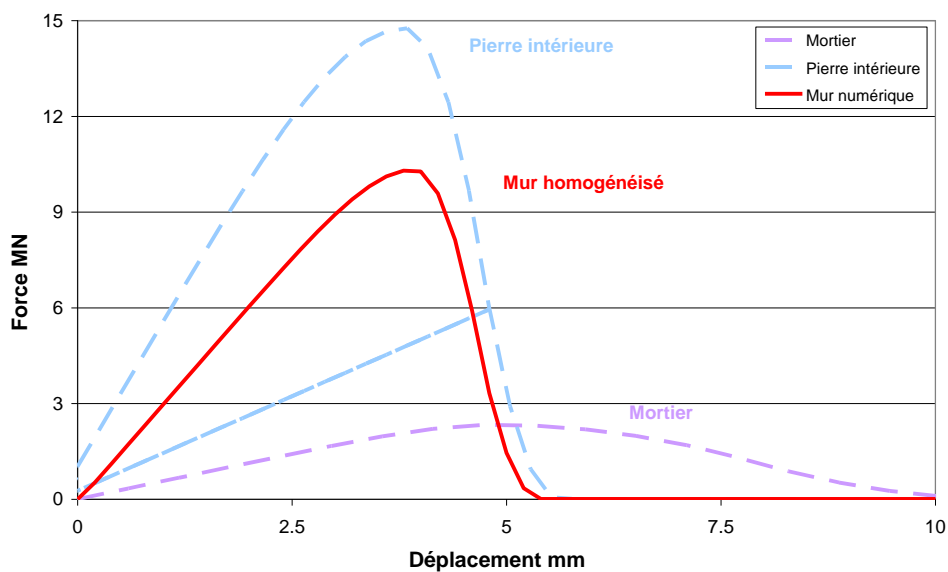


Figure 3-44 Lois de comportement homogénéisées pour les murs pierre de parement - mortier (a) et pierre intérieure - mortier (b).

Paramètres	Mur Pierre de parement - mortier	Mur Pierre intérieure - mortier
Module élastique	27 GPa	41 GPa
Coefficient Poisson	0.25	0.25
Résistance en traction	1.15 MPa	1.15 MPa
Déformation au pic en traction	4.2 e-5 m/m	4.2 e-5 m/m
Energie de fissuration en traction	2 e-4 MJ/m ²	2 e-4 MJ/m ²
Résistance en compression	84 MPa	116 MPa
Déformation au pic en compression	3.6 e-3 m/m	3.7 e-3 m/m
Energie de fissuration en compression	0.23 MJ/m ²	0.37 MJ/m ²
Confinement (Drucker Prager)	0.52	0.52
Pré-endommagement de traction	0.9	0.9

Tableau 3.9 Les paramètres déterminés pour chaque mur numérique.

3.6 Conclusion

L'étude de cas porte sur le viaduc de St Ouen. C'est un pont arche en maçonnerie construit en 1904, toujours en service. Il comporte 9 travées et a subi plusieurs phases de réparations. L'objectif des campagnes d'essais relatées dans ce chapitre est de déterminer la composition des maçonneries, de caractériser leur comportement mécanique et de le traduire globalement sous forme d'une loi de comportement homogénéisé.

Dans le cas du viaduc choisi, les carottes ont été prélevées sur la 3^{ème} travée du viaduc. Elles ont montré que les maçonneries sont constituées de moellons de pierre hourdés au mortier. Les joints représentent environ 20 % du volume total de la maçonnerie étudiée. Deux types de pierre ont été identifiés : la "pierre de parement" et la "pierre intérieure". La non-observation de directions principales de sédimentation dans les pierres permet de considérer l'hypothèse de blocs homogènes et isotropes. Les essais de diffraction de rayon X et l'analyse chimique ont permis de mettre en évidence que les pierres sont calcaires et que les granulats composant le mortier sont constitués d'environ 50 % de granulats calcaires et 50 % de granulats quartziques. La présence d'ettringite dans le liant traduit la présence de ciment, sans pouvoir exclure la présence de chaux hydraulique. Le comportement des pierres est fragile alors que le comportement du mortier est plus ductile. A l'issue des essais sur les matériaux individuels, des lois de comportement ont été calées et les paramètres matériaux associés déterminés (Tableau 3.8).

Une procédure d'homogénéisation des maçonneries anciennes a été développée dans le cadre de cette thèse, qu'il faudra retenir pour l'étude ultérieure d'autres ponts arches en maçonnerie. Les phases de cette procédure peuvent être résumées ainsi :

- détermination des lois de comportement de chacun des matériaux
 - prélèvement de carottes sur l'ouvrage en lieu et nombre étudiés pour obtenir une bonne connaissance des maçonneries en place,
 - détermination de la proportion des constituants,
 - détermination des lois de comportement de chacun des matériaux,

- détermination de la loi de comportement homogénéisé en traction
 - étude de l'interface « pierre - mortier » par des essais de flexion 3 points sur des composites « pierre - mortier »,

- calage numérique de l'interface « pierre - mortier » à l'aide du modèle d'endommagement.
- détermination de la loi de comportement homogénéisé en compression
 - étude du joint en compression par des essais de compression uniaxiale sur des composites « pierre - mortier » pour la caractérisation du confinement,
 - calage numérique du joint en compression à l'aide du modèle d'endommagement,
 - modélisation numérique d'un mur « normé » adapté à l'ouvrage considéré,
 - calage numérique de la loi de comportement homogénéisé du mur.

Les lois de comportement homogénéisé ont été calées et les paramètres matériaux associés déterminés pour les deux murs représentatifs pierre de parement - mortier et pierre intérieure - mortier :

- Module élastique : 27 GPa et 41 GPa
- Coefficient Poisson : 0.25
- Résistance en traction : 1.15 MPa
- Déformation au pic en traction : $4.2 \cdot 10^{-5}$ m/m
- Energie de fissuration en traction : $2 \cdot 10^{-4}$ MJ/m²
- Résistance en compression : 84 MPa et 116 MPa
- Déformation au pic en compression : $3.6 \cdot 10^{-3}$ m/m et $3.7 \cdot 10^{-3}$ m/m
- Energie de fissuration en compression : 0.23 MJ/m² et 0.37 MJ/m²
- Confinement (Drucker Prager) : 0.52
- Pré-endommagement de traction : 0.9

A ce stade, tous les éléments nécessaires pour effectuer le calcul du viaduc sont disponibles.

3.7 Bibliographie du chapitre 3

[Amsler, 1975] Amsler, A. J. *Machine de compression 300 tonnes, type 300 D75*. Document technique, 1975, 482 p.

[Amsler, 1978] Amsler, A. J. *Machine d'essai universelle Amsler de 60 tf*. Document technique, 1978, 8 p.

[Centre d'expertises et d'essais IGOA, 2006] Centre d'expertises et d'essais IGOA. *Procès verbal d'essais*. Rapport technique - Expertise matériaux, Direction de l'ingénierie SNCF, Département des Ouvrages d'Art IGOA, 15 octobre 2006, 54 p.

[CNS Farnell, 2000] CNS Farnell. *Portable ultrasonic non destructive digital indicating tester*. Rapport technique, CNS Farnell - Pundit, Royaume Uni, Mai 2000, 5 p.

[IGOA SF, 2006] Direction de l'ingénierie - SNCF, *Confortement des fondations - Viaduc de Saint Ouen*. Rapport technique interne. Département ouvrages d'art, IGOA - Section sol et fondations, SF, 15 décembre 2006, 9 p.

[Lefebvre, 2008] Lefebvre, J.P. *L'acoustique ultrasonore et ses applications - 2^{ème} partie*. Rapport technique, CNRS. Marseille, France, 2004, p. 7.

[Mesnager, 1929] Mesnager, A. *Détermination expérimentale des efforts intérieurs dans les solides*. Paris : Ed. Gauthier-Villars, 1929, 82 p.

[NF B 10-503, 1973] AFNOR. *Pierres calcaire - mesures de la porosité, de la masse volumique réelle et de la masse volumique apparente*. NF B 10-503, Août 1973, 12 p.

[NF EN 1052-1, 1999] AFNOR. *Méthodes d'essai de la maçonnerie*. NF EN 1052-1, 1999, 12 p.

[NF EN 1926, 2007] AFNOR. *Méthodes d'essai pour pierres naturelles - détermination de la résistance en compression*. NF EN 1926, Avril 2007, 18 p.

[NF EN 1936, 2007] AFNOR. *Méthodes d'essai pour pierres naturelles - détermination des masses volumiques réelle et apparente et des porosités ouvertes et totales pour les pierres naturelles*. NF EN 1936, Mai 2007, 10 p.

[NF EN 14580, 2005] AFNOR. *Méthodes d'essai pour pierres naturelles - détermination du module d'élasticité statique*. NF EN 14580, Août 2005, 10 p.

[Rivera, 2007] Rivera, S. M. *Operating the siemens xrd diffraktometer d5000*. Technical report, University of Puerto Rico. Puerto Rico, mars 2007, 34 p.

[Stablon *et al.*, 2011] Stablon, T., Sellier, A., Domède, N., Plu, B., Dieleman, L. Influence of building process: Numerical analysis of a masonry vault including mortar joint shrinkage and crack re-closure effect. *Materials and Structures*. Under review, 2011, 23 p.

Chapitre 4

Etude de cas : Le viaduc de Saint Ouen

Préambule : L'étude du viaduc de Saint Ouen a pour objectif d'analyser le comportement de l'ouvrage à la fois en service et à la ruine, et de comprendre les pathologies observées. L'obtention des paramètres des lois de comportement homogénéisé permet désormais d'aborder cette étude. L'ouvrage d'art décrit au précédent chapitre est désormais géométriquement modélisé à l'aide du code éléments finis Ansys. La loi de comportement endommageable décrite au chapitre 2 y est implantée. L'étude de ce viaduc est l'occasion de mettre en œuvre la méthodologie proposée. Elle consiste, dans un premier temps, à retrouver le faciès de fissuration présent sur l'ouvrage et ainsi à déterminer l'origine des pathologies visibles, et, dans un second temps, à évaluer les ouvertures de fissures sous charge et la capacité portante.

4.1 Inspections et mesures

4.1.1 Inspections de l'ouvrage et faciès de fissuration

Le viaduc de Saint Ouen, comme l'ensemble des ouvrages appartenant à RFF, est soumis à des inspections régulières (paragraphe 1.3). Dans le cas de cette structure, les visites d'inspection ont lieu tous les 5 ans avec des relevés de dommages sur l'ensemble des travées, telles que présentées sur les figures suivantes. La travée principalement étudiée est la travée n°3 (Figure 4-1, Figure 4-2 et Figure 4-3).

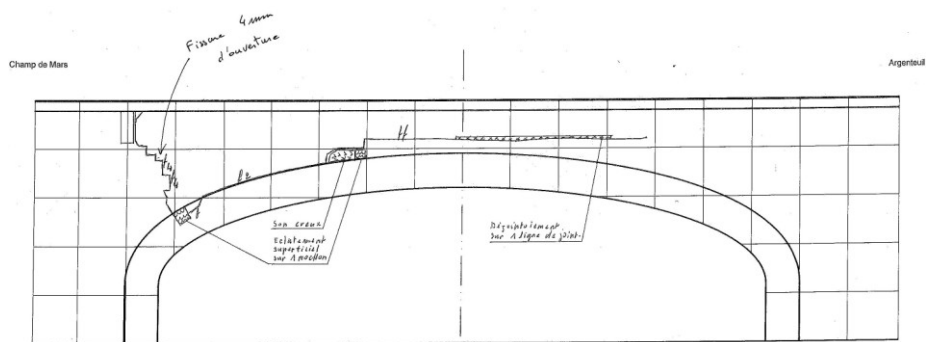


Figure 4-1 Relevé de dommages sur la travée 3 - Vue longitudinale nord.

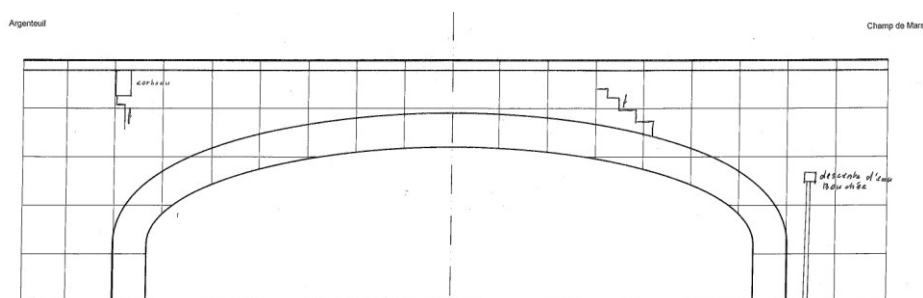


Figure 4-2 Relevé de dommages sur la travée 3 - Vue longitudinale sud.

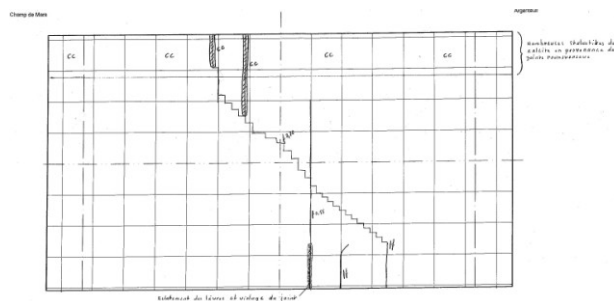


Figure 4-3 Relevé de dommages sur la travée 3 - Vue de dessous.

4.1.2 Mesures sous trafic réel

Afin de mesurer la rigidité du pont, une campagne de mesures sur site a été mise en place du 9 au 15 avril 2009 [IGEV, 2009]. L'objectif est de mesurer les flèches, les accélérations, les déplacements de piédroits, les ouvertures de fissures et les charges de roues aux passages des circulations ferroviaires, rames RER C et trains FRET (Figure 4-4). Les mesures ont été

effectuées principalement sous la voûte n°3 non équipée de cintres métalliques de renfort. Des mesures complémentaires ont été réalisées sous les deux voûtes adjacentes (voûtes 2 et 4).

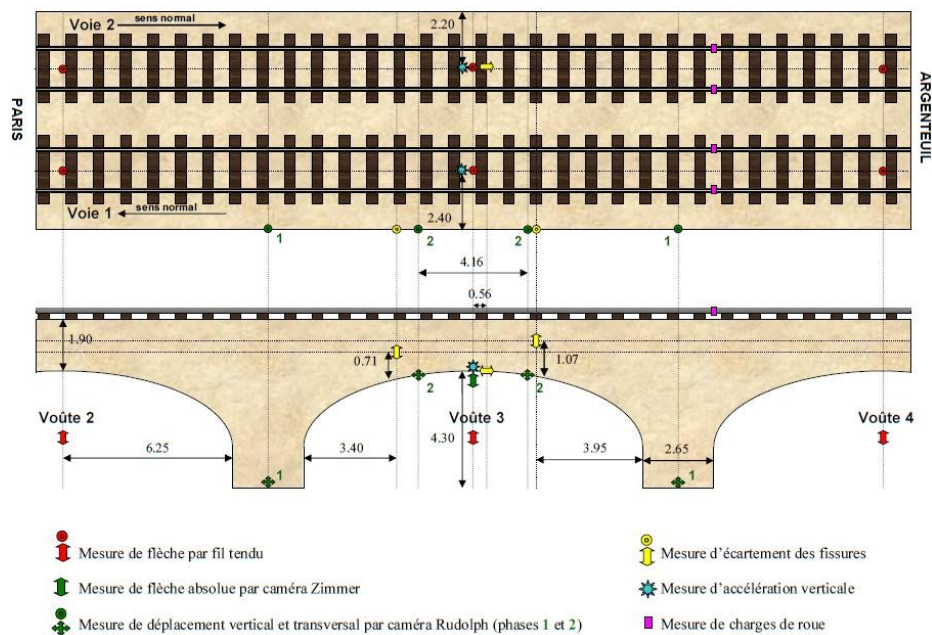


Figure 4-4 Implantation des capteurs dans les voûtes n°2, 3 et 4.

Les mesures ont été accomplies par une équipe spécialisée de la direction de l'ingénierie de la SNCF [IGE, 2009] en dynamique au passage des trains (Figure 4-5). Pour les trois voûtes des mesures relatives de flèches sous les 2 voies ont été réalisées par un système de fils tendus avec des capteurs laser (Figure 4-6 - a). Des mesures de charges de roue ont été enregistrées sur les deux files des deux voies. Des mesures de température et d'humidité relative ont été ajoutées en parallèle. Pour la voûte n°3, une instrumentation spécifique a été mise en place :

- mesure absolue de flèche sous la voie 1 par caméra Zimmer,
- mesure d'accélération sous les 2 voies en clé,
- mesure d'ouvertures de trois fissures caractéristiques par capteurs laser,
- mesure absolue de déplacement vertical et transversal à la base des piédroits et aux tiers de la voûte par caméras Rudolph (Figure 4-6 - b).



Figure 4-5 Mesures de flèches, d'accélération et de charges sous trafic réel.



Figure 4-6 Mesures relatives par fil tendu (a) et absolues par caméra haute résolution (b).

Les signaux ont été filtrés passe-bas 20 Hz de type Butterworth [Butterworth, 1930] sauf pour les charges de roues et les accélérations. De plus, un recalage temporel par rapport à l'axe de la voûte 3 des signaux de charges de roues a été effectué (Figure 4-7).

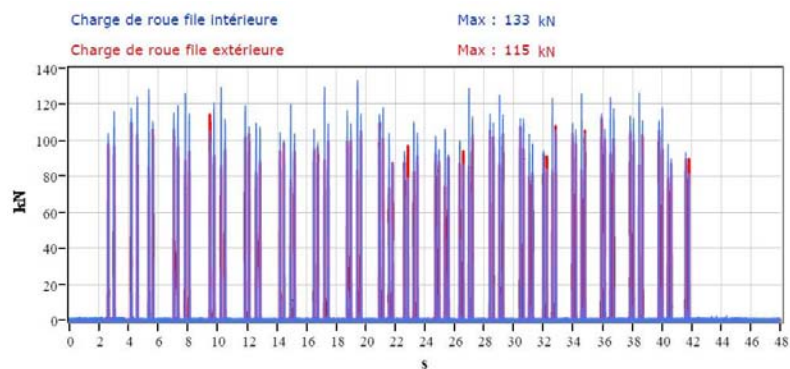


Figure 4-7 Mesure de charges de roues sous passage du convoi fret le plus sollicitant.

La Figure 4-7 permet de distinguer très clairement l'ensemble des essieux du convoi ferroviaire. De même, sur les courbes de mesure de flèche sous les voies 1 et 2 (Figure 4-8)

montrent que la voûte réagit clairement à chaque groupe d'essieu : elle s'affaisse d'environ 0.33 mm au maximum.

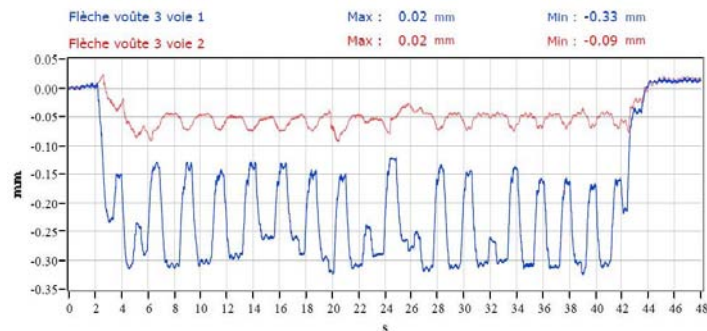


Figure 4-8 Mesure de flèches sous la voûte 3 sous passage du convoi fret le plus sollicitant.

4.2 Modélisation géométrique de l'ouvrage

L'objet principal de cette étude est de modéliser le viaduc de Saint Ouen par la méthode des éléments finis à l'aide du modèle d'endommagement décrit au chapitre 2 et implanté dans Ansys dans le cadre de cette thèse. Pour des raisons de capacité numérique, il est décidé de ne modéliser que 3 travées de l'ouvrage, les travées n°2, 3 et 4.

4.2.1 Modélisation par zones

A partir de l'étude de la géométrie et de la composition de plusieurs ponts en maçonnerie, une typologie d'ouvrage a été dégagée. L'ouvrage « type » est découpé en plusieurs zones décrites précisément dans le chapitre 1 (paragraphe 1.1.1). Elles délimitent des maçonneries différentes en relation avec les matériaux mis en œuvre (plusieurs types de pierre liées à l'architecture du pont) et le phasage de mis en œuvre (murs latéraux, remplissage final). (Figure 4-9). Les caractéristiques des matériaux ont été homogénéisées (paragraphe 3.5) pour chaque zone et non pour l'ouvrage dans sa totalité. Il est à noter que la zone de remplissage est une zone méconnue dans notre étude : aucun prélèvement dans cette zone n'a été fait afin de ne pas abimer la couche d'étanchéité. La zone de remplissage a donc été affectée d'un matériau dont les caractéristiques mécaniques sont celles du matériau homogénéisé « pierre intérieure - mortier » atténuées d'un coefficient 0,5 selon les recommandations des experts de la SNCF. Le remplissage est donc « deux fois plus faible » que le reste de l'ouvrage.

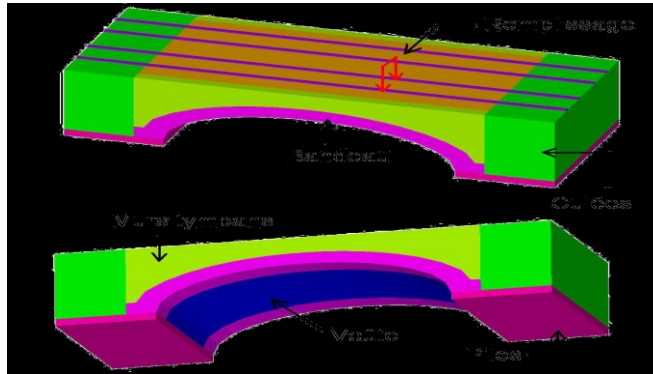


Figure 4-9 Modélisation géométrique par zones.

Aussi, dans le but de créer un outil utilisable pour l'ensemble des ponts en maçonnerie, les fichiers de commandes sont paramétrés et la structure est découpée judicieusement à la fois longitudinalement et transversalement (Figure 4-10). Il est à noter qu'une interface utilisateur, sous la forme d'un pré-processeur de maillage, respectant les principes géométriques a été mis au point pendant la thèse, sous la forme d'un travail collaboratif avec M. El-Assami [El Assami, 2010]. Outre le maillage, ce préprocesseur intègre une base de données matériaux, des méthodes d'homogénéisation analytique ou numérique (via la construction de fichiers de données Ansys nécessaires à l'homogénéisation numérique), une base de données chargement par des trains et un gestionnaire de post traitement (voir annexe 3).

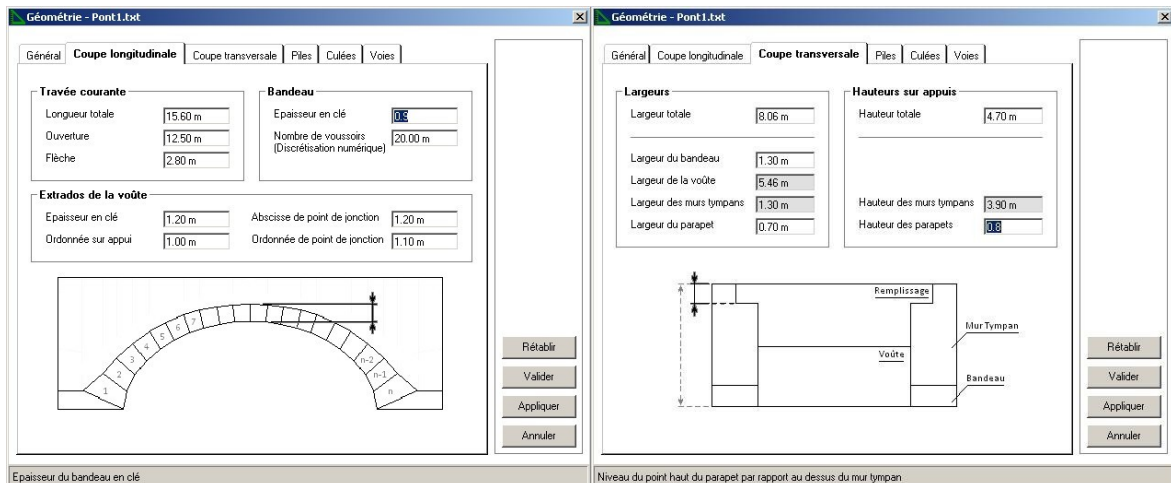


Figure 4-10 Coupes longitudinale et transversale pour la modélisation par zones - Interface utilisateur développée pour l'entrée des données, la préparation des appuis et des chargements et le post traitement.

4.2.2 Modélisation de l'ensemble « ballast - traverses »

Afin de simuler la présence du ballast et des traverses ferroviaires et leur effet de répartition des efforts dans la structure, leur maillage est ajouté à la structure (Figure 4-11). Cette partie de la structure est modélisé avec un comportement élastique linéaire dont les propriétés sont habituellement utilisées lors de telles modélisations (Tableau 4.1).

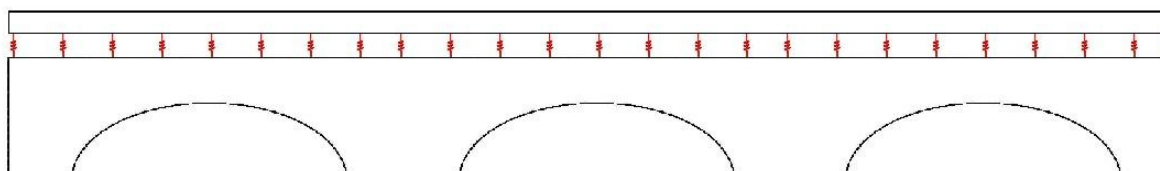


Figure 4-11 Modélisation de l'ensemble « ballast - traverses » en élastique linéaire pour la diffusion des charges.

La liaison entre l'ensemble « ballast - traverses » et la structure est assurée par des éléments contact d'Ansys (conta52). Ces éléments contact sont des ressorts verticaux et horizontaux dont les raideurs, proposées par des experts de la SNCF, sont données dans le Tableau 4.1 correspondant à la raideur habituelle du ballast.

Paramètres	Ensemble « ballast - traverses »
Module élastique	30 000 MPa
Coefficient de Poisson	0.2
Densité	1700 kg/m ³
Raideur verticale	100 MPa/m
Raideur horizontale	1000 MPa/m

Tableau 4.1 Paramètres utilisés pour la modélisation de l'ensemble « ballast - traverses ».

4.2.3 Conditions aux limites

Les conditions aux limites regroupent : les travées situées de part et d'autre des travées calculées, d'une part, et les fondations d'autre part.

Le choix de la modélisation de 3 travées de l'ouvrage pour des raisons de capacité numérique ne doit pas restreindre le réalisme souhaité de la modélisation. Dans ce sens, afin de

simuler la continuité des travées adjacentes, les plans verticaux aux extrémités de ces travées sont bloqués. Ces blocages simulent la symétrie de l'ouvrage autour des travées calculées.

Le sol et les fondations en place (pieux bois anciens renforcés par des micropieux en béton) sont modélisés par des ressorts verticaux dont la raideur a été estimée à l'aide de mesures de déplacements sous trafic réel (paragraphe 4.1.2) correspondant au passage de convois ferroviaires (Figure 4-12). Il apparaît que le déplacement moyen des piles est de l'ordre de 0.22 mm. Ce déplacement est attribué à un tassement réversible des fondations qui sont modélisées par des ressorts dont la raideur restitue cette valeur.



Figure 4-12 *Mesure du déplacement vertical des piles sous le convoi le plus sollicitant.*

Afin de déterminer la raideur des fondations, un premier calcul est mené. Ce calcul prend en compte la géométrie décrite précédemment avec des matériaux élastiques linéaires. Sur cette structure modélisée, le passage d'un train est simulé en appliquant successivement les charges de chaque essieu se déplaçant sur l'ouvrage (Figure 4-13). C'est une simulation quasi statique.

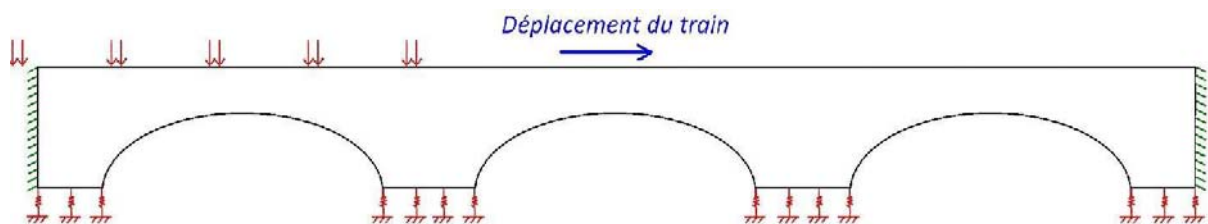


Figure 4-13 *Détermination de la raideur des ressorts de fondation.*

Le calcul élastique linéaire associé à la comparaison des déplacements avec relevés sous trains réels ont permis de calibrer les ressorts modélisés traduisant la raideur du sol environnant. La raideur des fondations est ainsi estimée à $k_n = 75 \text{ MPa/m}$ ce qui correspond à un sol de classe TP2 [LCPC - SETRA, 1992] destiné à des fondations à haute performance [Centre de recherches routières, 2009]. Le sol est donc désormais modélisé par des ressorts verticaux dont la raideur a été estimée à l'aide des essais sous trafic réel. Cette étape constitue l'évaluation de la raideur du sol.

4.3 Méthodologie de calcul

La méthodologie générale de calcul est la suivante :

- Préparation du modèle géométrique 3D (paragraphe 4.2.1)
- Définition du sol environnant et conditions aux limites (paragraphe 4.2.3)
- Application progressive du poids propre ce qui génère un effet de précontrainte dans les voûtes
- Application progressive de dénivellations d'appui (Figure 4-14), dans le but de retrouver un faciès de fissuration analogue à celui relevé sur l'ouvrage.
- Application progressive d'un train et amplification de sa masse jusqu'à rupture de l'ouvrage (Figure 4-15)

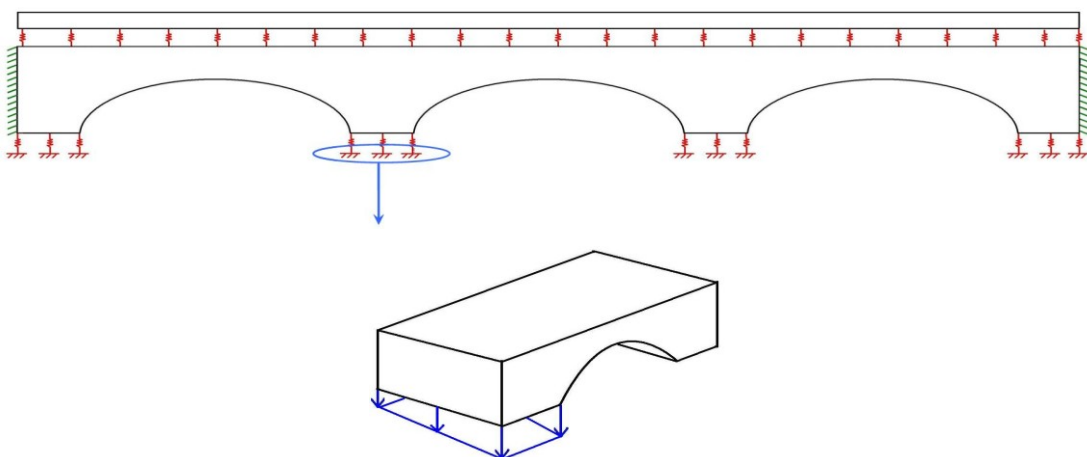


Figure 4-14 Application progressive de la dénivellation d'appui spécifique pour retrouver le faciès de fissuration observé sur l'ouvrage étudié.

Ainsi, la première étape du calcul consiste à déterminer le pré-chargement qui restitue la configuration déformée actuelle de l'ouvrage. Plus précisément, il s'agit de retrouver le faciès de fissuration relevé sur l'ouvrage (position et ouverture des fissures) et de vérifier les mesures de déplacements effectuées sur site. Ce n'est que dans un deuxième temps que pourront être menée une analyse sous charge de service ou une détermination de la charge de ruine.

La dénivellation d'appui proposée est un tassement combiné entre un tassement uniforme et un tassement en dévers. L'utilisation d'un tassement en dévers est en effet suggérée par le faciès de fissuration biais montré sur la Figure 4-3. L'application progressive de ce tassement doit permettre de retrouver le faciès de fissuration réel.

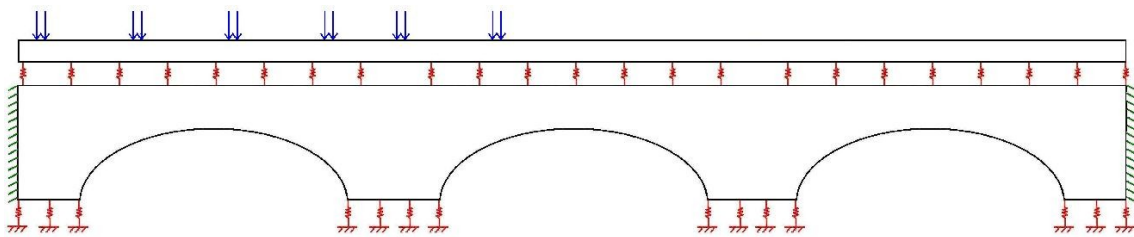


Figure 4-15 Application progressive d'un train à la position la plus défavorable.

4.4 Analyse des résultats

4.4.1 Application du poids propre

Au chapitre précédent il a été montré que la loi de comportement des matériaux homogénéisés était relativement complexe dans la mesure où elle intégrait un pré-endommagement des interfaces mortier - bloc ainsi que l'ouverture de fissures résiduelles associées à ce pré-endommagement. Cet endommagement initial n'était autre que les séquelles du retrait empêché du mortier par les blocs et de l'historique de construction [Stablon *et al.*, 2011]. L'application progressive du poids propre sur la structure modélisée permet de calculer la structure à différent pas de temps lors de la mise en charge. Les déplacements, déformations, contraintes, endommagement de compression et de traction, positions et ouvertures des fissures (Figure 4-16) sont calculés pas à pas sous l'action du poids propre sur la structure appliqué progressivement.

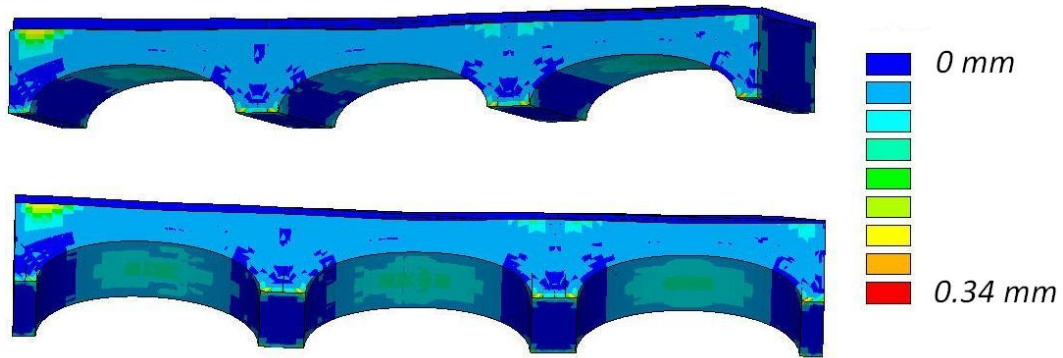


Figure 4-16 Visualisation des ouvertures de fissures sous poids propre.

Il s'avère qu'il n'y a pratiquement pas d'endommagement de traction généré lors du chargement du poids propre. Il est constaté au contraire une refermeture des fissures initiales du fait de la mise en compression de la voûte. Néanmoins, quelques petites fissures localisées se positionnent symétriquement sur l'ouvrage. Le graphique « réactions d'appui - déplacement vertical » (Figure 4-17) montre que la variation est linéaire. Une fois le poids propre totalement appliqué, les pieds de voûte (posés sur les ressorts du sol) ont un déplacement vertical descendant de l'ordre de 1,9 cm alors que la clé de voûte s'est déplacée d'environ 2,2 cm.

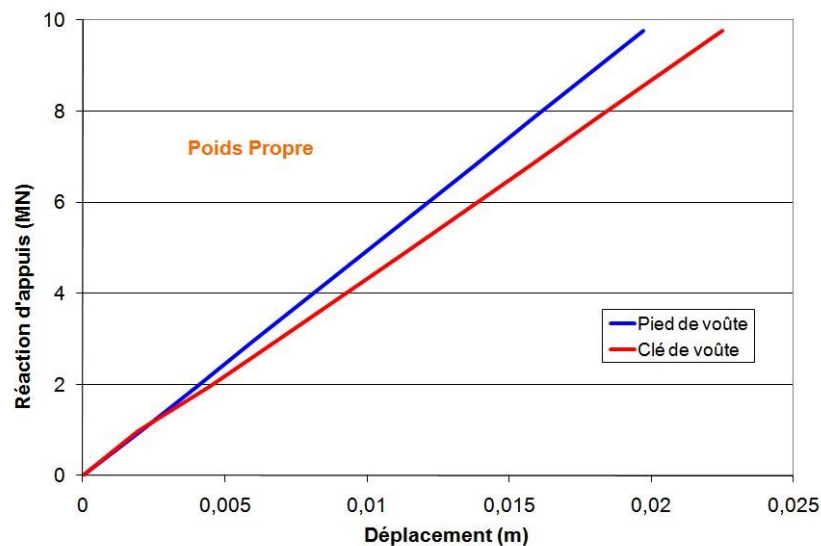


Figure 4-17 Graphique somme des réactions d'appuis vs déplacement vertical en pied de voûte et en clé de voûte sous poids propre.

4.4.2 Application de la dénivellation d'appui

L'analyse du faciès de fissuration visible sur l'ouvrage et les relevés de fissuration (Figure 4-1, Figure 4-2 et Figure 4-3), permet d'estimer la manière dont les appuis ont tassé. Pour reproduire les fissures visibles sur l'ouvrage, une fonction paramétrée simulant un « plan de tassement » est programmée afin de générer un tassement continu sous les piles de l'ouvrage. Le tassement proposé est une combinaison d'un tassement uniforme et d'un tassement en dévers (Figure 4-14) déterminée par approximations successives de sorte à converger vers la position et l'ouverture réelles des fissures. La visualisation de la position, de la propagation et de l'ouverture des fissures (Figure 4-18) permet de rechercher par itération successive les paramètres de tassement expliquant l'origine de la fissuration observée effectivement sur l'ouvrage. Dans ce cas précis, pour expliquer la dissymétrie de la fissuration, il semble que la pile n°2 se soit tassée d'environ 12 cm d'un côté et 5 cm de l'autre.

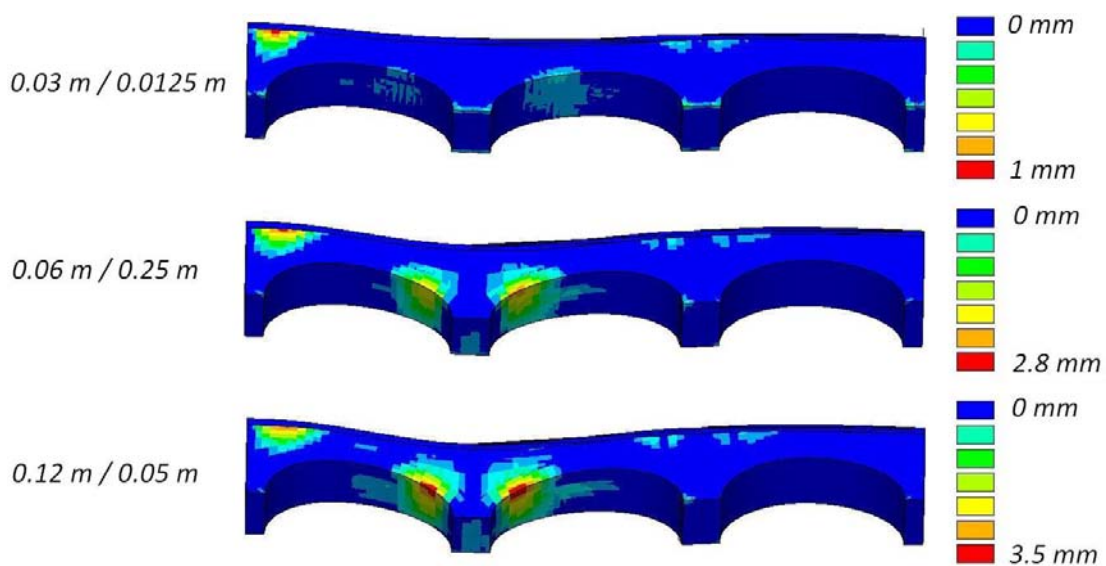


Figure 4-18 Visualisation des positions et ouvertures de fissures sous le tassement combiné progressif de l'appui n°2.

Le calcul avec le modèle d'endommagement et la comparaison avec les relevés de fissuration assure l'identification de la cause de la fissuration visible c'est-à-dire ici le tassement d'appui associé. Le modèle d'endommagement garantit également l'évaluation de la « raideur actuelle » du pont. En effet les ouvertures de fissures sous l'effet du tassement d'appui contribuent à diminuer la rigidité globale de l'ouvrage.

4.4.3 Application du train

L'application du train, par application d'un groupe d'essieux (schéma de charges ponctuelles), permet d'évaluer le comportement de l'ouvrage sous un train réel ainsi que d'estimer la capacité portante maximum. Pour cela, un schéma de charges ponctuelles correspondant à la position et à la charge des essieux est placé sur l'ouvrage à une position établie au préalable. Cette position a été déterminée grâce à une pré-analyse élastique analogue à celle utilisée pour l'évaluation de la raideur des ressorts (paragraphe 4.2.3). La position choisie correspond à la position la plus défavorable pour la structure vis à vis de la flèche maximum. Il s'agit d'environ le tiers de la portée de la voûte centrale (Figure 4-15).

Le calcul avec le modèle d'endommagement offre la possibilité de visualiser les endommagements principaux de traction (Figure 4-19) et de compression (Figure 4-21) ainsi que la position, le développement et l'ouverture des fissures (Figure 4-19).

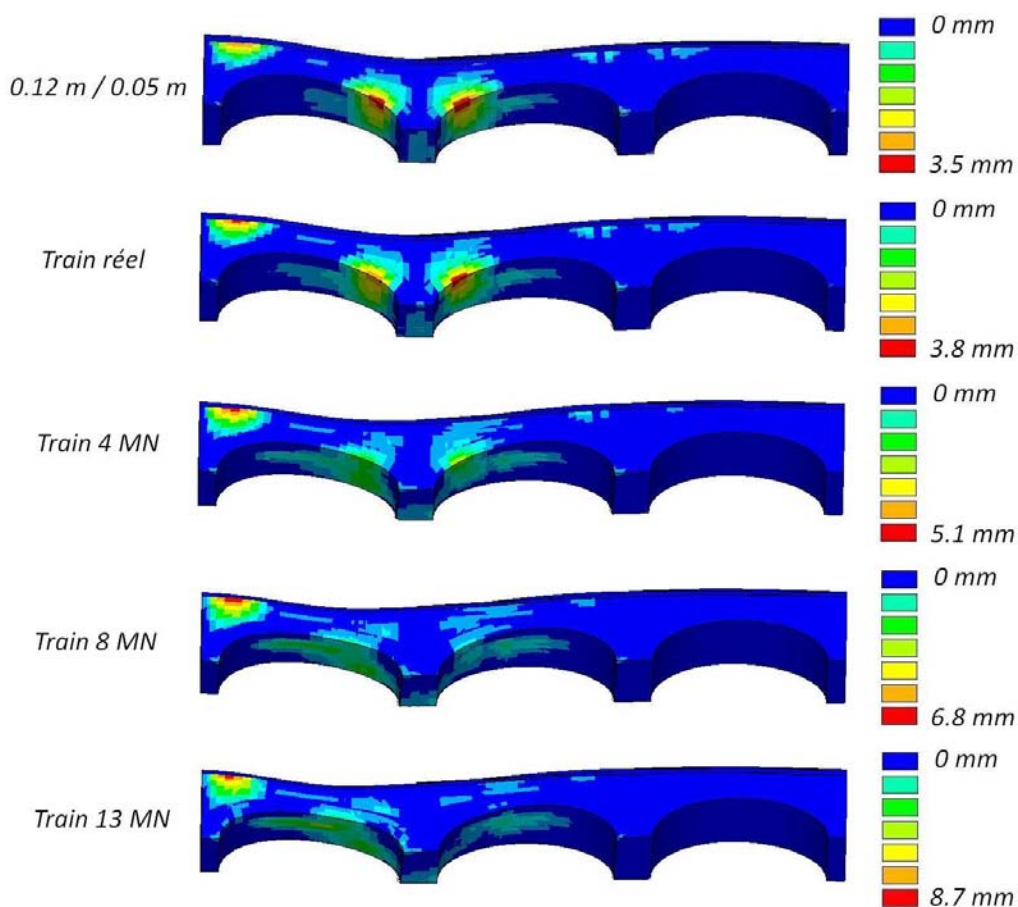


Figure 4-19 Visualisation des positions et ouvertures de fissures sous chargement d'un train à la position la plus défavorable.

Le calcul est mené en charge imposée croissante jusqu'à l'atteinte de la charge maximale détecté par l'annulation de la raideur tangente conduisant à l'arrêt du programme par non convergence. Cette méthode ne permet pas d'analyser le comportement post rupture mais assure de définir la charge de ruine de l'ouvrage (Figure 4-20). La capacité portante, sous la forme d'un train parcourant l'ouvrage, est ainsi déterminée : sa valeur est environ 12 MN (à comparer au poids propre d'une travée qui est de 10 MN). La charge équivalente pour un train réel sur le pont est de l'ordre de 2 MN. Ainsi, un « coefficient de sécurité » peut-être estimé à 6.

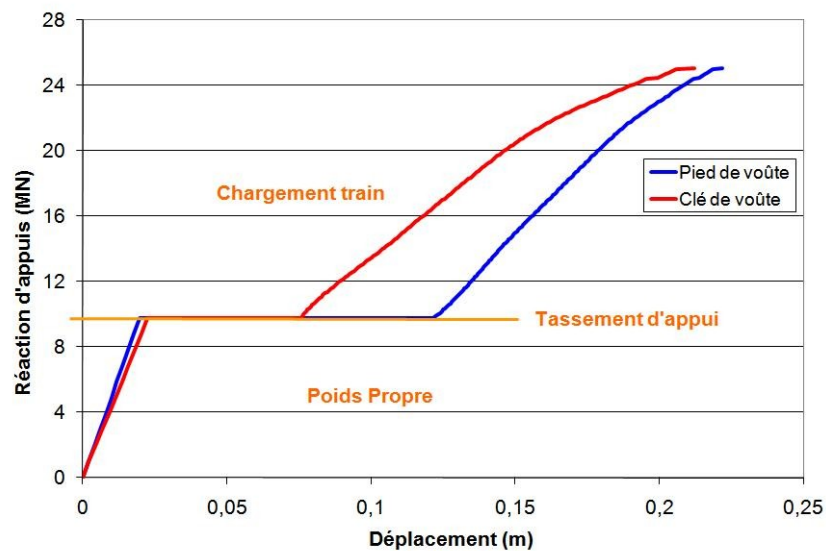


Figure 4-20 Graphique somme des réactions d'appuis vs déplacement vertical en pied de voûte et en clé de voûte sous poids propre, tassement d'appui puis chargement jusqu'à non convergence.

A titre de comparaison, l'utilisation des méthodes empiriques et des méthodes d'analyse limite existantes (voir paragraphe 1.5) sur ce même ouvrage permet de comparer la méthode proposée. Le Tableau 4.2 présente les résultats. Il est à noter que les méthodes empiriques (MEXE et REAM) permettent de ne calculer qu'une seule voûte et de n'appliquer qu'une charge ponctuelle. Les capacités portantes proposées dans le Tableau 4.2 pour ces méthodes ne sont donc pas comparables à la capacité portante d'un train comme dans notre étude. En ce qui concerne les méthodes d'analyse limite (VOUTE et RING) la comparaison est plus judicieuse car une charge répartie (VOUTE) ou un train (RING) peuvent être appliqués. Aussi, le logiciel RING permet de modéliser plusieurs travées. Le Tableau 4.2 montre que la méthode proposée offre des résultats du même ordre de grandeur que les méthodes déjà existantes.

Logiciel de calcul	Capacité portante	« Coefficient de sécurité »
MEXE	1.2 MN	-
REAM	2 MN	-
VOUTE	16.2 MN	8.1
RING	7.2 MN	3.6

Tableau 4.2 Comparaison des analyses du viaduc de St Ouen à l'aide des méthodes existantes.

Une première analyse donne un déplacement relatif calculé en clé de voûte sous la charge de train réel d'environ 1 mm. Cette valeur est à comparer avec la valeur maximale obtenue lors des mesures sous chargement réel (paragraphe 4.1.2), mesurée à 0,3 mm. La différence est probablement due à une restitution de raideur réelle plus rapide que dans le modèle lors des refermeture de fissures dues au passage du train. Cette caractéristique dépend de la rugosité des bords de fissures. Pour un béton, elle est de l'ordre d'une dizaine de μm (Figure 2-3). Une valeur de 6 μm a été adoptée par défaut lors de cette analyse. Il semble qu'une valeur plus forte serait plus appropriée à la maçonnerie, sans doute en raison de la grande dimension des blocs, conduisant à une plus forte rugosité des bords de fissures que dans le béton. Une amélioration de ce travail de thèse consisterait en une analyse expérimentale visant à caler ce paramètre de façon objective. Elle pourrait consister à mesurer l'évolution de l'ouverture de quelques fissures pendant le passage d'un train.

Enfin, il est à noter qu'une zone est endommagée en compression (Figure 4-21). Elle se situe en intrados de la première voûte modélisée à gauche. Sous poids propre, il n'y a pas d'endommagement de compression. Puis localement, la zone endommagée se propage. Elle est de plus en plus fortement comprimée, jusqu'à un endommagement de compression égale à 1. Ce maximum représente un lieu dans lequel la pierre peut-être en surcompression. Cette localisation de l'endommagement de compression est la conséquence du tassement d'appui différentiel, qui en fissurant une zone complémentaire de l'ouvrage a provoqué une concentration de contrainte de compression.

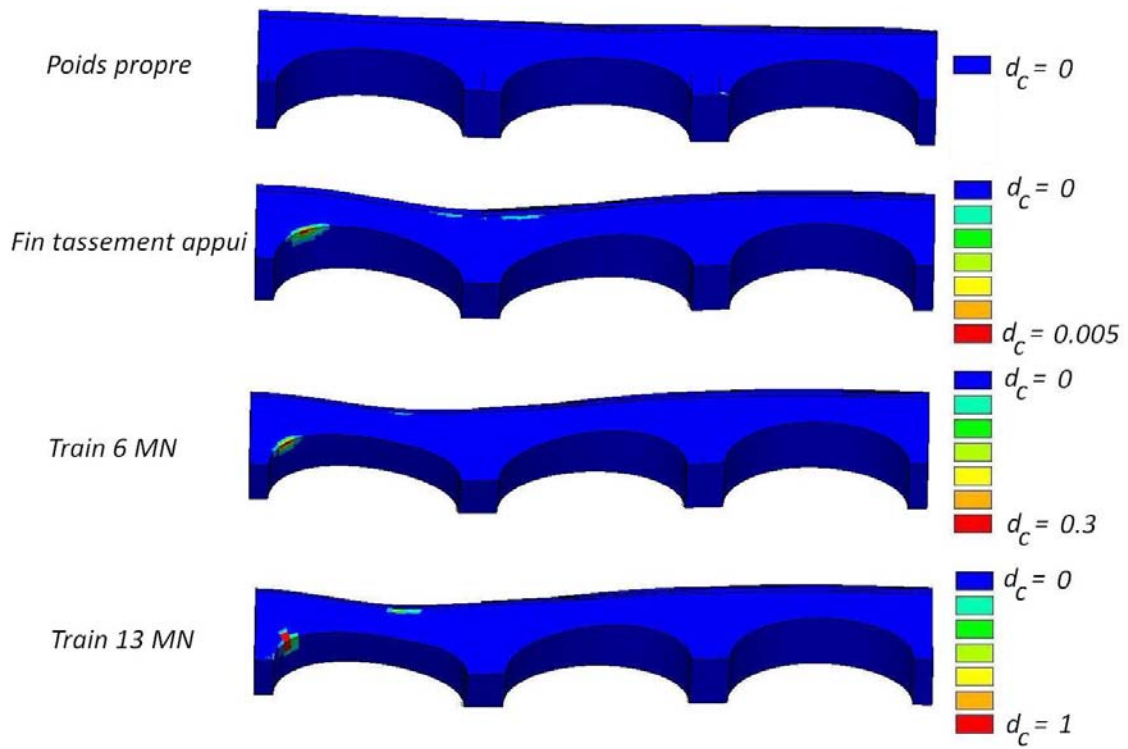


Figure 4-21 Endommagement de compression sous poids propre, à la fin du tassement d'appui et jusqu'à non convergence par un train « numérique ».

4.5 Conclusion

Après l'obtention des paramètres homogénéisés décrivant les lois de comportement des matériaux constitutifs, ce chapitre présente la méthodologie de calcul mise en œuvre sur le viaduc de Saint Ouen. Un organigramme récapitulatif de la démarche de modélisation est proposé à la Figure 4-22.

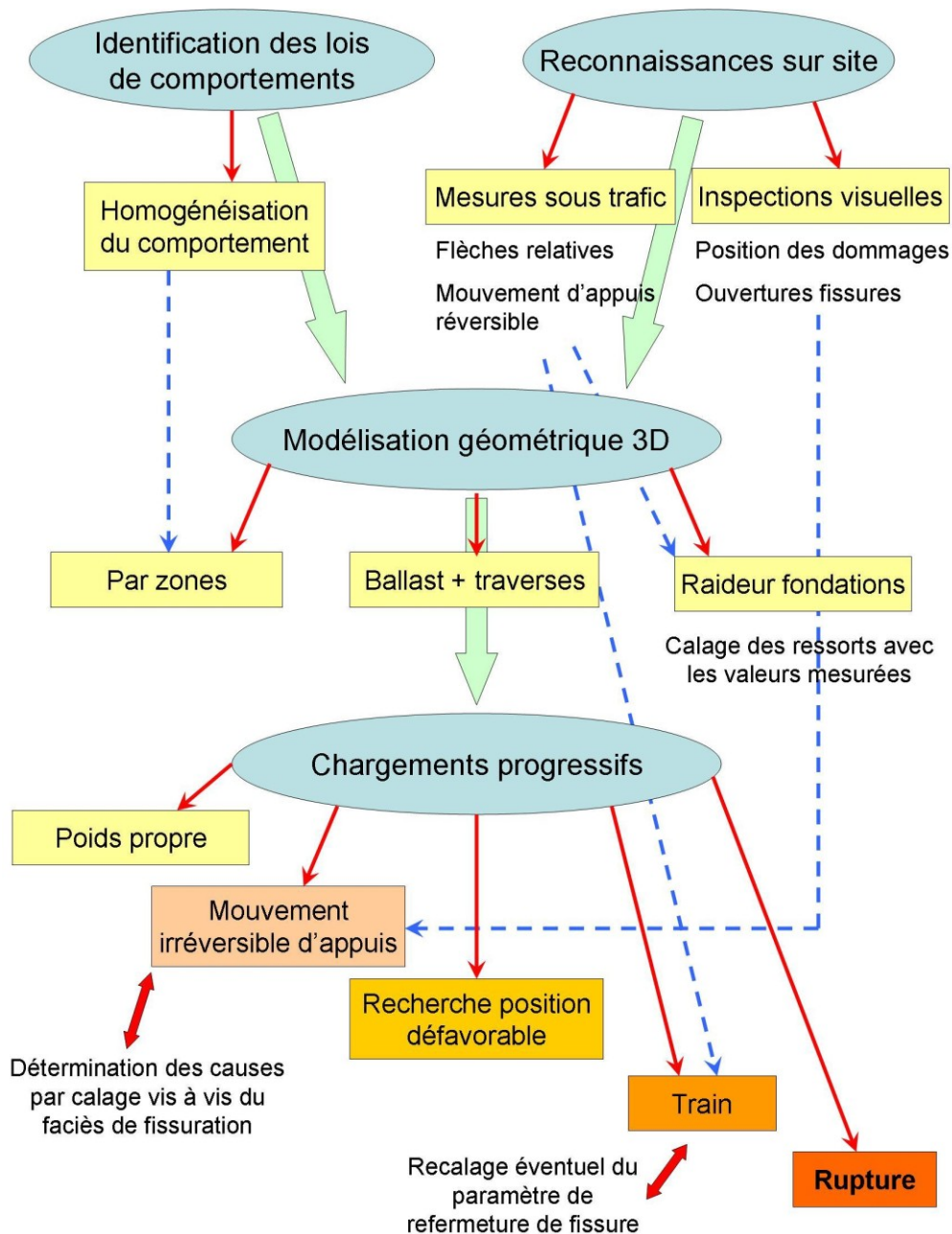


Figure 4-22 Organigramme récapitulatif de la modélisation proposée.

Le viaduc est modélisé en différentes zones correspondant aux différentes parties de l'ouvrage (bandeaux, murs tympan, corps de voûte, remplissage, piles, culées). L'ensemble du maillage est paramétré pour faciliter son utilisation ultérieure pour d'autres structures (Annexe 3). La définition des conditions aux limites est adaptée au présent problème. L'étude est limitée, pour des raisons de capacité informatiques, à l'étude de 3 voûtes successives parmi les 9 du pont mais pourrait être étendue sans aucune difficulté à un plus grand nombre de travées. Pour ce faire, les plans verticaux aux extrémités de ce groupe de 3 voûtes sont bloqués afin de simuler la symétrie.

La définition du sol environnant l'ouvrage se base sur une analyse inverse de mesures effectuées sous trafic réel visant à mesurer les déplacements, les accélérations et les tassements en fonction des charges des trains passant sur l'ouvrage. Par calibrage numérique de ressorts modélisés sous les piles, la raideur du sol est estimée.

Après application progressive du poids propre, les fissures observées sur site et dans les relevés d'inspection de l'ouvrage ont été retrouvées numériquement par l'application d'une dénivellation adaptée. Cette dénivellation d'appui est la combinaison d'un tassement uniforme et d'un tassement en dévers. Le faciès de fissuration et les ouvertures de fissures obtenus par calcul avec le modèle d'endommagement sont cohérents vis-à-vis des observations sur site. Cette méthode permet d'approcher et d'estimer la raideur actuelle du pont.

Dans un second temps, un train a été placé sur l'ouvrage à la position déterminée comme la plus défavorable. Les déplacements sous ce train réel calculés en clé sont de l'ordre de 1 mm. Les mesures effectuées sur site sous chargement réel donnent un déplacement en clé de l'ordre de 0,3 mm. Cette première analyse montre qu'il est nécessaire de regagner plus rapidement de la raideur lors de la refermeture de certaines fissures. Pour cela, un calage du paramètre de refermeture de fissure peut être réalisé.

Cette étude permet de mettre en exergue des voies d'amélioration du modèle. En effet, la simulation des 9 travées en 3D permettrait vraisemblablement d'affiner l'estimation de la charge de ruine liée aux blocages des plans d'extrémités. Aussi, la connaissance du remplissage réduirait l'hypothèse certainement forte sur le comportement de ce matériau. En effet, l'hypothèse de réduction forfaitaire de la rigidité du remplissage (facteur 0.5 par rapport aux valeurs homogénéisées du matériau pierre de parement - mortier) peut avoir des conséquences

significatives sur le comportement en service, notamment pour l'estimation de la rigidité. De ce point de vue le recalage du paramètre de refermeture de fissure pourrait ne pas être la seule cause de l'écart entre le déplacement calculé et le déplacement mesuré, la raideur du remplissage ayant sa part de responsabilité.

Pour résumer, la méthode proposée offre la possibilité de déterminer les contraintes et déformations dans la structure en intégrant une phase d'identification des faciès de fissuration et des ouvertures de fissures observées in situ. Les fissures sont déterminées automatiquement par leur position, leur propagation et leur ouverture. C'est donc un outil permettant d'analyser les ponts en maçonnerie en service. Le modèle d'endommagement adapté à la maçonnerie donne accès à l'historique de la structure et à l'identification des causes des pathologies observées. La comparaison des déplacements d'appui fixe les raideurs des fondations. Ensuite, l'analyse des déplacements relatifs mesurés entre la clé et les piles permet d'affiner le calage du modèle pour retrouver la raideur réelle du pont. Une fois ces différentes étapes réalisées, le modèle proposé est un outil d'évaluation de l'état du pont et d'estimation de la capacité portante.

4.6 Bibliographie du chapitre 4

[Butterworth, 1930] Butterworth, S. On the Theory of Filter Amplifiers. *Wireless Engineering*. Vol. 7, 1930, p. 536-541.

[Centre de recherches routières 2009] Centre de recherches routières. *Guide pratique - Plates-formes industrielles, Fondations par traitement de sol*. Complément au code de bonne pratique R 81/10, 2009, 32 p.

[El Assami, 2010] El Assami, Y. *Réalisation d'une Interface pour un logiciel de calcul des ponts en maçonnerie*. Mémoire de Master, génie civil. Strasbourg : INSA, 1er octobre 2010, 195 p.

[IGEV, 2009] Direction de l'ingénierie SNCF. *Comportement dynamique d'un ouvrage en maçonnerie : Viaduc de Saint Ouen*. Rapport technique, R 6790 - 2009 - 01. Direction de l'ingénierie, Département études voies - section mesures, IGEV, avril 2009, 57 p.

[LCPC - SETRA, 1992] LCPC - SETRA. *Guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme fascicule II : annexes techniques*. LCPC - SETRA, septembre 1992, 102 p.

[Stablon *et al.*, 2011] Stablon, T., Sellier, A., Domède, N., Plu, B., Dieleman, L. Influence of building process: Numerical analysis of a masonry vault including mortar joint shrinkage and crack re-closure effect. *Materials and Structures*. Under review, 2011, 23 p.

Conclusion générale et perspectives

L'ensemble de ce travail de thèse a été consacré à l'étude des ponts en maçonnerie en vue d'une meilleure conservation du patrimoine ferroviaire et d'une exploitation adaptée des ouvrages. L'objectif initial était de développer une méthodologie globale pour l'analyse des ponts en maçonnerie et l'aide au diagnostic des pathologies observées sur ces édifices. La problématique principale était centrée sur le développement d'un outil de calcul visant à analyser le comportement mécanique des voûtes dans le domaine élastique et le domaine non linéaire, de façon à permettre l'estimation de la capacité portante du pont. Cet outil permet de considérer différents types d'actions : les actions ferroviaires bien sûr, mais aussi les tassements d'appuis souvent à l'origine de désordres majeurs.

A l'issue de l'étude bibliographique, la typologie des ponts en maçonnerie, avec leurs spécificités géométriques, était définie, ce qui a permis d'automatiser la génération du maillage numérique des structures. D'autre part, la recherche bibliographique a abouti à un inventaire des nombreuses pathologies courantes sur les voûtes en maçonnerie, et des méthodes de suivi de ces ouvrages. Enfin, sur la base des publications internationales relatives aux ouvrages maçonnés, les différentes méthodes de calcul existantes ont été présentées. Une analyse comparative de leurs avantages et inconvénients en a résulté. De cette étude, il ressort que l'utilisation d'un modèle d'endommagement avec fissuration anisotrope répartie, intégré dans un code de calcul aux éléments finis, est une méthode accessible pour déterminer le faciès de fissuration d'une structure sous sollicitations diverses, mécaniques ou non. Ne pas prédisposer les fissures, autoriser la présence de fissures orthogonales en un même point, gérer les ouvertures de fissures orthogonales de façon indépendantes sont autant d'avantages qui conduisent à choisir ce modèle puis à l'améliorer et à l'adapter spécifiquement aux maçonneries anciennes. Ainsi, dans la méthodologie proposée par cette thèse, les zones endommagées et fissurées ne sont donc pas positionnées à priori, comme c'est le cas dans les autres méthodes, qui postulent l'existence de « rotules plastiques » dans la configuration initiale. Bien au contraire : les hypothèses de calcul sont telles que le schéma de fissuration ne dépend que des conditions aux limites et du comportement intrinsèque des matériaux. Ainsi, l'utilisateur peut rechercher des conditions aux limites réalistes compatibles avec le faciès de fissuration relevé sur l'ouvrage, permettant ainsi la compréhension du comportement passé et actuel du pont.

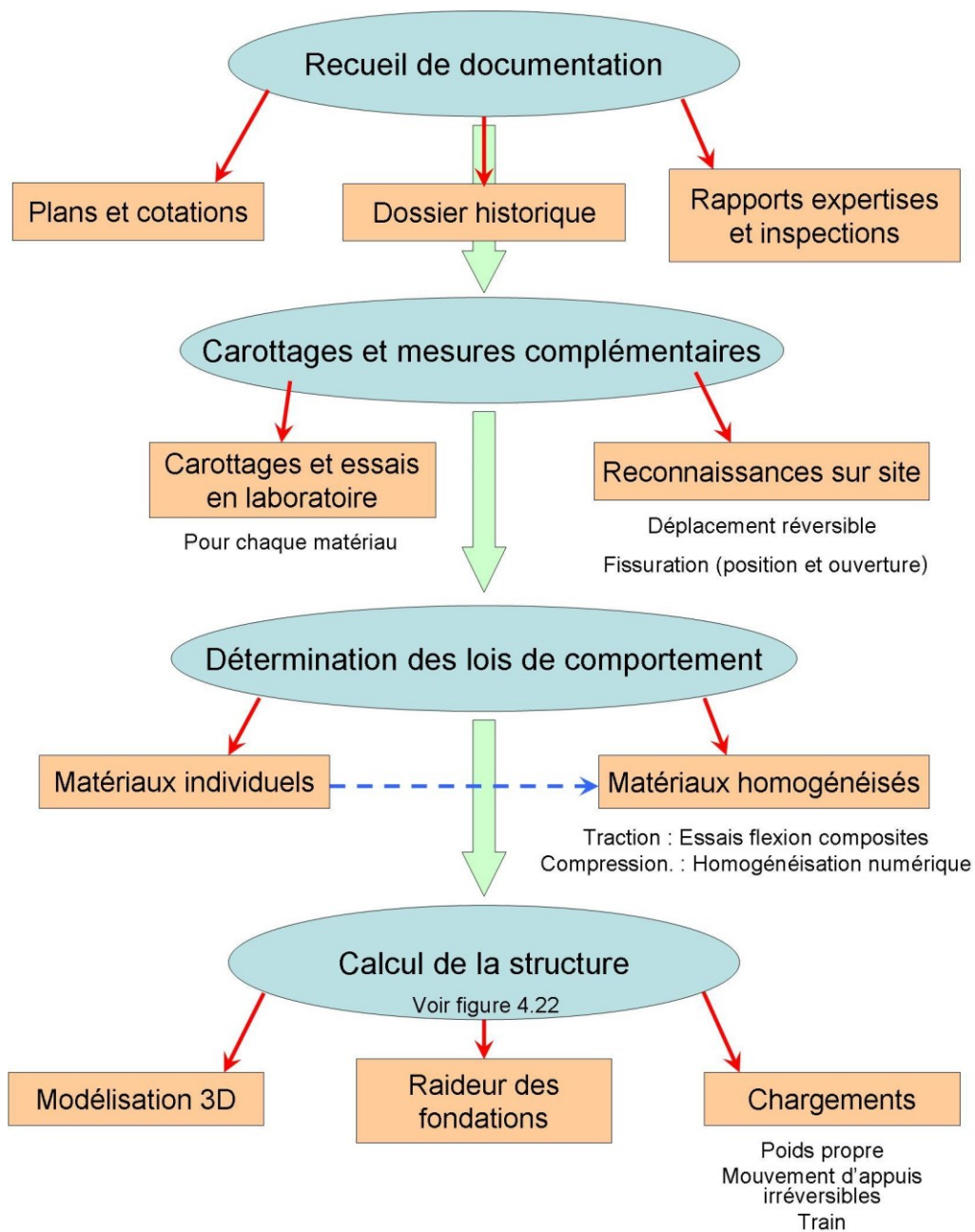
Le modèle d'endommagement utilisé, développé auparavant pour les bétons, a donc été adapté aux maçonneries anciennes. Parmi ces adaptations, une nouvelle méthode de calcul de la taille des éléments finis dans les directions principales de fissuration est proposée assurant l'adaptation de la loi de comportement au maillage. En second lieu, la prise en compte du pré-

endommagement du matériau maçonnerie en traction est développée. Ce phénomène est dû à la présence de microfissuration dans la masse du mortier et aux faiblesses de l'interface pierre - mortier, traduit par une atténuation de la raideur en traction du matériau homogénéisé. Ce pré-endommagement, mis en évidence expérimentalement, peut-être affecté localement pour simuler une fissure préexistante ou globalement pour simuler un état « affaibli » de la structure étudiée. Enfin, le modèle prend en compte le phénomène de refermeture des fissures qui induit un regain graduel de raideur en compression du fait de la reprise progressive de contact des lèvres de la fissure. Ce regain de raideur explique notamment les différences de comportement entre les résultats issus des théories d'homogénéisation et les rigidités mesurées in situ.

La méthodologie globale d'analyse d'un pont en maçonnerie exposée dans cette thèse inclut des investigations sur site. Sur l'ouvrage choisi, le viaduc de Saint Ouen, situé proche de Paris, des campagnes de carottages ont été effectuées de façon à réaliser des essais au LMDC sur les matériaux prélevés. L'emplacement des carottes a été choisi judicieusement afin d'obtenir un échantillonnage représentatif de toutes les parties du pont et permettant de caractériser individuellement chacun des matériaux présents. A l'aide d'essais normalisés (chimiques, acoustiques et mécaniques), les lois de comportement mécaniques des pierres et des mortiers de joints ont été déterminées et l'interface pierre - mortier a été caractérisée. Ensuite, une méthode d'homogénéisation a été mise en œuvre afin d'obtenir une loi d'endommagement homogénéisée pour chacune des maçonneries en présence dans le pont. Dans le domaine des tractions, le comportement homogénéisé à la rupture est celui du maillon le plus faible c'est-à-dire l'interface bloc - joint (pierre - mortier). En compression, le comportement du mortier et de la pierre sont réunis au sein d'un seul matériau. Cette homogénéisation est obtenue par simulation numérique d'un essai de compression sur un mur normalisé.

Les investigations sur site incluent également le relevé des ouvertures de fissures, leur position et des déplacements du viaduc étudié sous trafic réel. Ces mesures sont intégrées dans la méthodologie globale : elles permettent dans un premier temps de calibrer la raideur des fondations de l'ouvrage et leur tassement à l'aide d'une analyse inverse. En fin de processus, les mesures permettent une amélioration du calage de certains paramètres du modèle.

De cette étude du viaduc de Saint Ouen ressort une méthodologie globale généralisable à d'autres ouvrages. Cette méthodologie est proposée sous forme synthétique à la figure ci après.



Organigramme récapitulatif de la méthodologie globale.

Les entrées des données (géométrie du pont, caractéristiques mécaniques homogénéisées, conditions aux limites et application des chargements), la récupération des résultats et leur post-traitement sont facilitées par une interface utilisateur complète (Annexe 3) développée lors de cette recherche.

Des perspectives à ce travail peuvent être dégagées de façon à améliorer la méthodologie proposée.

L'une d'entre elles réside dans la compréhension plus précise du rôle et du comportement du matériau remplissage. En effet, son action de répartition des charges dans la structure doit être confirmée et sa loi de comportement clairement identifiée. Aussi, une étude statistique sur un grand nombre d'ouvrage permettrait de caractériser une supposée variabilité de la qualité du remplissage.

Concernant la simulation numérique : le modèle d'endommagement développé ici inclus un paramètre « de refermeture » de fissure qui caractérise le regain progressif de raideur en compression lorsqu'une fissure se referme. Dans cette recherche, le paramètre choisi provient d'essais effectués sur des éprouvettes de béton et n'a pas été spécifiquement étudié et adapté à la maçonnerie. Hors, les déplacements calculés sous train réel étant un peu surestimés en comparaison de ceux mesurés sur site, la valeur est à perfectionner. En effet, il semble nécessaire de regagner plus rapidement de la raideur lors de la refermeture de certaines fissures. Pour cela, un calage du paramètre de refermeture de fissure pourrait être réalisé sur des échantillons de composite pierre - mortier testés en flexion trois points sous chargement cyclique.

Concernant le modèle, certains aspects tels que le couplage de l'endommagement anisotrope induit avec une loi élastique initialement anisotrope ou la considération d'une anisotropie de résistance initiale sont des pistes intéressantes, en particulier pour les maçonneries appareillées. La génération automatique du pré-endommagement en fonction du potentiel de retrait du mortier, de son adhérence aux blocs, de la méthodologie de construction du pont sont également des sujets d'intérêt. Enfin, la possibilité d'utiliser les endommagements anisotropes dans un contexte de calcul dynamique pourrait apporter un plus, non seulement pour une meilleure prise en compte des actions dynamiques, mais aussi vis-à-vis d'une possible auscultation dynamique de l'ouvrage.

Bibliographie générale

- [Aboudi, 1991] Aboudi, J. *Mechanics of Composite Materials - A Unified Micromechanical Approach. Studies in applied mechanics*. Elsevier Sciences Ltd, 1991, 328 p. (ISBN : 0444884521)
- [Abruzzese *et al.*, 2009] Abruzzese, D., Miccoli, L., Yuan, J. Mechanical behavior of leaning masonry Huzhu Pagoda. *Journal of Cultural Heritage*, 2009, Vol. 10, Issue 4, p. 480-486.
- [Ali and Page, 1988] Ali, S. S., Page, A. W. Finite element model for masonry subjected to concentrated loads. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1988, Vol. 8, n°114, p. 1761-1784.
- [Amsler, 1975] Amsler, A. J. *Machine de compression 300 tonnes, type 300 D75*. Document technique, 1975, 482 p.
- [Amsler, 1978] Amsler, A. J. *Machine d'essai universelle Amsler de 60 tf*. Document technique, 1978, 8 p.
- [Bayraktar *et al.*, 2009] Bayraktar, A., Sahin, A., Ozcan, D. M., Yildirim, F. Numerical damage assessment of Hagia Sophia bell tower by nonlinear FE modeling. *Applied Mathematical Modelling*, 2009, Vol. 34, Issue 1, p. 92-121.
- [Bazant and Prat, 1988] Bažant, Z. P., Prat, P. Microplane model for brittle-plastic material I: theory. *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 114, 1988, p. 1672-1702
- [Bell, 2004] Bell, B. *European Railway Bridge Demography*. Sustainable bridges project. Deliverable D1.2, 2004. Disponible sur : <<http://www.sustainablebridges.net/WP1>>.
- [Belytschko *et al.*, 1999] Belytschko, T., Moës, N., Dolbow, J. A finite element method for crack growth without remeshing. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 1999, Vol. 46, n°1, p. 131-150.
- [Bernardet, 1999] Bernardet, A. *Modélisation des tunnels anciens 1^{ère} phase*. Rapport de synthèse SIMECSOL, 15 avril 1999, 53 p.

[Berto *et al.*, 2004] Berto, L., Saetta, A., Scotta, R., Vitaliani, R. . Shear behaviour of masonry panel: parametric FE analyses. *International Journal of Solids and Structures*, 2004, Vol. 41, Issues 16-17, p. 4383-4405.

[Blasi and Foraboschi, 1994] Blasi, C., Foraboschi, P. Analytical Approach to Collapse Mechanisms of Circular Masonry Arch. *Journal of Structural Engineering*, 1994, Vol. 120, n°8, p. 2288- 2309.

[Buffo-Lacarrière, 2007] Buffo-Lacarrière, L. *Prévision et évaluation de la fissuration précoce des ouvrages en béton*. Thèse de doctorat : génie civil. Toulouse : Université de Toulouse, octobre 2007, 250 p

[Butterworth, 1930] Butterworth, S. On the Theory of Filter Amplifiers. *Wireless Engineering*. Vol. 7, 1930, p. 536-541.

[Camps, 2008] Camps, G. *Etude des interactions chimie - mécanique pour la simulation du cycle de vie d'un élément de stockage en béton*. Thèse de doctorat : génie civil. Toulouse : Université de Toulouse, septembre 2008, 284 p.

[Carol and Bazant, 1997] Carol, I., Bazant, Z. P. Damage and plasticity in microplane theory. *International Journal of Solids Structures*. Vol. 34, n°29, 1997, p. 3807-3835.

[Cecchi and Sab, 2002] Cecchi, A., Sab, K. A multi-parameter homogenization study for modelling elastic masonry. *European Journal of Mechanics*, 2002, Vol. 21, Issue 2, p. 249-268.

[Centre de recherches routières 2009] Centre de recherches routières. *Guide pratique - Plates-formes industrielles, Fondations par traitement de sol*. Complément au code de bonne pratique R 81/10, 2009, 32 p.

[Centre d'expertises et d'essais IGOA, 2006] Centre d'expertises et d'essais IGOA. *Procès verbal d'essais*. Rapport technique - Expertise matériaux, Direction de l'ingénierie SNCF, Département des Ouvrages d'Art IGOA, 15 octobre 2006, 54 p.

[Chiostrini and Vignoli, 1989] Chiostrini, S., Vignoli, A. Application of a numerical method to the study of masonry panels with various geometry under seismic loads, *Structural repair and maintenance of historical buildings*, Computation Mechanics Inc., 1989, p. 309-317.

[CNS Farnell, 2000] CNS Farnell. *Portable ultrasonic non destructive digital indicating tester*. Rapport technique, CNS Farnell - Pundit, Royaume Uni, Mai 2000, 5 p.

[Colliat *et al.*, 2002] Colliat, J. B., Davenne, L., Ibrahimbegovic, A. Modélisation jusqu'à rupture de murs en maçonnerie chargés dans leur plan. *Revue Française de Génie Civil*, 2002, Vol. 6, p. 593-606.

[Cruz-Diaz *et al.*, 2002] Cruz-Diaz, J. I., Sellier, A., Capra, B., Delmotte, P., Rivillon, P., Mebarki, A. Resistance of masonry infill walls to racking loading: Simplified model and experimental validation. *Masonry International*, 2002, Vol. 15, n° 3, p. 59-86.

[Cundall and Strack, 1978] Cundall, P. A., Strack, O. D. L. The distinct element method as a tool for research in granular media. Department of Civil and Mineral Engineering, Institute of Technology, University of Minnesota, 1978.

[Delbecq, 1982] Delbecq, J. M. *Les ponts en maçonnerie, constitution et stabilité*. SETRA, Bagneux, Fascicule 3 - Guide pour l'utilisation du programme VOUTE, 1982, 156 p.

[Delbecq, 1983] Delbecq, J. M. Analyse de la stabilité des ponts en maçonnerie par la théorie du calcul à la rupture. *Ecole nationale des ponts et chaussées*, 1983, 424 p.

[Department Standard BD21/97, 1997] Department Standard. *The assessment of highway bridges and other structures*. Department of Transport BD21/97, London, 1997, Part 3, Section 4.

[Domède, 2006] Domède, N. *Méthode de requalification des ponts en maçonnerie*. Thèse de doctorat : génie civil. Toulouse : INSA, 2006, 202 p.

[Dragon and Halm, 1998] Dragon, A., Halm, D. An anisotropic model of damage and frictional sliding for brittle materials. *European Journal of Mechanics A/Solids*. Vol. 17, n°3, 1998, p. 439-460.

[El Assami, 2010] El Assami, Y. *Réalisation d'une Interface pour un logiciel de calcul des ponts en maçonnerie*. Mémoire de Master, génie civil. Strasbourg : INSA, 1er octobre 2010, 195 p.

[Eurocode 6, 2006] Eurocode 6, *Design of Masonry Structures – Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures*. NF EN 1996-1-1, mars 2006, 107 p.

[Fanning and Boothby, 2001] Fanning, P. J., Boothby, T. E. Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges. *Computers and Structures*, 2001, Vol. 79, Issues 29-30, p. 2645-2662.

[Fichant, 1996] Fichant, S. *Endommagement et anisotropie induite du béton de structures. Modélisation approchée*. Thèse de doctorat : génie civil. Cachan : ENS Cachan, France, 1996, 111 p.

[Fichant *et al.*, 1997] Fichant, S., Pijaudier-Cabot, G., La Borderie, C. Continuum damage modelling: Approximation of crack induced anisotropy. *Mechanics Research Communications*. Vol. 24, Issue 2, March-April 1997, p. 109-114.

[Frunzio *et al.*, 2001] Frunzio, G., Monaco, M., Gesualdo, A. 3D F.E.M. Analysis of a Roman Arch Bridge. **In** *Historical Constructions*. P.B. Lourenço and P. Roca, Editors, Guimarães, 2001, p. 591-598.

[Galerkin, 1915] Galerkin, B.G. Développement en série des solutions de quelques problèmes d'équilibre élastique des poutres et des plaques. *VestnikInzhenerovi Tekhnikov*, 1915, n° 19, p. 897-908.

[Ghosh *et al.*, 1994] Ghosh, A. K., Made, A. M., Colville, J. Finite element modelling of unreinforced masonry, **In** *Proceedings of the 10th international brick/block masonry conference*, Calgary, 1994, 61 p.

[Gilbert and Melbourne, 1994] Gilbert, M., Melbourne, C. Rigid-block analysis of masonry structures. *The Structural Engineer*, Vol. 72, n°21/1, 1994, p. 356-361.

[Gilbert, 2001] Gilbert, M. RING: a 2D rigid-block analysis program for masonry arch bridges. **In** *Proceedings of the 3rd international Arch Bridges Conference*, Arch01, Paris, 2001, p. 459-464.

[Gong *et al.*, 1993] Gong, N. G., Choo, B. S., Coutie, M. G. Crack and contact problems in masonry arch bridges. *In Proceedings of the V ICCCB*, ASCE, New York, 1993, p. 801-808.

[Granjean, 2009] Granjean, A. *Capacité portante de ponts en arc en maçonnerie de pierre naturelle - Modèle d'évaluation intégrant le niveau d'endommagement*. Thèse de doctorat : génie civil. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 2009, 318 p.

[Grimal, 2007] Grimal, E. *Caractérisation des effets du gonflement provoqué par la réaction alcali-silice sur le comportement mécanique d'une structure en béton*. Thèse de doctorat : génie civil. Toulouse : Université de Toulouse, 7 février 2007, 211 p.

[Harvey, 1988] Harvey, W. J. Application of the mechanism analysis to masonry arches. *The Structural Engineer*, Vol. 66, n°5/1, 1988, p. 77-84.

[Harvey, 2007] Harvey, W. J. *Rule of thumb method for the assessment of arches*. Rapport UIC, draft, 2007, 22 p.

[Heyman, 1966] Heyman, J. The stone skeleton. *International Journal of Solids Structures*, 1966, Vol. 2, p. 269-279.

[Heyman, 1969] Heyman, J. The safety of masonry arches. *International Journal of Mechanical Sciences*, Vol. 11, 1969, p. 363-385.

[Hillerborg *et al.*, 1976] Hillerborg, A., Modeer, M., Petersson, P. E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 1976, p. 773-782.

[IGEV, 2009] Direction de l'ingénierie SNCF. *Comportement dynamique d'un ouvrage en maçonnerie : Viaduc de Saint Ouen*. Rapport technique, R 6790 - 2009 - 01. Direction de l'ingénierie, Département études voies - section mesures, IGEV, avril 2009, 57 p.

[IGOA SF, 2006] Direction de l'ingénierie - SNCF, *Confortement des fondations - Viaduc de Saint Ouen*. Rapport technique interne. Département ouvrages d'art, IGOA - Section sol et fondations, SF, 15 décembre 2006, 9 p.

[IN 1250, 1975] Direction de l'équipement SNCF. *Construction des tunnels anciens en maçonnerie*. IN 1250 - EF 9 C 4, n°3, Notice générale, SNCF, France, Mars 1975, 73 p.

[IN 2086, 2007] Direction Délégué Maintenance Travaux SNCF. *Prescriptions techniques pour la surveillance et la maintenance des ouvrages d'art en maçonnerie*. IN 2086 EF 9 E, Référentiel infrastructure, Document d'application, Direction Délégué Maintenance Travaux, 11 mai 2007, 62 p.

[Jefferson, 2003] Jefferson, T. Craft—a plastic-damage-contact model for concrete. I. Model theory and thermodynamic considerations. *International Journal of Solids and Structures*. Vol. 40, 2003, p. 5973-5999.

[Kachanov, 1958] Kachanov, M. Time of the rupture process under creep conditions. *International Journal of Fracture*, Vol. 8, 1958, p. 26-31.

[Kachanov, 1986] Kachanov, L. M. *Introduction to continuum damage mechanics*. Ed. Martinus Nijhoff, 1986 135 p. (ISBN 90-247-3319-7)

[Kesteloot *et al.*, 2009] Kesteloot, S., Djelal, C., Benslimane, I. Application de renforts composites aux ouvrages d'assainissement en meulière enduite. **In** *15ème Colloque National de la Recherche en IUT CNRIUT 2009*. Lille, 8 - 10 juin 2009, 20 p.

[Kirch, 2003] Kirch, A. *Les ponts voûtés maçonnés, techniques du passé, ouvrages d'avenir*. Mémoire de Master, génie civil. Toulouse : INSA - SNCF, 2003, 94 p.

[Koufache *et al.*, 2007] Koufache, N., Kesteloot, S., Djelal, C., Del Fabro, J .M., Benslimane, I. Renforcement des ouvrages d'assainissement en maçonnerie à l'aide de matériaux composites - Etat de l'Art. **In** *25ème Rencontres Universitaires de Génie Civil*. 23 - 25 mai 2007, Bordeaux, 8 p.

[Kurrer, 2008] Kurrer, K. E. The history of the theory of structures: from arch analysis to computational mechanics, *Ernst and Sohn*, 2008, p. 186 - 249.

[Laborderie, 1991] Laborderie, C. *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable - Modélisation et application à l'analyse de structures en béton*. Thèse de Doctorat : génie civil. Cachan : ENS Cachan, 1991, 149 p.

[LCPC - SETRA, 1992] LCPC - SETRA. *Guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme fascicule II : annexes techniques*. LCPC - SETRA, septembre 1992, 102 p.

[Le Bellego *et al.*, 2003] Le Bellego, C., Dube, J. F., Pijaudier-Cabot, G., Gerard, B. Calibration of nonlocal damage model from size effect tests. *European Journal of Mechanics - A/Solids*. Vol. 22, Issue 1, January-February 2003, p. 33-46.

[Lee, 1998] Lee. Comparative study on the approximate analysis of masonry structures. *Materials and structures*. Vol. 31, 1998.

[Lefebvre, 2008] Lefebvre, J.P. *L'acoustique ultrasonore et ses applications - 2^{ème} partie*. Rapport technique, CNRS. Marseille, France, 2004, p. 7.

[Loo and Yang, 1991] Loo, Y., Yang, Y. Cracking and failure analysis of masonry arch bridges. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, Vol. 6, n°117, 1991, p. 1641-1659.

[Lourenço, 1996] Lourenço, P. B. *Computational strategies for masonry structures*. Thèse de doctorat : génie civil. Delft : University of Technology, 1996, 210 p.

[Lourenço and Rots, 1997] Lourenço, P. B., Rots, J. G. A multi-surface interface model for the analysis of masonry structures. *Journal Engineering Mechanics*. ASCE, 123(7), 1997, p. 660-668.

[Lourenço and Ramos, 2004] Lourenço, P. B., Ramos, L. F. Characterization of Cyclic Behaviour of Dry Masonry Joints. *Journal Structural Engineering*. Vol. 130, 2004, p. 779.

[Lourenço, 2007] Lourenço, J. *Etude de l'impact de la mise en œuvre sur voie ballastée de traverses bi blocs sur les structures de ponts en maçonnerie*. Mémoire de Master, génie civil. Paris : Ecole nationale des ponts et chaussées - SNCF, 2007, 78 p.

[MABA, 2011] Stablon, T. *MABA version 3.67 - Notice d'utilisation du logiciel*. Document provisoire. Direction de l'ingénierie, département Ouvrages d'Art, SNCF. Juin 2011, 30 p.

[Marín-Caro *et al.*, 2004] Martín-Caro, J. A., Martínez, J. L., León, J. A First Level structural analysis tool for the Spanish railways masonry arch bridges. **In** *Proceedings of Arch Bridge IV - Advances in Assessment Structural Design and Construction*. P. Roca & E. Oñate (eds.), CIMNE, Barcelona, 2004.

[Massart *et al.*, 2004] Massart, T. J., Peerlings, R. H. J., Geers, M. G. D. Mesoscopic modeling of failure and damage-induced anisotropy in brick masonry. *European Journal of Mechanics - A/Solids*. Vol. 23, Issue 5, 2004, p. 719-735.

[Mazars, 1984] Mazars, J. *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. Thèse de doctorat d'état : génie civil. Paris : Université Paris VI, 1984, 288 p.

[Mesnager, 1929] Mesnager, A. *Détermination expérimentale des efforts intérieurs dans les solides*. Paris : Ed. Gauthier-Villars, 1929, 82 p.

[MEXE, 1963] MEXE. *Military load classification of civil bridges by reconnaissance and correlation methods*. Military Engineering eXperimental Establishment, Christchurch, 1963.

[Molins and Roca, 1998] Molins, C., Roca, P. Capacity of masonry arches and spatial frames. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 124, n°6, 1998, p. 653-663.

[Muller, 1996] Muller, D. *Techniques Informatiques Efficaces pour la Simulation de Milieux Granulaires par des Méthodes d'éléments Distincts*. Thèse de doctorat : génie mécanique. Lausanne : Ecole polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 1996, 204 p.

[NF B 10-503, 1973] AFNOR. *Pierres calcaire - mesures de la porosité, de la masse volumique réelle et de la masse volumique apparente*. NF B 10-503, Août 1973, 12 p.

[NF EN 1052-1, 1999] AFNOR. *Méthodes d'essai de la maçonnerie*. NF EN 1052-1, 1999, 12 p.

[NF EN 1926, 2007] AFNOR. *Méthodes d'essai pour pierres naturelles - détermination de la résistance en compression*. NF EN 1926, Avril 2007, 18 p.

[NF EN 1936, 2007] AFNOR. *Méthodes d'essai pour pierres naturelles - détermination des masses volumiques réelle et apparente et des porosités ouvertes et totales pour les pierres naturelles*. NF EN 1936, Mai 2007, 10 p.

[NF EN 14580, 2005] AFNOR. *Méthodes d'essai pour pierres naturelles - détermination du module d'élasticité statique*. NF EN 14580, Août 2005, 10 p.

[Nguyen, 2007] Nguyen, X. S. *Algorithmes probabilistes appliqués à la durabilité et à la mécanique des ouvrages de génie civil*. Thèse de doctorat ; génie civil. Toulouse : Université de Toulouse, 15 octobre 2007, 190 p.

[Oliveira and Lourenco, 2004] Oliveira, D. V., Lourenco, P. B. Implementation and validation of a constitutive model for the cyclic behaviour of interface elements. *Computers and Structures*. Vol. 82, Issues 17-19, 2004, p. 1451-1461.

[Orban, 2007] Orbán, Z. UIC Project on assessment, inspection and maintenance of masonry arch railway bridges. In *Proceedings of the 5th International Conference on "Arch Bridges"*, ARCH'07. Madeira, 2007, 10 p.

[Orbán, 2008] Orbán, Z. *Improving assessment, optimisation of maintenance and development of database for masonry arch bridges*. International Union of Railways, UIC infrastructure Department, 13 p., 2008.

[Papa, 2001] Papa, E. Damage and failure models. *Computational modelling of masonry brickwork and blockwork structures*. Saxe-Coburg Publications, 2001, p. 1-26.

[Page, 1978] Page, A. W. Finite element model for masonry. *Journal of Structures*. ASCE, 104 ST8, 1978, p. 1267-1285.

[Pensée et al., 2002] Pensée, V., Kondo, D., Dormieux, L. Micromechanical analysis of anisotropic damage in brittle materials. *Journal of Engineering Mechanics*. ASCE, Vol. 128, n°8, 2002, p. 889-897.

[Péroles *et al.*, 2006] Péralès, R., Dubois, F., Vinches, M., Bohatier, C. Modélisation par éléments distincts d'ouvrages en génie civil. La méthode Non Smooth Contact Dynamics. Ecole des Mines d'Alès, CMGD, 2006, 13 p.

[Pijaudier-Cabot and Bazant, 1987] Pijaudier-Cabot, G., Bazant, Z. P. Nonlocal damage theory. *Journal of Engineering Mechanics*. 113, 1987, p. 1512-1533.

[Pippard, 1948] Pippard, A. The approximate estimation of safe loads on masonry bridges. *Civil Engineer in war*. Institute of Civil Engineering, 1948.

[Proske and Gelder, 2009] Proske, D., Gelder, P. *Safety of historical stone arch bridges*, Springer Berlin Heidelberg, 2009, 66 p. (ISBN 978-3-540-77618-5)

[Raffard, 2000] Raffard. *Modélisation de structures maçonnées par homogénéisation numérique non linéaire, application aux ouvrages d'intérêt archéologique*. Thèse de doctorat : génie civil. Nancy :INPL, 2000, 206 p.

[Ragueneau *et al.*, 2008] Ragueneau, F., Desmorat, R., Gatuingt, F. Anisotropic damage modelling of biaxial behaviour and rupture of concrete structures. **In** *International Conference on Computational Fracture and Failure of Materials and Structures*, Nantes, France, Computers and concrete, Vol. 5, Issue 4, 2008, p. 417-434.

[Rahman and Anand, 1994] Rahman, A., Anand, S. C. Empirical Mohr-Coulomb Failure Criterion for Concrete Block-Mortar Joints. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, Vol. 120, N° 8, 1994.

[Reyes *et al.*, 2009] Reyes, E., Galvez, J. C., Casati, M. J., Cendon, D. A., Sancho, J. M., Planas, J. An embedded cohesive crack model for finite element analysis of brickwork masonry fracture. *Engineering Fracture Mechanics*. Vol. 76, Issue 12, 2009, p. 1930-1944.

[Rivera, 2007] Rivera, S. M. *Operating the siemens xrd diffraktometer d5000*. Technical report, University of Puerto Rico. Puerto Rico, mars 2007, 34 p.

[Saussine, 2005] Saussine, G. *Etude d'une structure maçonnée : Pont du Tacon*. Rapport interne SNCF, Direction de l'Innovation et de la Recherche, 2005, 7 p.

[Séjourné, 1913] Séjourné, P. *Grandes voûtes - Tome 1. Description des ponts qui ont ou avaient des voûtes inarticulées de 40m et plus de portée - pleins cintres et ellipses*. Bourges : Imprimerie Vve Tardy - Pigelet et Fils, 1913, 260 p.

[Séjourné, 1913] Séjourné, P. *Grandes voûtes - Tome 2. Description des ponts qui ont ou avaient des voûtes inarticulées de 40m et plus de portée - arcs peu surbaissés*. Bourges : Imprimerie Vve Tardy - Pigelet et Fils, 1913, 220 p.

[Séjourné, 1913] Séjourné, P. *Grandes voûtes - Tome 3. Description des ponts qui ont ou avaient des voûtes inarticulées de 40m et plus de portée - arcs assez surbaissés - arcs très surbaissés*. Bourges : Imprimerie Vve Tardy - Pigelet et Fils, 1913, 420 p.

[Séjourné, 1913] Séjourné, P. *Grandes voûtes - Tome 4. Voûtes articulées*. Bourges : Imprimerie Vve Tardy - Pigelet et Fils, 1913, 303 p.

[Séjourné, 1914] Séjourné, P. *Grandes voûtes - Tome 5. Ce que l'expérience enseigne*. Bourges : Imprimerie Vve Tardy - Pigelet et Fils, 1913, 234 p.

[Séjourné, 1914] Séjourné, P. *Grandes voûtes Tome 6. Pratique des voûtes*. Imprimerie Bourges : Imprimerie Vve Tardy - Pigelet et Fils, 1913, 283 p.

[Sellier and Bary, 2002] Sellier, A., Bary B. Coupled damage tensors and weakest link theory for describing crack induced orthotropy in concrete. *Special Issue of Engineering Fracture Mechanics*, n° 1629, May 2002.

[Sellier and Benoit, 2002] Sellier, A., Benoit, B. Coupled damage tensors and weakest link theory for the description of crack induced anisotropy in concrete. *Engineering Fracture Mechanics*. Vol. 69, Issue 17, 2002, p. 1925-1939.

[Sellier, 2006] Sellier, A. *Modélisations numériques pour la durabilité des ouvrages de Génie Civil*. Mémoire d'habilitation à diriger des recherches : génie civil. Toulouse : Université Paul Sabatier de Toulouse, 2006, 153 p.

[Sellier and Buffo-Lacariere, 2009] Sellier, A, Buffo-Lacariere, L. Toward a simple and unified modelling of basic creep shrinkage and drying creep for concrete. *European Journal of Environmental Civil Engineering*. Vol. 10, 2009, p. 1161-1182.

[Sellier *et al.*, 2009] Sellier, A., Bourdarot, E., Multon, S., Cyr, M. , Grimal, E. Combination of structural monitoring and laboratory tests for the assessment of AAR-swelling: application to a gate structure dam. *American Concrete Institute, Material Journal*. Vol. 106, N° 3, May - June 2009, 11 p.

[Sellier *et al.*, 2010] Sellier, A., Cazaux-Ginestet, G., Buffo-Lacarière, L. Crack opening assessment throughout concrete structures: a continuum three dimensional finite element model based on orthotropic multi level damage concept and crack reclosure function. Rapport interne LMDC, n° 01-2011, 24 Janvier 2011.

[Sellier *et al.*, 2010] Sellier, A., Cazaux-Ginestet, G., Buffo-Lacariere, L. Crack opening assessment throughout concrete structures: a continuum three dimensional finite element model based on orthotropic damage concept and cracks re-closure function. *Submitted to Fracture Engineering mechanics*, 2010.

[Sellier *et al.*, 2011] Sellier, A., Buffo-Lacariere, L., Gonnouni, M. E., Bourbon, X. Behavior of HPC nuclear waste disposal structures in leaching environment. *Nuclear Engineering and Design*. Vol. 241, Issue 1, January 2011, p. 402-414. (ISSN 0029-5493)

[Senthivel and Lourenco, 2009] Senthivel, R., Lourenco, P. B. Finite element modelling of deformation characteristics of historical stone masonry shear walls. *Engineering Structures*. Vol. 31, Issue 9, 2009, p. 1930-1943.

[SETRA, 1982] SETRA. *Les ponts en maçonnerie - historique et constitution*. 4930 T1, Ministère des transports, Direction des routes, France, juin 1982, 96 p.

[SETRA, 1993] SETRA. *VOUTE version 1,0 - Calcul à rupture des voûtes en maçonnerie*. Ministère de l'Équipement, de Transport et du Tourisme, 1993, 32 p.

[SETRA, 1996] SETRA. *Procès verbal de visite - Pont en maçonnerie, Images de la qualité des Ouvrages d'art*. F 9626 PVA au Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, 1996, 96 p. (ISBN 2- 11-085782-X)

[Stablon *et al.*, 2009] Stablon, T., Sellier, A., Domède, N., Plu, B., Dieleman, L. Vers un outil numérique pour la requalification des ponts en maçonnerie. *Rencontres AUGC 09*. Saint Malo, 2009, 21 p.

[Stablon *et al.*, 2010] Stablon, T., Sellier, A., Domède, N., Plu, B., Dieleman, L. A numerical damage model for masonry structures. *Structural Faults and Repair*. Edinburgh, 2010, 13 p.

[Stablon *et al.*, 2011] Stablon, T., Sellier, A., Domède, N., Plu, B., Dieleman, L. Influence of building process: Numerical analysis of a masonry vault including mortar joint shrinkage and crack re-closure effect. *Materials and Structures*. Under review, 2011, 23 p.

[Stablon *et al.*, 2011] Stablon, T., Sellier, A., Domède, N., Plu, B., Dieleman, L. A numerical tool for masonry arch bridges assessment. **In** *Proceedings of the World Congress on Rail Research*. Lille, 2011, 9 p.

[Sutcliffe *et al.*, 2001] Sutcliffe, D. J., Yu, H. S., Page, A. W. Lower bound limit analysis of unreinforced masonry shear walls. *Computational Structure*. Vol. 79, 2001, p. 1295 -1312.

[Talobre, 1967] Talobre, J. A. *La mécanique des roches et ses applications*. Editions Dunod, deuxième édition. Paris, 1967, 442 p.

[Trautwine, 1871] Trautwine, J. C. *Civil engineer's pocket-book*. New York Wiley publisher, 1871, 770 p.

[UIC, 2005] International Union of Railways. *Improving assessment, optimisation of maintenance and development of database for masonry arch bridges*. UIC infrastructure forum. Paris, 9 juin 2005, 13 p.

[UIC, 2007] UIC. *Recommendations for the inspection, assessment and maintenance of masonry arch bridges*. Technical Report 778-3, Union Internationale des Chemins de fer, 2007, 52 p.

[Zienkiewicz and Cheung, 1967] Zienkiewicz, O. C., Cheung, Y. K. *The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*. McGraw-Hill Book Company, 1967, 272 p.

Annexes

Annexe 1 : Base de données matériaux - Caractéristiques mécaniques des pierres

Cette annexe présente les valeurs rencontrées lors des recherches bibliographiques pour les caractéristiques des pierres, des joints de mortier et des ensembles de maçonnerie. La première référence majeure est la notice générale de la Direction de l'équipement de la SNCF [IN 1250, 1975] relative à la « construction des tunnels anciens en maçonnerie ».

Résistance des pierres à l'écrasement		
Désignation des pierres	Poids porté	Poids porté
Porphyre	2472 kg/cm ²	243 MPa
Basalte d'Auvergne	2077 kg/cm ²	204 MPa
Marbre de Flandre	1039 kg/cm ²	102 MPa
Lave du Vésuve	635 kg/cm ²	62 MPa
Granit des Vosges	619 kg/cm ²	61 MPa
Grès très dur	812 kg/cm ²	80 MPa
Grès tendre	200 kg/cm ²	20 MPa
Grès très tendre	4 kg/cm ²	0 MPa
Liais de Bayeux très dur	424 kg/cm ²	42 MPa
Pierres calcaires tendres de Givry	115 kg/cm ²	11 MPa
Pierres calcaires blanches de Tonnerre	103 kg/cm ²	10 MPa
Pierres de Bourré	150 kg/cm ²	15 MPa
Briques ordinaires 40 à 60 kg / moyenne	50 kg/cm ²	5 MPa

Résistance des pierres à l'écrasement. [IN 1250, 1975]

Nature	Nom	Département	Densité	Ecrasement
Calcaire Extra dur	Romanèche	Ain	2900 kg/m ³	2100 kg
Basalte	Gérardmer	Vosges	2800 kg/m ³	1900 kg
Calcaire très dur	Comblanchien	Côte d'Or	2800 kg/m ³	1800 kg
Granit	Kersanton	Finistère	2750 kg/m ³	1020 kg
Calcaire dur	Massangis	Tonne	2550 kg/m ³	700 kg
Granit	Ordinaire des Vosges	Vosges	2700 kg/m ³	700 kg
Granit	Faneix	Haute Vienne	2525 kg/m ³	590 kg
Grès	Badonviller	Meurthe et Moselle	2200 kg/m ³	500 kg
Calcaire demi dur	Euville	Meuse	2450 kg/m ³	400 kg
Calcaire demi dur	Chavigny	Vienne	2450 kg/m ³	350 kg
Grès	Epinal	Vosges	2055 kg/m ³	300 kg
Grès	Lodève	Hérault	2100 kg/m ³	130 kg
Calcaire tendre	Saint Maximin	Oise	2050 kg/m ³	120 kg
Calcaire très tendre	Roche Douce de l'Aisne	Aisne	1750 kg/m ³	50 kg

Densité et résistance des pierres. [IN 1250, 1975]

Maçonnerie de pierre de taille	Densité	
	Minimum	Maximum
Granit	2400 kg/m ³	2675 kg/m ³
Grès	2100 kg/m ³	2450 kg/m ³
Calcaire dur	2170 kg/m ³	2350 kg/m ³
Calcaire tendre	1800 kg/m ³	2050 kg/m ³
Maçonnerie de moellons		
Granit	2200 kg/m ³	2500 kg/m ³
Calcaire dur	2000 kg/m ³	2200 kg/m ³
Calcaire tendre	1800 kg/m ³	2000 kg/m ³
Briques		
	1900 kg/m ³	2100 kg/m ³
P.m. béton		
	1900 kg/m ³	2400 kg/m ³

Plage de densité des maçonneries. [IN 1250, 1975]

Le tableau suivant propose les valeurs proposées dans le guide du programme VOUTE, développé par le SETRA [SETRA, 1982].

Roche	Resistance à la compression		Resistance à la traction		Module d'Young	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Grès	2 MPa	12 MPa	0.1 MPa	1.5 MPa	2 GPa	10 GPa
Calcaire ordinaire	7 MPa	40 MPa	0.5 MPa	5 MPa	5 GPa	30 GPa
Calcaire compact	40 MPa	100 MPa	4 MPa	15 MPa	30 GPa	60 GPa
Granite	60 MPa	180 MPa	6 MPa	15 MPa	15 GPa	70 GPa
Grès	7 MPa	60 MPa	0.5 MPa	5 MPa	7 GPa	50 GPa
Quartzite	80 MPa	300 MPa	7 MPa	20 MPa	25 GPa	80 GPa
Schiste	15 MPa	70 MPa	0 MPa	10 MPa	7 GPa	60 GPa
Brique de qualité	Densité		Resistance à la compression			
	Min	Max	Min	Max		
Inférieure	1.36		6 MPa	10 MPa		
Moyenne	1.4	1.8	10 MPa	20 MPa		
Très bonne	1.4	1.8	20 MPa	30 MPa		
Exceptionnelle	1.8	2.2	35 MPa	70 MPa		
Roche	Porosité des roches					
	Min	Max				
Calcaire dur	15 %	30 %				
Calcaire tendre	30 %	50 %				
Grès	5 %	22 %				
Granite, Quartzite, Porphyre, Basalte	0 %	1 %				

Caractéristiques des roches et briques. [SETRA, 1982]

Les tableaux suivants présentent les valeurs proposées dans le livre "Mécanique des Roches" de Talobre [Talobre, 1967].

Roche	Porosité des roches		
	Min	Max	Moy.
Anhydrite	0.63 %	6.26 %	1.65 %
Argile alluviale	18.3 %	47.9 %	26.75 %
Argile ancienne	2.9 %	55 %	23.8 %
Argile glaciaire	11.5 %	55 %	38.5 %
Calcaire tertiaire			20 %
Calcaire secondaire	1.2 %	26.5 %	11.65 %
Calcaire primaire	0.8 %	27 %	12.5 %
Craie	3 %	53 %	26.4 %
Dolomie	0.3 %	25 %	7.7 %
Galets et graviers	15 %	42 %	28 %
Gneiss	0.3 %	2.4 %	1.35 %
Granite	0.05 %	2.8 %	0.95 %
Grès tertiaire	2.2 %	42 %	15.3 %
Grès crétacique	7.2 %	37.7 %	17.1 %
Grès jurassique	4.2 %	24.6 %	13.2 %
Grès triasique	0.6 %	27.7 %	19.3 %
Gypse	0.1 %	4 %	1.7 %
Lave	0.1 %	9 %	6.4 %
Loess	30 %	55 %	44 %
Marbre	0.1 %	6 %	1 %
Marne	16 %	52 %	20 %
Quartzite	0 %	8.7 %	2.4 %
Sables alluviaux	14 %	55 %	47 %
Sable ancien	4 %	54 %	24 %
Schiste argileux	0.4 %	10 %	4 %
Schiste ardoisier	1.1 %	20 %	4.1 %
Schiste siliceux	0.8 %	1.5 %	1 %
Schiste noir	0.7 %	1.4 %	1 %
Schiste métamorphique	0.02 %	0.6 %	0.16 %

Porosité des roches et briques. [Talobre, 1967]

Résistance à l'écrasement des roches							
Désignation	Origine	Département	Lit / Délit	Masse volumique		Charge de rupture	
				Min	Max	Min	Max
Arkose	Autun	Saone et Loire				248 MPa	292 MPa
Basalte	Palmas	Aveyron				180 MPa	260 MPa
	Pieve di Cadore	Italie				71 MPa	170 MPa
Calcaire	Comblanchien	Côte d'or		2700 kg/m ³		80 MPa	100 MPa
	Souppes	Seine et Marne		2500 kg/m ³	2600 kg/m ³	70 MPa	90 MPa
	Euville	Meuse		2300 kg/m ³	2450 kg/m ³	30 MPa	55 MPa
	Lérouvillle	Meuse		2200 kg/m ³	2500 kg/m ³	25 MPa	50 MPa
	Châtillon	Seine		2200 kg/m ³		17 MPa	
	Saint Maximin	Oise		1750 kg/m ³		10 MPa	
Calcaire du Lias	Billy	Seine et Oise		1700 kg/m ³			
	Serre Ponçon	Hautes-Alpes		2750 kg/m ³		128 MPa	168 MPa
	Mayet de montagne					179 MPa	246 MPa
Granite	Montpezat	Ardèche		2630 kg/m ³	2685 kg/m ³	94 MPa	
	Chaussey	Manche		2745 kg/m ³		88 MPa	
	Remiremont	Vosges		2670 kg/m ³	2730 kg/m ³	75 MPa	86 MPa
Grès schisteux	Im Fout	Maroc		2760 kg/m ³		80 MPa	
						130 MPa	
Grès houiller	Bassin de Liège	Belgique		2200 kg/m ³	3000 kg/m ³	50 MPa	110 MPa
						70 MPa	140 MPa
Grès	Ascaïn	Basses Pyrénées				160 MPa	180 MPa
	Im Fout	Maroc				68 MPa	103 MPa
Grès quartzeux	Chevreuse	Seine et Oise		1200 kg/m ³	1500 kg/m ³	5 MPa	10 MPa
	Im Fout	Maroc		2320 kg/m ³	2350 kg/m ³	4 MPa	18 MPa
Meulière	Sampais	Jura		2640 kg/m ³	2715 kg/m ³	86 MPa	108 MPa
	Malpel	Haute Garonne		2000 kg/m ³	2300 kg/m ³	2 MPa	11 MPa
Molasse	Bélonchamps	Haute Saône		2845 kg/m ³		136 MPa	
	Montreuilon	Nièvre				159 MPa	240 MPa
Porphyre	Im Fout	Maroc		2610 kg/m ³		87 MPa	
	Domfront	Orne				225 MPa	360 MPa
Quartzite				1800 kg/m ³	2000 kg/m ³	20 MPa	
				2000 kg/m ³	2600 kg/m ³	25 MPa	58 MPa
Schiste tendre	Bassin de Liège	Belgique				40 MPa	80 MPa
Schiste houiller							

Masse volumique et résistance des roches. [Talobre, 1967]

Désignation	Origine	Département	Lit / Délit	Coefficient d'élasticité	
				Min	Max
Andésite	Boulder Canyon			33 GPa	48 GPa
Ardoise compacte				100 GPa	
Calcaire dur	Pieve di Cadore	Italie		22 GPa	113 GPa
Calcaire liasique	Serre Ponçon	Hautes Alpes		87 GPa	130 GPa
	Lucendro	Suisse	Lit	23 GPa	24 GPa
Gneiss			Délit	22 GPa	23 GPa
	Randens	Isère	Lit	43 GPa	
			Délit	39 GPa	
	Montpezat	Ardèche		39 GPa	57 GPa
Granite	Urseren	Suisse	Lit	25 GPa	
			Délit	40 GPa	
	Chimbote	Pérou		35 GPa	
Grès schisteux	Im Fout	Maroc	Lit	86 GPa	
			Délit	61 GPa	
Grès houiller				6 GPa	22 GPa
Grès tendre	Ait Chouarit			10 GPa	14 GPa
Grès quartzeux	Im Fout	Maroc		61 GPa	
Gypse				1 GPa	8 GPa
Marne	Afourer	Maroc		4 GPa	8 GPa
Minerai de fer	Palaminy	Haute Garonne		0 GPa	
Molasse gréso-marneuse fine		Lorraine		17 GPa	20 GPa
			Lit	2 GPa	5 GPa
			Délit	3 GPa	12 GPa
	Rossens	Suisse	Lit	2 GPa	4 GPa
Molasse			Délit	2 GPa	5 GPa
	Malpel	Haute Garonne		0 GPa	0 GPa
Quartzite	Zinoun	Maroc		45 GPa	
Schiste	Tignes	Brévières	Lit	13 GPa	20 GPa
			Délit	27 GPa	21 GPa
Schiste métamorphique	Bathie		Lit	16 GPa	
			Délit	20 GPa	
Schiste ardoisier	Arrens		Lit	22 GPa	
			Délit	18 GPa	
Schiste houiller				9 GPa	24 GPa
Schiste à séracité	Lovero			35 GPa	

Module d'élasticité statique des roches. [Talobre, 1967]

Coefficient d'élasticité dynamique		
Roche	Coeff. Dyn. Elas.	
	Min	Max
Calcaire siliceux	43 GPa	50 GPa
Calcaire marneux	32 GPa	39 GPa

Module d'élasticité dynamique des roches. [Talobre, 1967]

Roche	Résistance à la traction	
	Min	Max
Basalte d'Auvergne		8 MPa
Calcaire de Trompeloup (Gironde)		5 MPa
Calcaire compact		3 MPa
Calcaire	1 MPa	1 MPa
Calcaire Oolithique		2 MPa
Granite	2 MPa	10 MPa
Minerai de fer (Lorraine)	2 MPa	5 MPa
Vergelé		1 MPa

Résistance en traction des roches. [Talobre, 1967]

Roche	Coefficient de Poisson	
	Min	Max
Andésite de Boulder Canyon	0.21	0.32
Argile sèche		0.40
Calcaire		0.31
Charbon	0.25	0.40
Gneiss		0.34
Granite	0.28	0.36
Grès	0.05	0.25
Grès houiller	0.08	0.12
Schiste houiller moyen		0.20
Schiste houiller dur		0.16
Schiste métamorphique alpin	0.02	0.11

Coefficient de Poisson des roches. [Talobre, 1967]

Les tableaux suivants présentent les valeurs proposées pour les mortiers et les pierres par les "Recommandations pour l'inspection, l'analyse et la maintenance des ponts en maçonnerie" publié par l'UIC [UIC, 2007].

Densité brute, résistance à la compression, module d'élasticité des mortiers						
Types de mortiers	Densité brute		Résistance à la comp.		Module élasticité	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Mortier de chaux	1500 kg/m ³	1700 kg/m ³	0 MPa	1 MPa	0 GPa	1 GPa
Mortier de trass et de chaux	1700 kg/m ³	1900 kg/m ³	1 MPa	2 MPa	1 GPa	2 GPa
Mortier de ciment et de chaux	1800 kg/m ³	2000 kg/m ³	2 MPa	8 MPa	2 GPa	6 GPa
Mortier de ciment	2000 kg/m ³	2200 kg/m ³	8 MPa	15 MPa	6 GPa	10 GPa

Masse volumique, résistance en compression et module élastique pour les mortiers. [UIC, 2007]

Types de pierres	Densité brute, résistance à la compression, module d'élasticité					
	Densité brute		Résistance à la comp.		Module élasticité	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Basalte, Malaphyre	2900 kg/m ³	3000 kg/m ³	120 MPa	420 MPa	40 GPa	120 GPa
Diorite, Gabbro, Dolérite	2800 kg/m ³	3000 kg/m ³	170 MPa	300 MPa	50 GPa	90 GPa
Diabas	2800 kg/m ³	2900 kg/m ³	180 MPa	250 MPa	55 GPa	70 GPa
Granite, Syénite	2600 kg/m ³	2800 kg/m ³	27 MPa	300 MPa	10 GPa	100 GPa
Porphyre, Porphyrite, Andésite	2000 kg/m ³	2800 kg/m ³	20 MPa	490 MPa	10 GPa	140 GPa
Lave de basalte	2200 kg/m ³	2400 kg/m ³	80 MPa	150 MPa	20 GPa	40 GPa
Quartz, Quartzite, Grès de houillères	2600 kg/m ³	2700 kg/m ³	150 MPa	440 MPa	40 GPa	130 GPa
Grès quartzitique	2600 kg/m ³	2700 kg/m ³	120 MPa	200 MPa	30 GPa	60 GPa
Autres grès à quartz	2000 kg/m ³	2600 kg/m ³	18 MPa	180 MPa	6 GPa	50 GPa
Calcaires denses, Dolomites	2600 kg/m ³	2800 kg/m ³	50 MPa	300 MPa	20 GPa	100 GPa
Autres calcaires, Conglomérats	2700 kg/m ³	2600 kg/m ³	20 MPa	90 MPa	7 GPa	25 GPa
Travertin	2400 kg/m ³	2500 kg/m ³	13 MPa	80 MPa	4 GPa	20 GPa
Pierre tuffeau volcanique	2800 kg/m ³	2000 kg/m ³	20 MPa	150 MPa	6 GPa	40 GPa
Gneiss, Granulite	2300 kg/m ³	3000 kg/m ³	43 MPa	280 MPa	10 GPa	80 GPa
Amphibolite	2700 kg/m ³	3100 kg/m ³	170 MPa	280 MPa	50 GPa	80 GPa
Serpentin	2600 kg/m ³	2700 kg/m ³	140 MPa	250 MPa	40 GPa	70 GPa
Schiste argileux	2700 kg/m ³	2800 kg/m ³	60 MPa	170 MPa	15 GPa	50 GPa
Brique						
Tendre	1700 kg/m ³	1900 kg/m ³	4 MPa	8 MPa	1 GPa	5 GPa
Moyennement dure	1900 kg/m ³	2100 kg/m ³	8 MPa	15 MPa	5 GPa	10 GPa
Dure	2000 kg/m ³	2200 kg/m ³	15 MPa	30 MPa	10 GPa	15 GPa
Clinker	2100 kg/m ³	2300 kg/m ³	30 MPa	50 MPa	15 GPa	20 GPa

Masse volumique, résistance en compression et module élastique pour les pierres. [UIC, 2007]

Annexe 2 : Publications additionnelles relatives aux méthodes de modélisation

Le tableau suivant vise à synthétiser les études non citées explicitement dans le mémoire de thèse en précisant les références de l'étude, le genre d'étude (expérimentale, théorique, numérique...), le chargement et les résultats obtenus.

Références	Type d'étude	Echantillon	Chargement	Résultats	Compléments
Stafford - 1971	Exp. et E.F. (élasticité linéaire)	Briques avec joint ciment/sable	Parallèle et perpendiculaire au joint	Rupture dans mortier par traction : - Traction décollement - Rupture par gliss. avec frott. interne. - Ecrasement du joint	
Hendry - 1978	Exp. sur briques pleines	Panneaux avec joint ciment/chaux/sable	Compression et cisaillement	Rupture par fissuration diagonale panneau Formules proposées intègrent géométrie et comportement interface	Utilisation de formules empiriques
Schneider - 1978	Exp. résistance au cisaillement	Murs	Chargement normal et horizontal	Résistance au cisaillement dépend de échantillon et mode d'application charge	
Samariching - 1978	Exp. et E.F. panneau maçon. soumis à comp. et traction	Panneau briques pleines et joints ciment/chaux/sable	Précompression et cisaillement	Surface limite plus grande que Mohr Coulomb	
Page - 1978	Exp. Et E.F. non linéaire : Briques en élastique Joints = plan de discontinuité.	Panneaux	Compression simple Compression biaxiale	Rupture par traction dans plan normal à surface panneau Surfaces limites fonction des cont. princ. E.F. → Rupture à interface brique/mortier	Essai biaxial : $\frac{\sigma}{\sigma_c}$ petit : rupt. // panneau $\tau \cdot 0,7$: rupt. \perp panneau

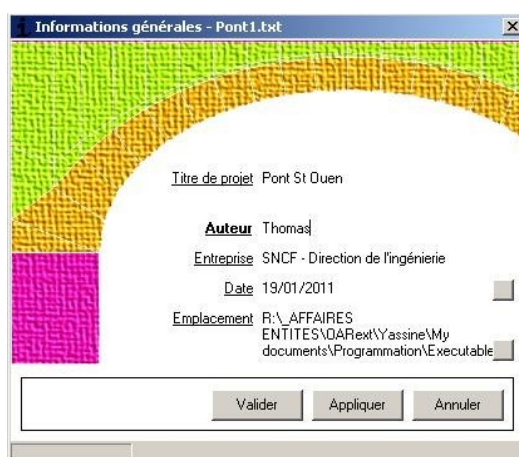
Shaan - 1987	Exp. et E.F. élasticité linéaire orthotrope	Panneaux	Compression Compression biaxiale	Rupture par fendage, par traction normale et traction parallèle au plan panneau	E.F → pas de rupture car loi élastique
Hendry - 1981	Théorique élasticité linéaire isotrope	Briques pleines	Compression simple normale au joint	Relation linéaire entre résist. comp. Et résist. traction	
Page - 1988	E.F. (données exp.) Intégration de rupture des briques et des joints.		Compression simple Compression biaxiale	3 critères de rupture : - Adhérence interne interface brique – mortier → Séparation nœuds - Traction brique ou mortier - Ecrasement brique ou mortier	
May	E.F. maçon. homogène, élasto-plastique et fragilité en traction	Panneaux	Chargement horizontal avec précompression	E.F. en accord avec Exp.	Hypothèse isotropie simplificatrice
Domède - 2006	Exp. et E.F. Maçon. homogène anisotrope bidim. endommageable Joint : frottement Coulomb.	Sandwiches et murs	Compression simple	Adhérence entre matériaux crée confinement mortier → écrouissage positif et retarde rupture → grandes déformations mortier → rupture briques critère de Von Mises	
Lee - 1998	Théor. et exp. Briques et mortier adhérence parfaite Joints verticaux continus			Si épaisseur joints ↑ alors E ↓ maçonnerie supporte tractions faibles : comportement élastique	
Raffard - 2000	E.F. macro modél. → continu anisotrope / Drucker Prager			Macro modélisation réduit temps de calcul pour précision même ordre que E.D.	Traction non prise en compte

Annexe 3 : Interface utilisateur

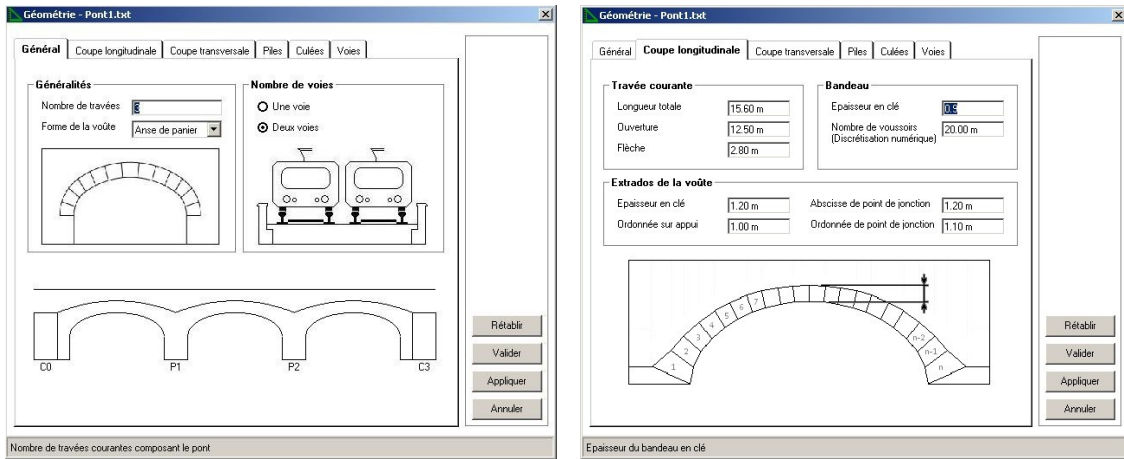
Cette annexe a pour but de présenter brièvement l'interface utilisateur développée dans le cadre de cette thèse avec le concours de M. El Assami [El Assami, 2010]. L'interface utilisateur est un outil facilitant l'entrée des données pour l'analyse d'un pont en maçonnerie. Cette interface se veut simple, complète et conviviale afin quelle soit utilisable au quotidien par les ingénieurs en charge de l'expertise du patrimoine existant de la SNCF. Il est à noter que l'interface est utilisable aussi en langue anglaise et qu'une notice d'utilisation est disponible [MABA, 2011].



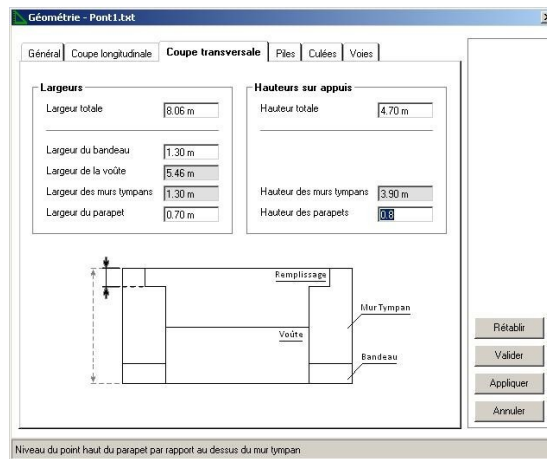
Page d'accueil du logiciel.



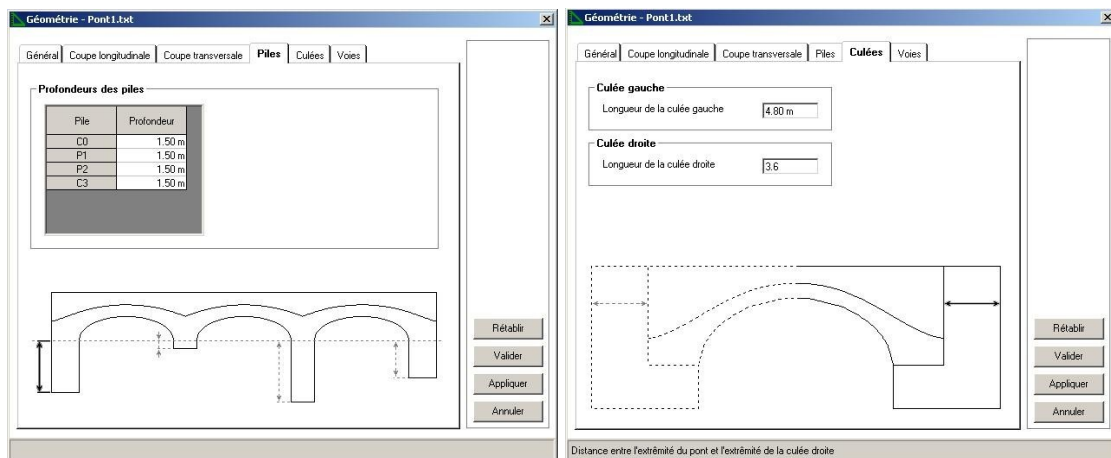
Informations générales relatives au projet.



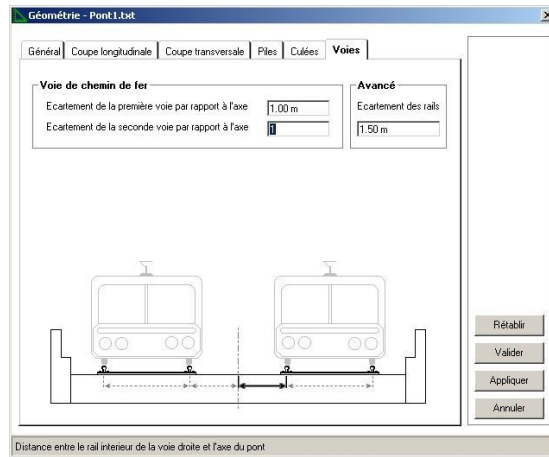
Entrée de la géométrie du pont - Coupe longitudinale.



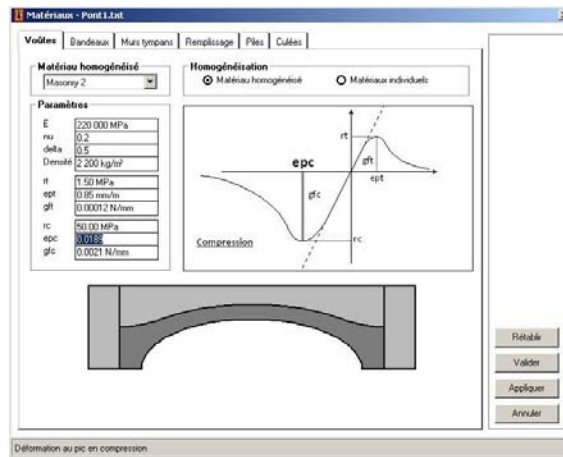
Entrée de la géométrie du pont - Coupe transversale.



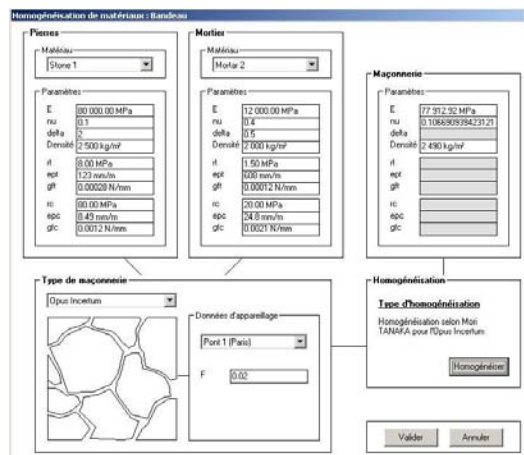
Entrée de la géométrie du pont - Piles et culées.



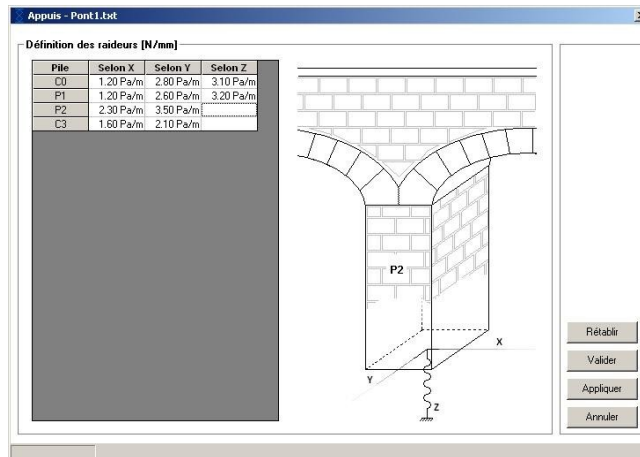
Entrée de la géométrie du pont - Voies.



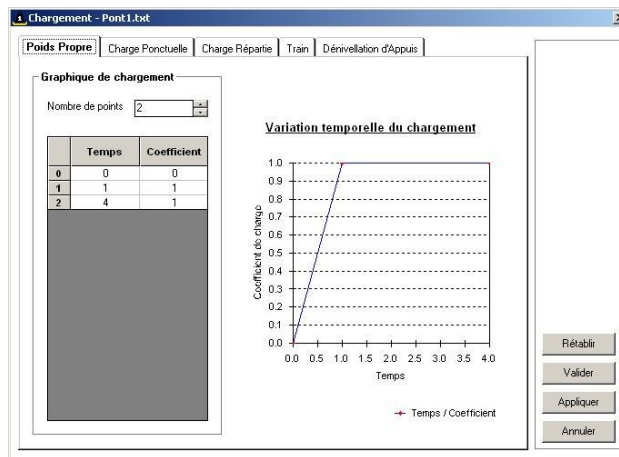
Entrée des paramètres relatifs aux matériaux par zones.



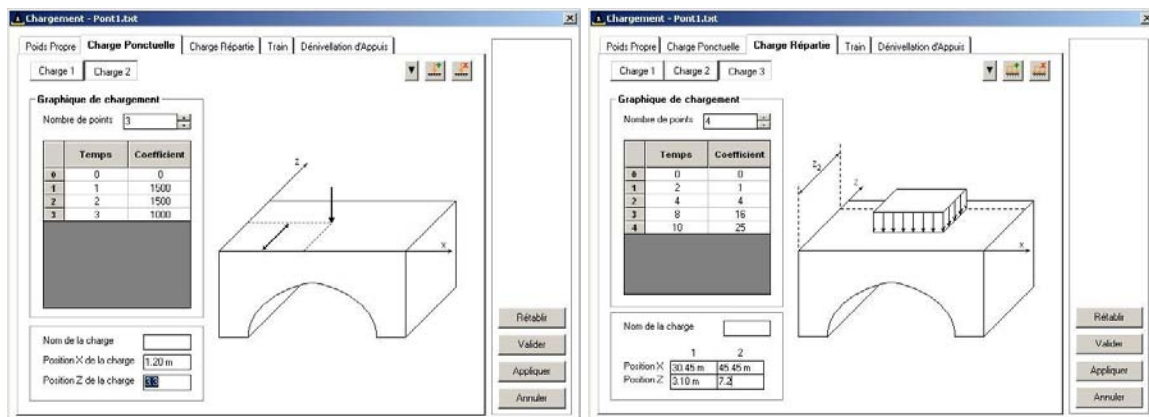
Possibilité d'homogénéiser la maçonnerie en linéaire et non linéaire.



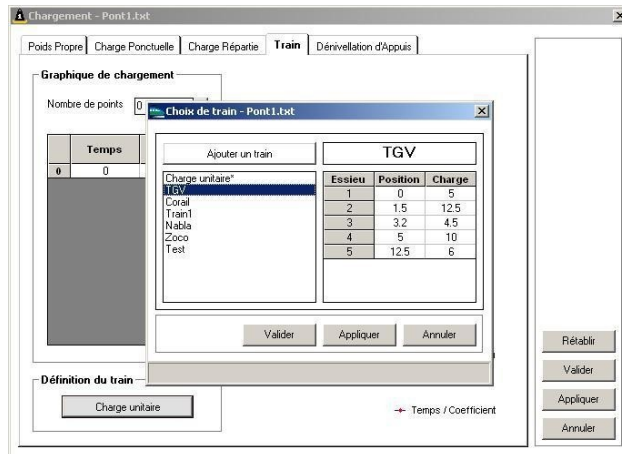
Gestion des conditions aux limites - Définition des appuis.



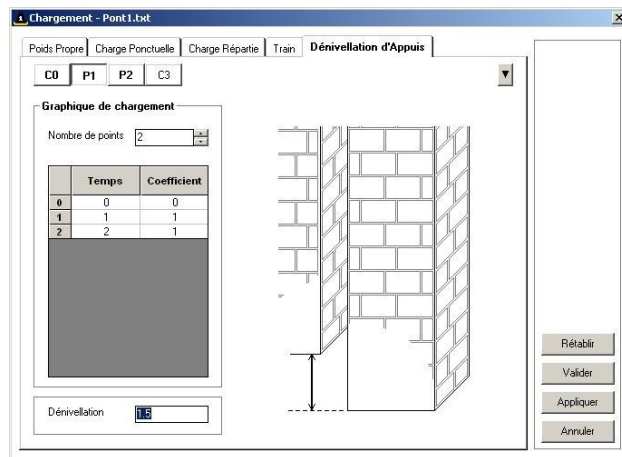
Génération des chargements - Poids propre.



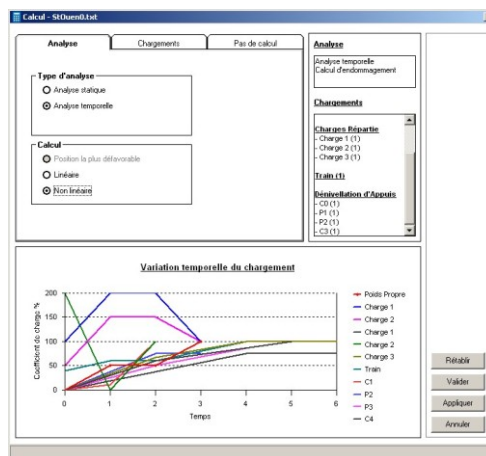
Génération des chargements - Charges ponctuelles et réparties.



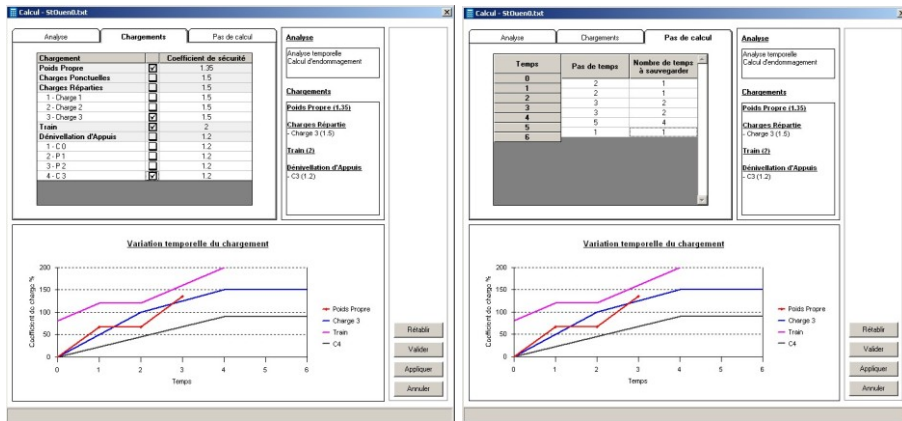
Génération des chargements - Accès à la base de données train.



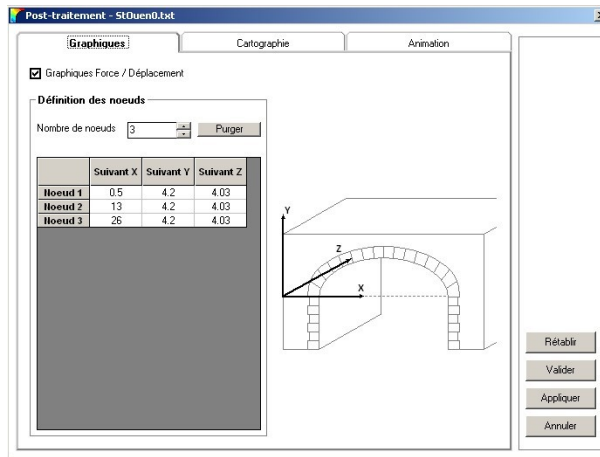
Génération des chargements - Dénivellation d'appuis.



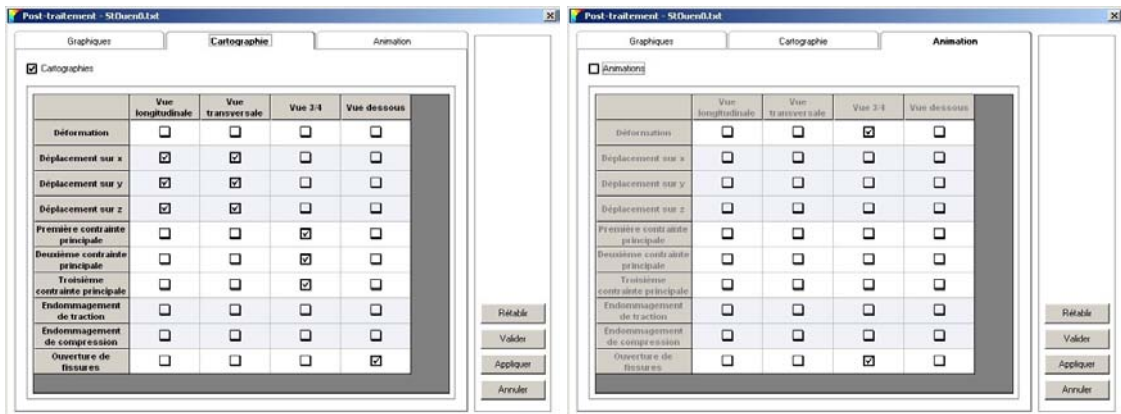
Préparation du calcul - Choix du type d'analyse.



Préparation du calcul - Choix des combinaisons d'actions, des pas de calcul et des pas de sauvegarde.



Préparation du post traitement - Graphique de résultats.



Préparation du post traitement - Cartographies et animation de résultats.

Table des illustrations

FIGURE 1-1	REPARTITION DES OUVRAGES SUR LE RESEAU FERROVIAIRE EUROPEEN. [BELL, 2004] 1	
FIGURE 1-2	TYPE DE MAÇONNERIE SUR LE RESEAU FERROVIAIRE EUROPEEN. [BELL, 2004]	1
FIGURE 1-3	AGE DES PONTS EN MAÇONNERIE SUR LE RESEAU FERROVIAIRE EUROPEEN. [BELL, 2004]	2
FIGURE 1-4	PORTEE DES PONTS EN MAÇONNERIE SUR LE RESEAU FERROVIAIRE EUROPEEN. [BELL, 2004].	2
FIGURE 1-5	ETAT DES PONTS EN MAÇONNERIE SUR LE RESEAU FERROVIAIRE EUROPEEN [UIC, 2005].....	3
FIGURE 1-1	TERMINOLOGIE RELATIVE AUX PONTS EN MAÇONNERIE [SETRA, 1996].....	8
FIGURE 1-2	VOUTE DU PONT BIAIS A ANNEAUX DE CHARTRES [PHOTO DE M. SAUVAGE - DIRECTION DE L'INGENIERIE SNCF].....	8
FIGURE 1-3	VOUTES D'ELEGISSEMENT [IN 2086, 2007].....	9
FIGURE 1-4	TYPE DE VOUTES PLEIN CINTRE.	10
FIGURE 1-5	TYPE DE VOUTES SURBAISSEES.....	10
FIGURE 1-6	EXEMPLES DE VOUTES EN ANSE DE PANIER.	11
FIGURE 1-7	VOUTE EN OGIVE.....	11
FIGURE 1-8	TYPE DE CORPS DE VOUTES [IN 2086, 2007].....	11
FIGURE 1-9	CONSTRUCTION DU PONT D'EPINAY SUR SEINE, 1906 [SEJOURNE, 1913].....	13
FIGURE 1-10	LES TYPES D'AGENCEMENT DE LA MAÇONNERIE [IN 2086, 2007].....	13
FIGURE 1-11	TYPLOGIE DES JOINTS [IN 2086, 2007].....	15
FIGURE 1-12	LES DEFAUTS D'ETANCHEITE SONT CARACTERISES PAR DES COULURES D'EAU.....	17
FIGURE 1-13	DISJOINTOIEMENT PROFOND SUR UNE MAÇONNERIE DE BRIQUES [IN 2086, 2007].....	20
FIGURE 1-14	EPAUFREMENT D'UNE GRANDE PARTIE DE L'INTRADOS D'UNE VOUTE EN MAÇONNERIE DE BRIQUE [IN 2086, 2007].	21
FIGURE 1-15	DISLOCATION D'UN OUVRAGE DE PIERRE [IN 2086, 2007].	22
FIGURE 1-16	PARAMETRES IMPORTANTS POUR LA CARACTERISATION DES FISSURES [IN 2086, 2007].....	23
FIGURE 1-17	TRAVERSES BIBLOC (A) ET TRAVERSES MONOBLOC (B) [LOURENÇO, 2007].....	24
FIGURE 1-18	ORIENTATION DES FISSURES [IN 2086, 2007].....	24
FIGURE 1-19	PRINCIPE DES CONTROLES DES PONTS EN MAÇONNERIE [IN 2086, 2007].....	26
FIGURE 1-20	ENDOSCOPIE D'UNE MAÇONNERIE.	27
FIGURE 1-21	TROIS EPOQUES, TROIS TECHNOLOGIES, TROIS TYPES DE SUIVI DES FISSURES [IN 2086, 2007].....	28
FIGURE 1-22	COUPLAGE DE FISSUOMETRES POUR UN SUIVI TRI DIMENSIONNEL [IN 2086, 2007].....	29

FIGURE 1-23	CAROTTAGE ACROBATIQUE SOUS LA VOUTE [IN 2086, 2007].....	30
FIGURE 1-24	RELATION CONTRAINTE DEFORMATION POUR LA MAÇONNERIE EN COMPRESSION : ELLE N'EST NI ELASTIQUE, NI LINEAIRE [EUROCODE 6, 2006].....	31
FIGURE 1-25	MICRO ET MACRO-MODELE POUR DECRIRE LA MAÇONNERIE.	32
FIGURE 1-26	MICRO-MODELISATION DETAILLEE (A) ET SIMPLIFIEE (B).....	33
FIGURE 1-27	MACRO MODELES AVEC OU SANS ELEMENTS JOINTS.	34
FIGURE 1-28	LES FISSURES S'OUVRENT DANS LES MACRO JOINTS D'INTERFACE.	35
FIGURE 1-29	MOTIF ELEMENTAIRE DE MAÇONNERIE PROPOSE PAR CECCHI ET SAB [CECCHI AND SAB, 2002].	37
FIGURE 1-30	EQUILIBRE DES BLOCS - CALCUL DU TORSEUR SUR CHAQUE JOINT [GRANJEAN, 2009].....	41
FIGURE 1-31	SCHEMA DE BASE POUR LE CHEVAUCHEMENT DES CORPS [MULLER, 1996].....	42
FIGURE 2-1	REPRESENTATION DU MULTICRITERE DANS LE PLAN $\sigma_{II} - \nu$	59
FIGURE 2-2	COMPORTEMENT SOUS CHARGE AXIALE CYCLIQUE (CYCLES NUMEROTES DANS L'ORDRE DE 1 A 6).	60
FIGURE 2-3	FONCTION REFERMETURE DE FISSURE.	63
FIGURE 2-4	EVOLUTION DE LA LOI DE COMPORTEMENT EN FONCTION DE LA TAILLE DE L'ELEMENT FINI.	66
FIGURE 2-5	FORME DE LA COURBE POST PIC.....	66
FIGURE 2-6	TRANSFORMATION GEOMETRIQUE POUR UN ELEMENT FINI DE REFERENCE.	68
FIGURE 2-7	EVOLUTION DE $l_{(\bar{\epsilon}_I)}$ SUR $\bar{\epsilon}_I$ POUR UN ELEMENT PARALLELOGRAMME (LES LONGUEURS NUMEROTES 1, 2 ET 3 CONDUISSENT AUX TROIS COURBES ADOUCCISSANTES DE LA FIGURE 2-4).	68
FIGURE 2-8	RAIDEURS DIFFERENTES EN TRACTION ET EN COMPRESSION.....	69
FIGURE 2-9	DESCRIPTION DU PROCESSUS DE REFERMETURE DE FISSURE.....	71
FIGURE 2-10	REGAIN PROGRESSIF DE RAIDEUR EN COMPRESSION LORS DE LA REFERMETURE D'UNE FISSURE.	71
FIGURE 3-1	PLAN ET VUE D'ENSEMBLE DU VIADUC DE SAINT OUEN.....	80
FIGURE 3-2	RENFORCEMENT ET FISSURES.	81
FIGURE 3-3	LOCALISATION DES CAROTTAGES SUR L'ENSEMBLE DU VIADUC.	82
FIGURE 3-4	LOCALISATION DES CAROTTAGES DANS LA VOUTE 3.	82
FIGURE 3-5	PRESENTATION DES CAROTTES EXTRAITES LORS DES DEUX CAMPAGNES DE CAROTTAGES.....	83
FIGURE 3-6	ENDOSCOPIE DU CAROTTAGE N°2.	84
FIGURE 3-7	L'ANALYSE VISUELLE PRESENTE 3 MATERIAUX DIFFERENTS.	84
FIGURE 3-8	POSITION DES EPROUVETTES DANS LA CAROTTE N°1.....	86
FIGURE 3-9	POSITION DES EPROUVETTES DANS LA CAROTTE N°2.....	86
FIGURE 3-10	POSITION DES EPROUVETTES DANS LA CAROTTE N°3.....	87

FIGURE 3-11	POSITION DES EPROUVETTES DANS LA CAROTTE N°4.....	87
FIGURE 3-12	POSITION DES EPROUVETTES DANS LA CAROTTE N°5.....	88
FIGURE 3-13	ECHANTILLONS UTILISES POUR LES MESURES DE POROSITE	88
FIGURE 3-14	ENCEINTE DE SATURATION EN EAU POUR LES MESURES DE POROSITE ET DE MASSE VOLUMIQUE.	89
FIGURE 3-15	TEST A L'ACIDE SUR LES PIERRES DE PAREMENT ET INTERIEURES.	91
FIGURE 3-16	DIFFRACTION DE RAYONS X SUR LA PIERRE INTERIEURE.	92
FIGURE 3-17	DIFFRACTION DE RAYONS X SUR LA PIERRE DE PAREMENT.....	92
FIGURE 3-18	DIFFRACTION DE RAYONS X SUR LES GRANULATS DU MORTIER.	93
FIGURE 3-19	DIFFRACTION DE RAYONS X SUR LE LIANT DU MORTIER.....	94
FIGURE 3-20	CYLINDRES AVANT LES ESSAIS EN COMPRESSION.....	96
FIGURE 3-21	FACIES DE RUPTURE APRES LES ESSAIS DE COMPRESSION.....	97
FIGURE 3-22	FACIES DE RUPTURE D'ECHANTILLON PAR FENDAGE.	97
FIGURE 3-23	DISPOSITIF D'ESSAI POUR LE MODULE D'ELASTICITE ET LE COEFFICIENT DE POISSON - PRESSE 600 kN.	98
FIGURE 3-24	DEFORMATIONS TRANSVERSALES ET LONGITUDINALES POUR LES ESSAIS DE COMPRESSION UNIAXIALE SUR LES EPROUVETTES DE PIERRE DE PAREMENT.	99
FIGURE 3-25	DEFORMATIONS TRANSVERSALES ET LONGITUDINALES POUR LES ESSAIS DE COMPRESSION UNIAXIALE SUR LES EPROUVETTES DE PIERRE INTERIEURE.	100
FIGURE 3-26	DEFORMATIONS TRANSVERSALES ET LONGITUDINALES POUR LES ESSAIS DE COMPRESSION UNIAXIALE SUR LES EPROUVETTES DE MORTIER.	100
FIGURE 3-27	ESSAI DE COMPRESSION POUR OBTENIR LE POST PIC - MORTIER.	102
FIGURE 3-28	RESULTAT DE L'ESSAI EN COMPRESSION POUR OBTENIR LE POST PIC - PIERRE DE PAREMENT.	102
FIGURE 3-29	RESULTAT DE L'ESSAI EN COMPRESSION POUR OBTENIR LE POST PIC - PIERRE INTERIEURE.....	103
FIGURE 3-30	RESULTAT D'UN ESSAI EN COMPRESSION POUR OBTENIR LE POST PIC - MORTIER. 104	
FIGURE 3-31	FACIES DE RUPTURE DE L'EPROUVETTE DE MORTIER EN COMPRESSION UNIAXIALE.....	104
FIGURE 3-32	ESSAI DE COMPRESSION D'UN COMPOSITE PIERRE - MORTIER - PIERRE.....	105
FIGURE 3-33	RESULTATS DES ESSAIS DE COMPRESSION UNIAXIALE DES COMPOSITES PIERRE - MORTIER.	106
FIGURE 3-34	EXEMPLE D'EPROUVETTE COMPOSITE POUR L'ESSAI DE FLEXION.....	107
FIGURE 3-35	DISPOSITIF D'ESSAI POUR LA FLEXION D'UN COMPOSITE PIERRE DE PAREMENT - MORTIER - PIERRE DE PAREMENT.....	107
FIGURE 3-36	RESULTATS DES ESSAIS DE FLEXION 3 POINTS SUR DES COMPOSITES PIERRE - MORTIER.	108
FIGURE 3-37	PROPAGATION DE LA FISSURE ENTRE LE MORTIER ET LA PIERRE DANS LE COMPOSITE LORS DE L'ESSAI DE FLEXION TROIS POINTS.	108

FIGURE 3-38	LOI DE COMPORTEMENT DE LA PIERRE DE PAREMENT.	110
FIGURE 3-39	LOI DE COMPORTEMENT DE LA PIERRE INTERIEURE.	110
FIGURE 3-40	LOI DE COMPORTEMENT DU MORTIER EN COMPRESSION.	111
FIGURE 3-41	SURFACE D'ADHERENCE ENTRE LA PIERRE ET LE MORTIER.	112
FIGURE 3-42	COURBES EXPERIMENTALES ET MODELISATION DES ESSAIS DE FLEXION DE COMPOSITES PIERRE - MORTIER - PIERRE.	113
FIGURE 3-43	MODELISATION DU MUR NUMERIQUE RESPECTANT LES PRESCRIPTIONS NORMATIVES.	114
FIGURE 3-44	LOIS DE COMPORTEMENT HOMOGENEISEES POUR LES MURS PIERRE DE PAREMENT - MORTIER (A) ET PIERRE INTERIEURE - MORTIER (B).	115
FIGURE 4-1	RELEVÉ DE DOMMAGES SUR LA TRAVÉE 3 - VUE LONGITUDINALE NORD.	122
FIGURE 4-2	RELEVÉ DE DOMMAGES SUR LA TRAVÉE 3 - VUE LONGITUDINALE SUD.	122
FIGURE 4-3	RELEVÉ DE DOMMAGES SUR LA TRAVÉE 3 - VUE DE DESSOUS.	122
FIGURE 4-4	IMPLANTATION DES CAPTEURS DANS LES VOUTES N°2, 3 ET 4.	123
FIGURE 4-5	MESURES DE FLECHES, D'ACCELERATIONS ET DE CHARGES SOUS TRAFIC REEL.	124
FIGURE 4-6	MESURES RELATIVES PAR FIL TENDU (A) ET ABSOLUES PAR CAMERA HAUTE RESOLUTION (B).	124
FIGURE 4-7	MESURE DE CHARGES DE ROUES SOUS PASSAGE DU CONVOI FRET LE PLUS SOLLICITANT.	124
FIGURE 4-8	MESURE DE FLECHES SOUS LA VOUTE 3 SOUS PASSAGE DU CONVOI FRET LE PLUS SOLLICITANT.	125
FIGURE 4-9	MODELISATION GEOMETRIQUE PAR ZONES.	126
FIGURE 4-10	COUPES LONGITUDINALE ET TRANSVERSALE POUR LA MODELISATION PAR ZONES - INTERFACE UTILISATEUR DEVELOPPEE POUR L'ENTREE DES DONNEES, LA PREPARATION DES APPUIS ET DES CHARGEMENTS ET LE POST TRAITEMENT.	126
FIGURE 4-11	MODELISATION DE L'ENSEMBLE « BALLAST - TRAVERSES » EN ELASTIQUE LINEAIRE POUR LA DIFFUSION DES CHARGES.	127
FIGURE 4-12	MESURE DU DEPLACEMENT VERTICAL DES PILES SOUS LE CONVOI LE PLUS SOLLICITANT.	128
FIGURE 4-13	DETERMINATION DE LA RAIDEUR DES RESSORTS DE FONDATION.	128
FIGURE 4-14	APPLICATION PROGRESSIVE DE LA DENIVELLATION D'APPUI SPECIFIQUE POUR RETROUVER LE FACIES DE FISSURATION OBSERVE SUR L'OUVRAGE ETUDIE.	129
FIGURE 4-15	APPLICATION PROGRESSIVE D'UN TRAIN A LA POSITION LA PLUS DEFAVORABLE. 130	
FIGURE 4-16	VISUALISATION DES OUVERTURES DE FISSURES SOUS POIDS PROPRE.	131
FIGURE 4-17	GRAPHIQUE SOMME DES REACTIONS D'APPUIS VS DEPLACEMENT VERTICAL EN PIED DE VOUTE ET EN CLE DE VOUTE SOUS POIDS PROPRE.	131
FIGURE 4-18	VISUALISATION DES POSITIONS ET OUVERTURES DE FISSURES SOUS LE TASSEMENT COMBINE PROGRESSIF DE L'APPUI N°2.	132

FIGURE 4-19	VISUALISATION DES POSITIONS ET OUVERTURES DE FISSURES SOUS CHARGEMENT D'UN TRAIN A LA POSITION LA PLUS DEFAVORABLE.	133
FIGURE 4-20	GRAPHIQUE SOMME DES REACTIONS D'APPUI VS DEPLACEMENT VERTICAL EN PIED DE VOUTE ET EN CLE DE VOUTE SOUS POIDS PROPRE, TASSEMENT D'APPUI PUIS CHARGEMENT JUSQU'A NON CONVERGENCE.	134
FIGURE 4-21	ENDOMMAGEMENT DE COMPRESSION SOUS POIDS PROPRE, A LA FIN DU TASSEMENT D'APPUI ET JUSQU'A NON CONVERGENCE PAR UN TRAIN « NUMERIQUE ».....	136
FIGURE 4-22	ORGANIGRAMME RECAPITULATIF DE LA MODELISATION PROPOSEE.	137
TABLEAU 3.1	RECAPITULATIF DES CAROTTES EXTRAITES DU VIADUC DE SAINT OUEN.	83
TABLEAU 3.2	RECAPITULATIF DES RESULTATS DE MASSE VOLUMIQUE ET DE POROSITE PAR DES ESSAIS DE DESSICCATION SUR 7 EPROUVETTES DE CHAQUE TYPE MATERIAU.	89
TABLEAU 3.3	RECAPITULATIF DES MESURES ULTRASONORES.....	95
TABLEAU 3.4	RECAPITULATIF DES ESSAIS DE COMPRESSION UNIAXIALE.....	96
TABLEAU 3.5	RECAPITULATIF DES ESSAIS DE FENDAGE.....	98
TABLEAU 3.6	RECAPITULATIF DES RESULTATS OBTENUS POUR LES MODULES D'ELASTICITE ET LE COEFFICIENT DE POISSON.....	101
TABLEAU 3.7	COMPARATIF DES MODULES D'ELASTICITE STATIQUES ET DYNAMIQUES.....	101
TABLEAU 3.8	LES PARAMETRES DETERMINES POUR CHAQUE MATERIAU.....	109
TABLEAU 3.9	LES PARAMETRES DETERMINES POUR CHAQUE MUR NUMERIQUE.....	115
TABLEAU 4.1	PARAMETRES UTILISES POUR LA MODELISATION DE L'ENSEMBLE « BALLAST - TRAVERSES ».....	127
TABLEAU 4.2	COMPARAISON DES ANALYSES DU VIADUC DE ST OUEN A L'AIDE DES METHODES EXISTANTES.....	135

AUTHOR: Thomas STABLON

TITLE: Methodology for masonry arch bridges assessment

ABSTRACT: Managers of railways need to preserve the railway heritage and maintain the structures ability to support traffic. Analyzing and predicting the structures behavior is increasingly significant. The research program aims to develop an overall methodology for the masonry arch bridges analysis. It includes a numerical tool for the diagnosis of the observed pathologies.

A literature review defines the types of masonry bridges with their specificities and identifies the different existing calculation methods.

The developed model is a damage model with distributed anisotropic cracking adapted to masonry and integrated into a finite element code. Without imposed cracks, it is possible to find the cracking pattern of a structure considering various loads.

The overall methodology of masonry arch bridges analysis, described in this thesis, includes investigations on site: cores, measurements under traffic, existing crack pattern. The cores are used to characterize individual materials and a method for obtaining homogenized parameters is proposed in order to model the masonry behavior.

The proposed methodology is illustrated with the study of a viaduct in St Ouen (close to Paris). It allows investigating different support displacements in order to retrieve the causes of the observed cracks on the structure. The bridge geometry, loads, boundary conditions and post-processing can be easily given using a user interface developed as part of this thesis. The results are presented and discussed.

KEYWORDS: Assessment, arch bridge, vault, masonry, damage, mechanical behavior, homogenization, FEM model.

AUTEUR : **Thomas STABLON**

TITRE : **Méthodologie pour la requalification des ponts en maçonnerie**

DIRECTEUR DE THESE : **Alain SELLIER**

LIEU ET DATE DE LA SOUTENANCE : **Toulouse, le 4 octobre 2011**

RESUME : La conservation du patrimoine ferroviaire et l'exploitation adaptée des ouvrages est une des priorités des gestionnaires des réseaux ferroviaires. Pour cela, il convient de connaître les ouvrages d'art du réseau afin de pouvoir analyser et prédire leur état tout au long de leur vie. Cette thèse a pour objectif de développer une méthodologie globale pour l'analyse des ponts en maçonnerie s'appuyant sur un outil numérique d'aide au diagnostic des pathologies observées.

Une étude bibliographique définit la typologie des ponts en maçonnerie avec leurs spécificités et inventorie les pathologies courantes et les différentes méthodes de calcul existantes.

Le modèle choisi, dont le développement et l'adaptation aux maçonneries sont présentés dans cette étude, est un modèle d'endommagement avec fissuration anisotrope répartie, intégré dans un code de calcul aux éléments finis. Sans prédisposer les fissures, il est possible de retrouver le faciès de fissuration d'une structure sous diverses sollicitations.

La méthodologie globale d'analyse d'un pont en maçonnerie exposée dans cette thèse inclut des investigations sur site : carottages, mesures sous trafic, relevés de fissures. Les carottages permettent de caractériser individuellement les matériaux et une méthode d'obtention des paramètres homogénéisés est proposée afin de modéliser le comportement des maçonneries constituant le pont.

La méthodologie préconisée est illustrée à l'aide de l'étude du viaduc de St Ouen. Elle permet notamment de rechercher les mouvements d'appuis à l'origine de fissures observées in situ. La géométrie du pont, les chargements, les conditions aux limites et le post traitement sont facilités par une interface utilisateur développée dans le cadre de cette thèse. Les résultats obtenus sont présentés et discutés.

MOTS CLES : Requalification, ponts, voûte, maçonnerie, endommagement, comportement mécanique, homogénéisation, modélisation, calcul, expertise.

DISCIPLINE ADMINISTRATIVE : **Génie Civil**

LMDC
135 avenue de Ranguel
31077 TOULOUSE CEDEX 4

Direction de l'ingénierie - SNCF
6 avenue François Mitterrand
93574 LA PLAINE SAINT DENIS