

Thèse

N° d'ordre 835

# Méthode de requalification des ponts en maçonnerie

Présentée devant

L'Institut National des Sciences Appliquées  
de Toulouse

Pour obtenir le titre de

Docteur en génie civil

Par

Nathalie DOMEDE

Soutenue le 11 juillet 2006 devant la Commission d'examen composée de

*Ginette ARLIGUIE*

*François BUYLE-BODIN*

*Karam SAB*

*Gérard PONS*

*André GUILLERME*

*Alain SELLIER*

*Bernard PLU*

*Présidente du jury - UPS Toulouse*

*Rapporteur - DRAST Ministère de l'Équipement*

*Rapporteur - LAMI (ENPC/LCPC) Marne la Vallée*

*Directeur de thèse - INSA Toulouse*

*Co-directeur de thèse - CDHT Paris*

*Examineur - UPS Toulouse*

*Invité - SNCF Paris*



# **Méthode de requalification des ponts en maçonnerie**

Thèse présentée par

Nathalie Domède

préparée au

Laboratoire Matériaux et Durabilité des  
Constructions

De Toulouse

Et au

Centre d'Histoire des Techniques

De Paris

Avec la collaboration de la

Société Nationale des Chemins de Fer

Et de

Réseau Ferré de France



## Remerciements

La recherche présentée ici a été menée au Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC) de Toulouse, en collaboration avec le Centre d'Histoire des Techniques (CDHT) de Paris. Je remercie Ginette ARLIGUIE, directrice du LMDC, et André GUILLERME, directeur du CDHT, d'avoir permis cette association inédite entre deux laboratoires de domaines scientifiques différents, sans laquelle ce travail n'aurait pu naître. Je leur suis reconnaissante pour leur soutien chaleureux.

Déjà en poste à l'INSA de Toulouse comme professeur agrégé au démarrage de cette thèse, j'ai eu la chance d'obtenir un allègement de ma charge d'enseignement et d'avoir ainsi le temps nécessaire pour mener à bien mes travaux dans un délai raisonnable. Je remercie Michel ROUSTAN et les membres du Conseil Scientifique de l'INSA, ainsi que Raoul FRANÇOIS, directeur du département Génie Civil, d'avoir autorisé cet aménagement de service.

Je remercie très sincèrement Gérard PONS d'avoir accepté de diriger cette thèse originale, puis de m'avoir guidée, conseillée, tout en me laissant une grande liberté d'action. Je remercie de même Alain SELIER d'avoir accepté de m'encadrer, de s'être montré disponible malgré ses multiples activités, et de m'avoir fait bénéficier de son savoir et de ses idées. Je mesure aujourd'hui, après achèvement de cette thèse, à quel point ces deux hommes m'ont aidée à progresser, par la pertinence de leurs conseils et de leurs critiques. Un grand merci pour leur soutien et leur bienveillance pendant ces quatre années de recherche.

Je remercie vivement M. Karam SAB et M. François BUYLE-BODIN de m'avoir fait l'honneur d'être rapporteurs de ce mémoire, ainsi que M. Bernard PLU, ingénieur à la direction ingénierie de la SNCF, pour tout l'intérêt qu'il a porté à cette thèse et à ses développements futurs.

Je remercie les personnels de la direction toulousaine de la SNCF pour leur accueil, en particulier M. DUPOUY et M. BAQUE qui m'ont orientée dans les sous-sols de la gare Matabiau et laissé libre accès aux archives de la Compagnie des Chemins de fer du Midi, conservées à Toulouse. Tout a commencé là.

Je tiens à remercier bien sûr, tous les collègues du LMDC et de l'INSA qui m'ont apporté leurs compétences ou qui, par leur écoute et leur marque de sympathie, m'ont encouragée et accompagnée tout au long de cette recherche.



# Méthode de requalification des ponts en maçonnerie

## RÉSUMÉ

Sur le réseau ferroviaire français, 43% des ouvrages sont en maçonnerie soit environ 18000 ponts. Pour RFF et tous les gestionnaires d'un parc d'ouvrages d'art de ce type, la requalification des ouvrages anciens est donc une nécessité, dans la mesure où elle participe à l'optimisation de l'exploitation des ressources, et facilite l'adaptation à de nouveaux besoins face à un trafic qui évolue sans cesse. Le calcul des ponts en maçonnerie s'inscrit dans cette démarche. Mais il est peu utilisé faute d'outil efficace vis à vis du comportement en service. Cette thèse a pour but de construire un modèle de calcul pour mieux comprendre comment les ponts en maçonnerie résistent. La méthode de recherche est construite en trois étapes.

La première étape est une recherche historique. Elle a abouti à la description précise des ponts d'une ancienne ligne de chemin de fer construite dans le département du Tarn vers 1870. Ils sont tous conçus suivant le même principe et avec les mêmes matériaux, parfaitement identifiés : pierre calcaire, brique pleine moulée, mortier de chaux hydraulique.

Dans la seconde étape, ces matériaux identifiés ont été testés mécaniquement. A la suite de cette recherche expérimentale, un modèle de comportement mécanique a été proposé, pour chacun d'eux individuellement, puis pour les maçonneries dans leur ensemble, par homogénéisation non linéaire. Un modèle est également proposé pour l'interface entre les joints de mortier et les blocs.

La troisième étape est le calcul de l'un des ouvrages de la ligne par la méthode des éléments finis, à l'aide du code CASTEM. Le maillage est construit en trois dimensions. Il inclut toutes les parties de l'ouvrage, culées, murs, voûte, bandeaux, remplissage. L'ouvrage est divisé en voussoirs homogénéisés, liés entre eux par des joints qui peuvent s'ouvrir en traction, comme des fissures, et glisser. Deux types de conditions aux limites sont envisagées : blocage total sur le sol, ou bien appuis élastiques glissants. Le pont est soumis au poids d'un véhicule dont l'intensité est croissante jusqu'à rupture de l'ouvrage. Une étude paramétrique est fournie pour déceler les facteurs influençant la sécurité du pont.

Finalement, des développements sont proposés pour améliorer nos connaissances sur les ponts maçonnés. Ils doivent permettre de se rapprocher au mieux de la réalité et de la diversité des ponts existants.

-----  
**Mots-clé** : requalification, expertise, ponts, voûtes, maçonnerie, briques, mortier, chaux, pierre, éléments finis, éléments joints, modélisation.  
 -----



# Assessment of masonry arch bridges

## ABSTRACT

In the French railway system, 43% of all bridges are masonry bridges. For Réseau Ferré de France and all the owners who have to maintain existing structures, the evaluation and renovation of old bridges are necessary in order to allow for a more aesthetically pleasing environment and to make adaptations to new requirements of the traffic easier. The computation and modelling of masonry bridges is one strategy available. It is unusual to compute a vault for lack of efficient realistic tool describing precisely the behaviour under service load. The aim of this thesis is to build a model allowing to analyze and understand how masonry bridges resist.

The method is a three step process.

It first deals with historical research and has resulted in the accurate description of the bridges built for a railway line by the Compagnie des Chemins de Fer du Midi, in the south west of France, in 1870. They were all designed using the same techniques and materials such as limestone, moulded bricks and hydraulic lime mortar.

Secondly, an experimental method to test the materials used to create the structure has been worked out. It has resulted in the creation of models of their mechanistic behaviour, one for each of the three materials composing the masonries and for each of the complete masonry, by non-linear numerical homogenisation method. The interface between blocks and bonds has been modelled too. Thirdly, some calculations on one of the railway bridges by FEM have been run. The mesh is built in 3D. It describes all the parts of the bridge, including the vault, the spandrel walls, the abutments and the filling. The bridge is divided into homogenised macro-elements, tied by interface bonds which break in tension like cracks. Two types of boundaries conditions have been considered in this situation : when displacement is impossible on the ground or when the bridge is elastically supported with permitted sliding. The load applied on the bridges comes from two axles whose intensity increases until collapse. A parametric study has been made to find the factors involved in the bridge security.

Finally, future developments have been proposed to enhance our knowledge of old masonry arches. Their aim is to approach the reality and variety of existing bridges.

-----  
**Key-words** : assessment, evaluation, arch bridges, vault, masonry, bricks, mortar, hydraulic lime, stone, finite elements, joint element, modelling.  
 -----



## SOMMAIRE

<b>Thèse</b>		<b>13</b>
I	LA PROBLEMATIQUE	13
II	CONCEPTION ET CALCUL DES PONTS EN MAÇONNERIE	17
III	UNE ANCIENNE LIGNE DE CHEMIN DE FER	62
IV	COMPORTEMENT MECANIQUE DES MATERIAUX EN PRESENCE	92
V	CALCUL D'UN OUVRAGE VOUTE	138
VI	BILAN ET PERSPECTIVES	178
 <b>Sources primaires</b>		 <b>186</b>
<b>Bibliographie</b>		<b>190</b>
<b>Table des illustrations : <i>figures</i></b>		<b>198</b>
<b>Table des illustrations : <i>tableaux</i></b>		<b>202</b>



# **I LA PROBLEMATIQUE**

Pourquoi s'intéresser aux ponts en maçonnerie ? Ces ouvrages d'art ont une allure plutôt massive et solide, et leur longévité nous rassure sur leur fiabilité. Mais, en réalité, ces vieux ponts sont plus ou moins bien portants. Ce n'est pas de pathologie ou de guérison dont il va être question ici, mais d'histoire et de mécanique, associées pour répondre à une question simple : comment un pont en maçonnerie résiste-t-il ? Il est utile, aujourd'hui, de se poser cette question, nous allons voir pourquoi dans cette introduction. Puis, après avoir précisé la nature et la spécificité du sujet, nous présenterons la méthode générale adoptée pour cette recherche.

Le réseau ferré national inclut 41500 ponts de portée supérieure à 2m, dont 18050 en maçonnerie, soit 43% des ouvrages en service. Pour RFF<sup>1</sup>, propriétaire de ce patrimoine, et la SNCF<sup>2</sup>, exploitant du réseau, la maintenance des ponts en maçonneries de pierre et de briques, est une nécessité. Elle l'est également pour l'Etat et ses collectivités territoriales dans la gestion du réseau routier. L'entretien des ponts maçonnés passe par une inspection régulière sur site, se traduisant par le constat d'éventuelles pathologies et la mise en œuvre, le cas échéant, de réparations. Cet entretien s'inscrit dans une démarche de « conservation » du patrimoine, dans le sens d'une conservation en l'état la plus longue possible. Cependant, les sollicitations exercées sur les ouvrages, en terme de trafic, évoluent (conduisant parfois à leur élargissement), alors qu'en parallèle, les ponts continuent à vieillir. Une méthode d'évaluation de l'aptitude au service des ponts anciens prend ici tout son sens. Elle s'inscrit dans une démarche de « requalification » des ouvrages d'art. Pour les maîtres d'ouvrages, elle est utile dans la mesure où elle participe à l'optimisation de l'exploitation des ressources et facilite l'adaptation à de nouveaux besoins.

Le calcul des ponts voûtés s'inscrit dans cette démarche. Mais il reste rarement exécuté faute de disposer d'un outil simple et performant intégrant le comportement de toutes les parties du pont étudié, en service et jusqu'à la ruine, dans les trois dimensions de l'espace. Le but de la recherche qui est présentée ici est de progresser dans ce domaine précis et de proposer une méthode de calcul réaliste des ponts maçonnés.

Schématiquement, il y a trois spécificités dans ce sujet. Tout d'abord, nous avons à faire à des ouvrages existants, construits il y a plus de cents ans, avec des techniques oubliées. De plus, ils ont été bâtis avec des matériaux qui ne sont plus utilisés aujourd'hui et qui ont vieilli. Enfin, l'objet de l'étude n'est pas un phénomène méconnu, ou un matériau nouveau, ou un procédé innovant, mais l'ensemble d'un pont composé de plusieurs éléments, de plusieurs matériaux et d'une multitude de phénomènes complexes. La méthode de recherche entreprise pour cette thèse et l'exposé qui va vous en être fait, suivent cette triple problématique.

Au préalable, nous ferons le point sur les éléments connus au démarrage de la recherche. Cette étude bibliographique, présentée au chapitre II, concerne les techniques de construction des ponts en maçonnerie, les matériaux en présence et, surtout, les méthodes de calcul existantes. Ce constat

---

<sup>1</sup> Réseau Ferré de France.

<sup>2</sup> Société Nationale des Chemins de fer Français.

indispensable doit permettre de choisir l'orientation ultérieure.

L'étude du comportement des ouvrages anciens sous-entend l'accès à des ouvrages réels à expertiser, constituant un ensemble cohérent d'études de cas possibles (âges et techniques similaires). Un groupe d'ouvrages d'art a été choisi, plus exactement, une ligne complète de chemin de fer. Elle sera présentée au chapitre III. A partir d'un travail sur archives, il s'agit d'apporter des réponses à des questions telles que : comment les ouvrages ont-ils été construits ? Sont-ils tous identiques ? Sont-ils reconnaissables dans un schéma national, ou typiquement régional ? De quoi sont faites les parties internes cachées ? D'où viennent les matériaux et quels sont-ils ?

Ces matériaux constitutifs étant identifiés, nous nous intéresserons de près à leur comportement mécanique. Pour développer une méthode de calcul d'un pont, il faut disposer de lois de comportement simples et réalistes. Si, dans le cas présent, elles sont inconnues, il faudra donc les déterminer par des essais. Les techniques et procédures expérimentales actuelles peuvent-elles s'adapter à des matériaux anciens, de plus composites ? Si oui, comment ? Le chapitre IV répondra à ces questions, avant de proposer des modèles théoriques de comportement des maçonneries en présence.

Enfin, au chapitre V, le calcul de l'un des ouvrages de la ligne de chemin de fer choisie, est présenté et analysé. Peut-on, à l'issue du calcul, mettre en évidence des pathologies observées ? ou conclure quant au rôle des différentes parties du pont ? Si nous parvenons à répondre à ces questions, alors nous aurons démontré que le calcul des ponts voûtes en maçonnerie peut participer efficacement à leur maintenance et à leur évolution. Peut-être ce calcul « prototype » sera-t-il généralisable, ultérieurement, au plus grand nombre, voire à d'autres types d'ouvrages anciens ?

Ainsi, la problématique relative à la thèse présentée maintenant associe la recherche historique, les sciences des matériaux, et les techniques de calcul les plus récentes dans une logique commune : comprendre le comportement de ponts plus que centenaires pour leur apporter des soins adaptés et durables.



## **II      CONCEPTION ET CALCUL DES PONTS EN MAÇONNERIE**

## SOMMAIRE DU CHAPITRE II

<b>II.1</b>	<b>Les ponts en maçonnerie au XIX<sup>e</sup> siècle en France.</b>	<b>19</b>
II.1.1	Terminologie et conception des ponts en maçonnerie au XIX <sup>e</sup> siècle.	20
II.1.2	Matériaux utilisés.	23
	* <i>La brique.</i>	23
	* <i>La pierre.</i>	24
	* <i>Chaux et mortier de chaux.</i>	25
	* <i>Le béton.</i>	37
II.1.3	Conclusion.	38
<b>II.2</b>	<b>Le calcul des voûtes maçonnées.</b>	<b>39</b>
II.2.1	Jusqu'au XVIII <sup>e</sup> siècle.	39
II.2.2	Du XIX <sup>e</sup> siècle à 1950.	40
II.2.3	De 1950 à aujourd'hui.	42
	* <i>Le calcul à la rupture.</i>	42
	* <i>Comportement mécanique de la maçonnerie.</i>	44
	* <i>Éléments finis et éléments distincts.</i>	56
	* <i>De la voûte 2D au pont 3D.</i>	58
II.2.4	Conclusion.	59

## II.1 LES PONTS EN MAÇONNERIE AU XIX<sup>e</sup> SIECLE EN FRANCE.

*Nous rechercherons comment les solutions les plus satisfaisantes peuvent être obtenues, soit sous le rapport de l'art [...], soit sous le rapport de l'exécution des travaux, en apportant la plus grande économie dans les dépenses, sans rien sacrifier des conditions de stabilité et de durée qui sont dans tous les cas absolument nécessaires.*

Ces propos tenus par Lechalas en 1888<sup>3</sup> résument les objectifs des bâtisseurs du XIX<sup>e</sup> siècle. Ainsi, il s'agissait, comme aujourd'hui, de construire le moins cher possible un ouvrage beau, résistant et durable.

Sur la base de l'œuvre de Perronet et des autres constructeurs du XVIII<sup>e</sup> siècle, les ingénieurs du XIX<sup>e</sup> siècle ont continué à faire progresser les techniques et les sciences impliquées dans la construction des ponts en maçonnerie. Paul Séjourné est l'un des plus brillants acteurs de son temps. *Grandes Voûtes*, livre technique en cinq tomes publié en 1916, rassemble toutes les connaissances antérieures, ses propres innovations et les progrès accomplis par tous les ingénieurs de sa génération. Quels sont ces progrès ?

Tout d'abord, les découvertes faites sur les chaux et les mortiers facilitent et accélèrent l'exécution des travaux, et participent au développement des bétons. Par ailleurs, la théorie de l'élasticité toute récente est intégrée au calcul des voûtes que l'on souhaite de plus en plus rigoureux et « scientifique ». En parallèle, les méthodes de construction sont affinées en optimisant les phasages d'exécution. Ainsi, les progrès accomplis en matière de méthodes et de calculs sur les ponts en maçonnerie, appliqués plus tard aux autres ouvrages, s'inscrivent dans leur siècle et dans la longue durée.

Pourtant, on le sait, l'utilisation de la maçonnerie pour la construction des ouvrages d'art va disparaître. Parce qu'au tout début du siècle qui nous intéresse ici, un autre matériau aborde le domaine de la construction des ponts : le fer. Avec la révolution industrielle, le fer puis l'acier sont produits en quantités industrielles et inondent le marché des ouvrages d'art. L'essor spectaculaire des chemins de fer à partir de 1840, et l'accroissement de la demande en ponts et grands ouvrages qui en découle, donnent l'occasion aux deux techniques, maçonnerie et métal, de rivaliser. Le ciment et l'acier progressent en parallèle, et donnent naissance ... au béton armé. D'abord procédé constructif appliqué au bâtiment, le béton renforcé d'armatures en acier prend place petit à petit dans le génie civil et s'imposera comme LE matériau du XX<sup>e</sup> siècle. La rédaction du premier

---

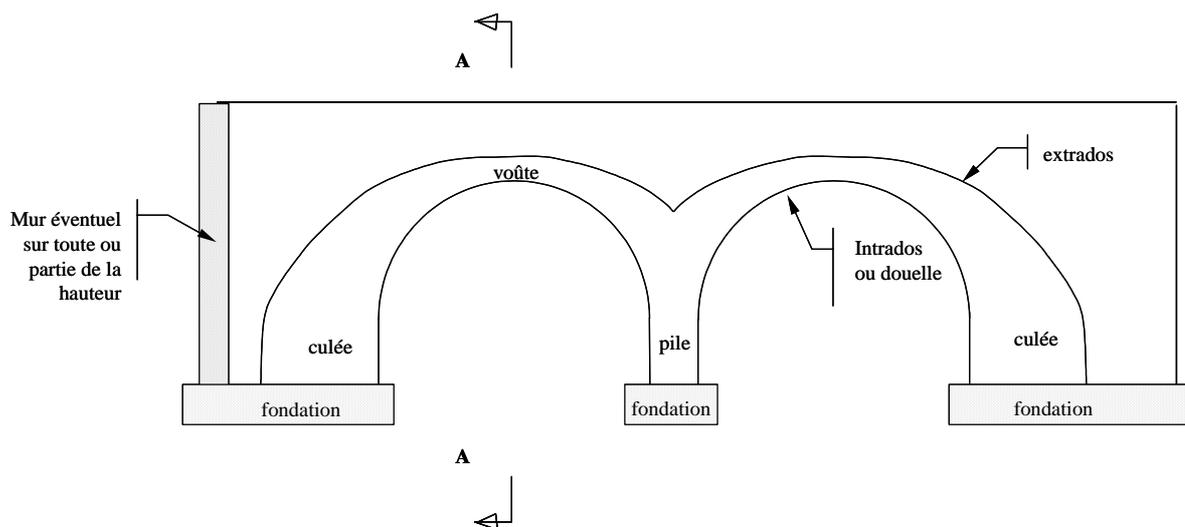
<sup>3</sup> *Encyclopédie des Travaux Publics*, fondée par M-C. LECHALAS, Paris : Baudry et Cie, 1888, Partie « Ponts en maçonnerie », Avant Propos p.10.

règlement de calcul du « ciment armé » en 1906 officialise la construction des ponts en béton et marque la fin des ponts en maçonnerie. Ainsi, après des siècles de progrès et des centaines d'ouvrages d'art construits en pierre et en briques, le XIX<sup>e</sup> siècle est à la fois l'apogée et l'aboutissement d'un système technique qui disparaîtra d'un seul coup à la fin de la première guerre mondiale<sup>4</sup>.

Il ne s'agit pas ici de décrire tous les ouvrages construits entre 1800 et 1900, ou d'en faire un inventaire détaillé. Des auteurs le proposent déjà, tels que Marcel Prade, Bernard Marrey et Jean Mesqui<sup>5</sup>. Il s'agit ici de concentrer les informations utiles pour une expertise actuelle de ces ouvrages anciens. Après avoir précisé la terminologie que nous utiliserons, nous parlerons donc essentiellement des matériaux utilisés, pierre, brique, chaux, mortier, béton.

### II.1.1 Terminologie et conception des ponts en maçonnerie au XIX<sup>e</sup> siècle.

Les étapes de construction d'un pont en maçonnerie sont, dans l'ordre : exécution des fondations, des culées, de la voûte, puis des murs latéraux (murs dits « de tête » pour les ponts à une travée, murs dits « tympan » pour les ponts à plusieurs travées), et enfin remplissage de l'espace libre entre les murs et l'extrados de la voûte. Ce « remplissage » recevra la voie de circulation (routière ou ferroviaire). Il existe parfois un mur transversal qui ferme le remplissage en amont et en aval de la voie de circulation, sur toute ou partie de la hauteur de l'ouvrage.



<sup>4</sup> La construction des lignes de chemin de fer du sud-ouest de la France s'étale de 1856 à 1929. La majorité fut construite entre 1860 et 1870.

<sup>5</sup> Marcel PRADE, *Ponts et viaducs au XIXe siècle : techniques nouvelles et grandes réalisations françaises*. Poitiers : Brissaud, 1988 ; Bernard MARREY, *Les ponts modernes, 18ème - 19ème siècle*. Paris : Picard, 1990 ; Jean MESQUI, *Le Pont en France avant le temps des ingénieurs*. Paris : Picard, 1986, Collection : Grands manuels Picard,.

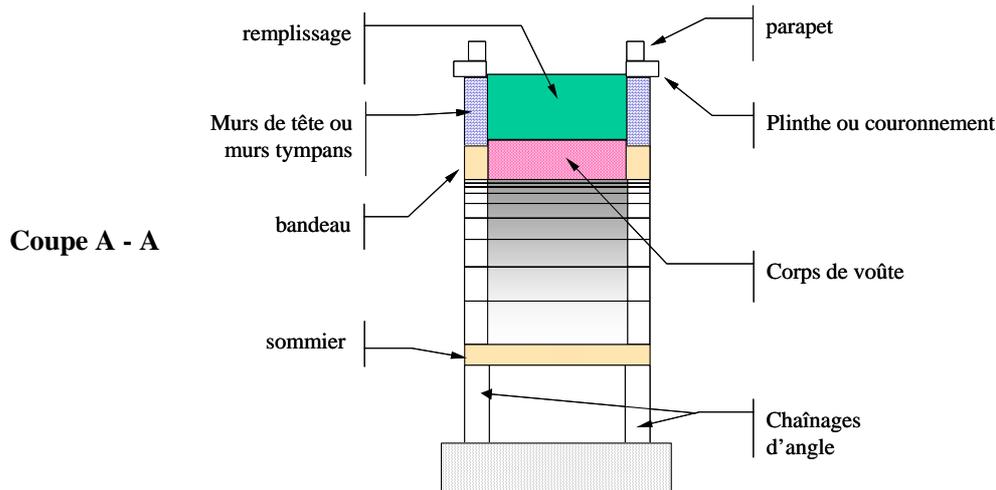


Figure 1 - Terminologie des ponts en maçonnerie.

Les voûtes sont construites sur une charpente provisoire, en bois, appelé cintre. Le cintre s'appuie sur le sommier, zone de la pile renforcée à cet effet. Si le cintre ne s'appuie que sur les sommiers, il est dit « retroussé ». Cette disposition est particulièrement avantageuse pour les ouvrages qui franchissent un cours d'eau puisque la navigation est laissée libre. Par ailleurs, il n'y a pas d'appui(s) intermédiaire(s) à prévoir dans le courant (opération toujours délicate). Dans le cas contraire, le cintre est dit « fixe ». Des appuis intermédiaires sont alors construits, ils permettent d'alléger la charpente. Le cintre était conçu pour supporter tout le poids de la voûte, jusqu'à ce que Paul Séjourné développe une méthode de construction dite par rouleaux successifs : le bandeau (Figure 1) est alors multiple, composé de plusieurs bandeaux superposés, construits par morceaux clavés entre eux dans un ordre précis. Avec ce procédé constructif, le premier bandeau construit participe au support des bandeaux et des structures construites ultérieurement, et allège le travail du cintre. Cette méthode de construction n'a été utilisée qu'après 1880, par exemple sur le pont Antoinette sur l'Agoût, dans le Tarn, en 1883.

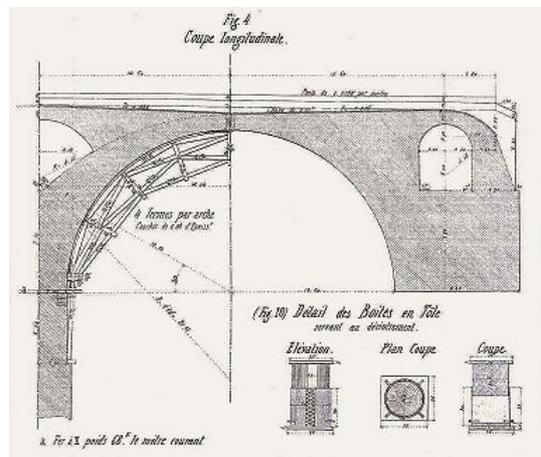


Figure 2 - Cintre et boîtes à sable du Viaduc d'Albi; d'après archives SNCF.

L'opération la plus délicate reste la dépose du cintre appelée « décintrement ». C'est après cette opération que, pour la première fois, les matériaux du pont travaillent. Trois techniques de décintrement ont été utilisées : par coin, par boîte à sable (ou sac de sable), par vérin. Cette dernière technique fut surtout employée en Allemagne, nous informe Séjourné<sup>6</sup>, et très peu en France. La première technique consistait à prévoir au préalable des « coins » en bois, supprimés à coups de masse lors du décintrement, permettant ainsi au cintre de se décoller. Mais pour les travées supérieures à 12m, « *les bois s'impriment l'un dans l'autre, l'humidité les gonfle, et il est à peu près impossible de les faire glisser* ». Ainsi, les boîtes à sable sont, en France, « *à peu près le seul [appareil] employé* »<sup>7</sup>. Elle permet au cintre d'être déposé en douceur, avec le minimum de désordres. Dans le domaine des chemins de fer, elle fut employée pour la première fois pour la construction du Pont-de-Piles, construit entre 1846 et 1848 en Indre-et-Loire, sur la ligne Paris – Bordeaux<sup>8</sup>.

Pour définir la forme géométrique du pont, les ingénieurs s'adaptèrent au gabarit de passage et la longueur à franchir (hauteur et largeur utiles). L'épaisseur en clé de la voûte étaient ensuite déterminée à l'aide de formules empiriques, rappelées par Séjourné dans le tome III des *Grandes Voûtes*<sup>9</sup>. Pour le tracé de l'intrados, on choisissait une équation mathématique, circulaire ou non. La voûte est dite « plein cintre » si le tracé de l'intrados est un demi cercle. Dans le cas d'un arc de cercle dont le centre est plus bas que les naissances (point d'intersection de la voûte et de ses appuis), l'arc est dit « surbaissé ». L'intrados peut être constitué d'une suite d'arcs de cercle de centre différents formant alors une « anse de panier » (Figure 3). Enfin,

*Les arches d'un pont étant terminées, il faut [...] combler les vides existant entre leurs reins, c'est-à-dire exécuter un remplissage ou remblai maintenu à l'amont et à l'aval par des murs de soutènement, reposant sur les piles et les têtes de voûtes. [...] On donne à ces murs le nom de tympan. Ils sont l'une des parties les moins importantes par elle même de l'ouvrage et ne prennent d'autre valeur que celle que l'on parvient à leur donner à l'aide de dispositions plus ou moins heureuses*<sup>10</sup>.

Les propos de Degrand témoignent ici du peu d'importance qu'on attribuait au XIX<sup>e</sup> siècle aux murs vis à vis de la résistance du pont, puisque les « dispositions » dont il s'agit ici sont purement esthétiques et architecturales. La totalité de la résistance de l'ouvrage était réservée à la voûte elle-même.

<sup>6</sup> Paul SEJOURNE. *Grandes Voûtes*. tome V. p. 153.

<sup>7</sup> *Ibid.* tome V, p. 153.

<sup>8</sup> D'après Olivier BACHET *et al.* *Le patrimoine de la SNCF et des chemins de fer français*, Paris : Flohic, tome 1, p.65.

<sup>9</sup> Ainsi que par Alain LOOTVOET dans *Technologie des maçonneries*, document LCPC, ministère de l'urbanisme et du logement, 1981. p. 54.

<sup>10</sup> DEGRAND, *Les ponts en maçonnerie*, 1888, Encyclopédie des travaux publics, p. 392.

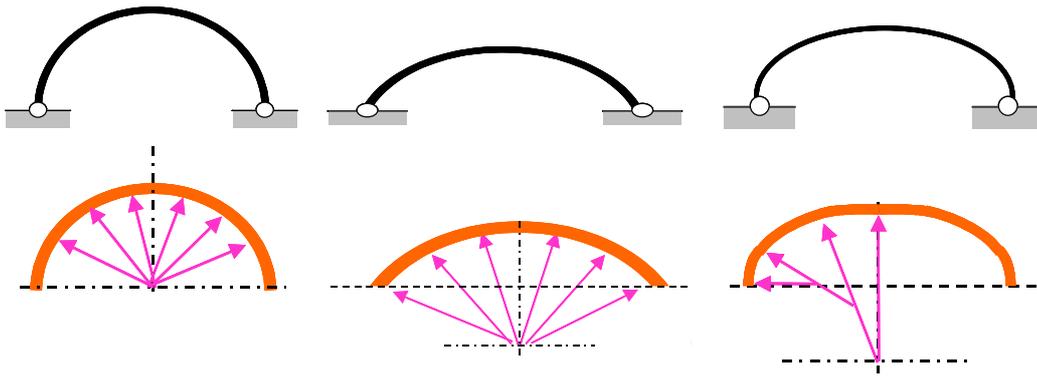


Figure 3 - Géométrie des voûtes. De gauche à droite : Voûte plein cintre, voûte surbaissée, voûte en anse de panier.

## II.1.2 Matériaux utilisés.

### \* *La brique.*

On le sait, la brique est le matériau de construction principal des bâtiments et des ouvrages de génie civil de la région toulousaine, et de la région d'Albi. Selon Valérie Nègre<sup>11</sup>, « *omniprésente dans les édifices publics, elle ne se généralise cependant qu'au XIX<sup>e</sup> siècle dans la construction courante* ». A cette époque, la production se développe en une multitude de petites unités de productions artisanales parsemées sur tout le territoire régional. « *Contrairement à ce qui se produit [...] autour de Paris et de Marseille, en Normandie ou en Bourgogne, le développement de la production ne s'accompagne pas d'une transformation profonde du matériau*<sup>12</sup> ». Alors que dans ces régions la mécanisation s'étend, elle ne s'imposera en Midi Toulousain qu'au cours du XX<sup>e</sup> siècle avec la concentration de la production automatisée en, essentiellement, deux entreprises d'origine familiale, Gélis et Guiraud<sup>13</sup>. Ainsi, au XIX<sup>e</sup> siècle, dans la région qui nous intéresse, les étapes de fabrications restent essentiellement manuelles, et l'activité saisonnière (Figure 4). A l'automne, on extrait l'argile, à la pioche. On la laisse « pourrir » (stockage) pendant tout l'hiver. La préparation de la pâte (broyage, addition d'eau, malaxage) démarre au printemps. Les briques sont moulées dans un moule en bois sablé pour éviter l'adhérence de la terre. C'est ce sable qui donne un aspect rugueux aux briques. Le moule fixe le format des briques à 5% près, du fait du retrait dû au séchage et à la cuisson. Pour diminuer ce retrait, on ajoute à la pâte des dégraissants, c'est-à-dire du sable et de la « chamotte » (brique pilée). Les briques crues sèchent ensuite à l'air libre, à même le

<sup>11</sup> Valérie NEGRE a publié de nombreux articles et documents sur les matériaux de construction du Midi Toulousain, et notamment sur la brique et les briqueteries au XIX<sup>e</sup> siècle.

<sup>12</sup> Valérie NEGRE, « les briqueteries de la région toulousaine au XIX<sup>e</sup> siècle » dans *L'archéologie Industrielle en France*, revue du CILAC, n°39 de décembre 2001, pp.20.

<sup>13</sup> Pour l'histoire de l'entreprise Gélis, lire « la mécanisation de la briqueterie toulousaine Gélis », de N. DOMEDE, dans *Terre crue, Terre cuite, Documents pour l'histoire des techniques* n°13, Paris, 2004, pp. 111-121.

sol. La cuisson se fait dans un four droit entouré d'un auvent. Le feu est situé sous les briques à cuire. La chaleur monte à travers le plancher, « la sole », sur lequel les briques sont disposées de champ, en quinconce, en plusieurs couches superposées, parfois alternées de tuiles. La cuisson dure quelques jours (3 jours en général), et le refroidissement un peu plus longtemps (une semaine environ). Puis, les briques cuites sont triées. En effet, malgré toute l'attention du cuiseur, la température n'est pas également répartie dans le four, et donc, la qualité des produits est variable (ce qui se visualise par des variations de couleur). Les briques les mieux cuites sont réservées aux zones les plus sensibles des édifices<sup>14</sup>. Ainsi, au XIX<sup>e</sup> siècle, en Midi-Pyrénées, les caractéristiques des briques sont similaires à celles des siècles précédents : grands formats (hérités des romains) et qualités variables.

Notre recherche bibliographique n'a apporté aucune information sur le comportement mécanique de ces briques.

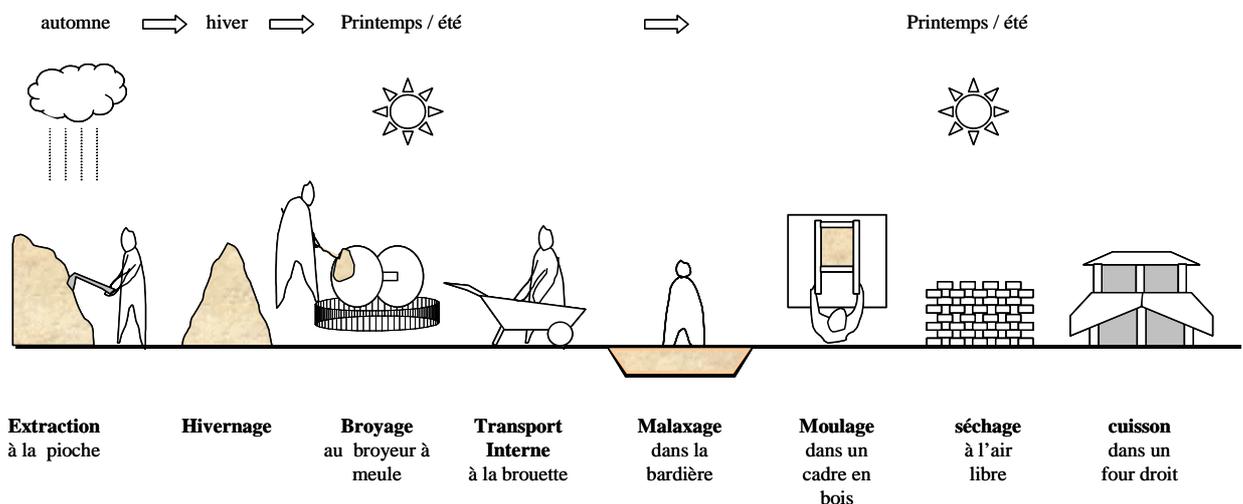


Figure 4 - Fabrication saisonnière des briques jusqu'au XIX<sup>e</sup> siècle, en Midi-Pyrénées.

### \* **La pierre.**

Avant le XX<sup>e</sup> siècle, en l'absence de moyens de transports commodes et bon marché, la pierre n'est utilisée que si elle existe à proximité immédiate des sites de construction. En Midi Pyrénées, les carrières sont rares. Selon Valérie Nègre, essentiellement trois pierres étaient utilisées en Midi toulousain : le grès de Carcassonne, la pierre calcaire de Belbèze et le grès calcaire de Roquefort à Gabardos. On peut ajouter, pour le Tarn, les carrières du Sidobre, réputées pour leur granite. « L'absence de carrières de pierre explique le rôle restreint joué par la pierre de taille dans les

<sup>14</sup> La cuisson des briques a progressé avec les techniques de four. Les premiers fours Hoffmann sont arrivés en Midi Pyrénées après 1920, et les fours tunnel, après 1960.

*maçonneries des constructions courantes mais aussi des édifices publics*<sup>15</sup>». Ceci explique l'absence de documents sur l'utilisation de la pierre à l'échelle régionale.

Une recherche bibliographique générale sur la pierre met en évidence des textes qui relatent des techniques de taille des pierres, et de pose des blocs dans un mur, certes intéressants, mais pas directement lié à notre recherche. Concernant le comportement mécanique des pierres, des auteurs fournissent des résistances à la compression, voir des modules d'élasticité, en fonction de l'origine des pierres<sup>16</sup>. Les variétés de pierres citées sont grandes, géographiques dispersées, et, par conséquent, les valeurs fournies présentent une forte dispersion. De plus, il n'est pas précisé, en général, comment ont été obtenues ces valeurs qui sont donc bien peu exploitables. Dans son célèbre *Traité des Matériaux de construction*, Duriez<sup>17</sup> a fourni la courbe des normes AFNOR en vigueur en 1969 ainsi que la courbe proposée par Mesnager. Les formules empiriques lissant ces courbes, et fournies par l'auteur, permettent d'estimer a priori la valeur de la résistance à la compression  $f_c$ , en fonction de la densité volumique apparente  $d$ .

$$\text{Selon Mesnager : } f_c = 15 \frac{d - 0.83}{2.82 - d} \quad \text{E. II-1}$$

$$\text{Selon les normes AFNOR : } f_c = 12 \times 2^{(d^{1.97})} \quad \text{E. II-2}$$

Nous les retiendrons, à titre comparatif, vis à vis des lois de comportement que nous devons obtenir expérimentalement, faute de données bibliographiques.

### \* *Chaux et mortier de chaux.*

Bien que l'industrialisation de la fabrication du ciment se développe en France à partir de 1850, la chaux reste largement utilisée dans le sud ouest, pour la construction des ouvrages d'art, tout au long du XIX<sup>e</sup> siècle (et même jusqu'à la seconde guerre mondiale pour la construction des bâtiments). Après un bref historique, nous récapitulons ci-après l'état des connaissances concernant ce liant, au démarrage de notre recherche, en matière de fabrication et de performance. Dans un premier temps, nous rappellerons l'évolution historique des mortiers de chaux et de leur utilisation, en général. Une description chimique est ensuite nécessaire pour comprendre avec précision ce que sont les différentes chaux et leur phénomène de prise (par rapport à un ciment, en particulier).

Pour faciliter la compréhension de cet exposé, il convient ici de préciser la terminologie employée dans le domaine des chaux et des ciments. Les chaux sont le produit de la cuisson de calcaire naturel issu d'une carrière. Au sortir du four, on recueille la chaux dite « vive » qui se présente sous la forme de cailloux blancs à gris clair. L'apport d'eau en quantité restreinte (extinction), désagrège ces cailloux en une poudre appelée chaux « éteinte ». Le terme « chaux » désigne en fait une gamme de produits aux caractéristiques différentes. Schématiquement, il existe deux types de

<sup>15</sup> Valérie NEGRE, *Matériaux et construction dans l'architecture civile du Midi Toulousain, 1770 – 1914*, Direction technique de l'ANAH, 1996, p.55.

<sup>16</sup> tels que GAY et DUBOSQUE, au XX<sup>e</sup> siècle.

<sup>17</sup> DURIEZ, *Traité de matériaux de construction*, tome 1, p.40.

chaux : les chaux aériennes et les chaux hydrauliques. Les chaux aériennes font prises uniquement au contact de l'air et donc jamais sous l'eau (les chaux dites « grasses » et « maigres » entrent dans cette catégorie). Les chaux hydrauliques peuvent faire prise sous l'eau et terminent leur durcissement au contact de l'air. Cette distinction en catégories suscite l'idée d'une classification, qui a varié au cours du temps.

Le durcissement des mortiers de chaux ne découle pas d'une dessiccation mais d'une transformation chimique intime du matériau. Les prises « aérienne » d'une part, et « hydraulique » d'autre part, proviennent de réactions chimiques totalement différentes. Comme nous le verrons ultérieurement, cette différence n'a été expliquée en détail qu'au XIX<sup>e</sup> siècle, suite à des recherches scientifiques abordées à partir des années 1750. Elle vient de la composition chimique du calcaire d'origine : les premières ne contiennent que du calcaire, les secondes du calcaire, en majorité, et une proportion plus ou moins importante d'argile. C'est cette argile qui confère aux chaux leur caractère « hydraulique ». Dans le cas des ciments, le mélange de calcaire et d'argile est fait artificiellement, en proportions choisies, avant cuisson. Dans les deux cas, chaux et ciments, l'augmentation progressive de la température dans le four déclenche des réactions chimiques successives complexes entre le calcaire et les composés de l'argile, la silice et l'alumine, pour former des silicates et des aluminates. La différence entre la chaux et le ciment vient, en grande partie, de la température atteinte dans le four : de l'ordre de 1000°C dans le cas des chaux, jusqu'à 1400°C dans le cas des ciments. Ceci permet, dans le cas des ciments, la formations de silicates et d'aluminates complémentaires qui donnent aux ciments des qualités supplémentaires : plus grande vitesse de prise et résistances mécaniques plus élevées (au prix d'une dépense énergétique plus importante). Pour désigner les silicates, aluminates et autres composés minéralogiques des chaux avant, pendant et après la prise, nous utiliserons la terminologie actuelle des cimentiers, précisée au fur et à mesure de l'exposé.

#### ▪ *Historique de la chaux.*

La chaux, comme la céramique, semble être apparue avec l'utilisation du feu, à l'aire néolithique<sup>18</sup>. Les grecs seraient les premiers à avoir utilisé la chaux pour la construction des édifices. Leur technique a été reprise et améliorée par les Romains qui ajoutèrent de la pouzzolane et de la brique pilée dans la composition des mortiers. La composition des mortiers romains fut immortalisée par Vitruve. Dans ses écrits, il fournit la proportion relative de sable et de chaux. « *Quand la chaux sera éteinte, il faudra la mêler avec du sable. Si c'est du sable de rivière ou de mer, dans la proportion de deux parties de sable sur une de chaux [...]. Si au sable de rivière ou de mer on voulait ajouter une troisième partie de tuileaux pilés, on obtiendrait un mélange d'un usage encore meilleur* ». Il décrit l'intérêt de la pouzzolane : « *Il existe une espèce de poudre à laquelle la*

<sup>18</sup> Voir Bertrand GILLE, *Histoire des Techniques*, Paris : Gallimard, 1978, Editions de la Pléiade, pp. 189-194.

*nature a donné une propriété admirable. Elle se trouve au pays de Baiès et dans les terres des municipes qui entourent le mont Vésuve. Mêlée avec la chaux et le moellon, non seulement elle donne de la solidité aux édifices ordinaires, mais encore les môles qu'elle sert à construire dans la mer acquièrent sous l'eau une grande consistance.*<sup>19</sup> ».

Aucune amélioration n'est apportée à la technique des mortiers au cours du moyen-âge et jusqu'au début du XIX<sup>e</sup> siècle. Jusqu'à cette époque, la qualité de la prise du mortier tient du hasard puisqu'on n'en connaît pas la cause. Les fondations des ouvrages, exécutées en béton ou en maçonneries de moellons liées au mortier, restent un point sensible (d'où la préférence pour les pieux en bois battus dans la construction des ponts et des édifices religieux). Distants de tout contact avec l'air, ces mortiers à base de chaux peu ou pas hydraulique ont un temps de prise très long et restent de médiocre qualité sur de longues périodes, laissant les ouvrages à la merci des crues et de l'action de la végétation. Les désordres sont fréquents, obligeant parfois à démolir et reconstruire. Lors de l'exécution des voûtes, les effondrements au moment du décintrement ne sont pas rares. Ainsi, en France, en dehors de quelques zones géographiques précises, où l'on dispose par chance de calcaire argileux (par exemple Metz, Echoisy dans les Charente, Morins en Gironde, Senonches et la Mancélière en Eure-et-Loire, Antony près de Paris, Try dans la Marne et surtout Le Teil en Ardèche<sup>20</sup>) ou de terres volcaniques aux vertus pouzzolaniques, (gaize des Ardennes, roche volcanique d'Auvergne, du Vivarais, trass de la vallée du Rhin) permettant de faire de « bons » mortiers, on préfère d'autres techniques de construction plus sûres et moins coûteuses. Dans les régions à pierre, on construit en maçonnerie de pierre, ce qui impose une technique de taille de grande précision. En Midi-Pyrénées, brique crue et pisé dominant dans la construction domestique, jusqu'au XIX<sup>e</sup> siècle<sup>21</sup>.

A partir du milieu du XVIII<sup>e</sup> siècle, le développement des communications routières, fluviales et maritimes, d'abord à des fins militaires puis commerciales, réveille un intérêt grandissant pour les mortiers de construction. A cette époque, les écoles de formations d'ingénieurs naissent. En France, les ingénieurs de l'Ecole du génie (militaire), née en 1748, tracent de nouvelles voies de communications pour relier les places fortes. Les ingénieurs de l'Ecole des Ponts et Chaussées, née en 1775, s'installent dans toutes les régions de France, construisent, innovent, imprègnent le paysage français. En Angleterre aussi les chantiers se développent, notamment pour les transports fluviaux et maritimes. Smeaton crée en 1771 la Société des Ingénieurs « Civils », qu'il baptise ainsi par opposition à « militaires », dans le but de promouvoir les travaux publics. Finalement, dans ces deux pays concurrents, en parallèle, la demande en ponts, digues, quais, canaux, ports est forte. Elle se poursuit au XIX<sup>e</sup> siècle avec l'ère industrielle, et la naissance d'un nouveau mode de transport :

<sup>19</sup> D'après la traduction proposée par CH.-L. MAUFRAS des livres de Vitruve, *De Architecturae*, Paris : Panckoucke, 1847. Tome premier, Chap. V « de la chaux » et VI « de la pouzzolane », Pages 155 à 163.

<sup>20</sup> Liste transcrite par Léonce REYNAUD, *Traité d'Architecture*, Paris : Dalmont et Dunod, 1860, page 47.

<sup>21</sup> Concernant le coût des différentes techniques, Valérie NEGRE fournit les chiffres suivants, par mètre carré : mur en pisé 80 à 90 cent, mur en brique crue 4 à 5 francs, mur en brique cuite et cailloux et mortier 8 à 10 francs. Valérie NEGRE, *Matériaux et construction dans l'architecture civile du midi toulousain, 1770 – 1914*, Direction technique de l'ANAH, 1996. p. 13.

le chemin de fer. Ainsi, à partir du milieu du XVIII<sup>e</sup> siècle et jusqu'à la première guerre mondiale, le développement des travaux militaires puis civils et commerciaux, génère une très forte demande pour un liant de construction résistant et durable, permettant une exécution rapide des chantiers. Il faut un mortier fiable, à l'image des mortiers romains dont on constate la pérennité.

On cherche tout d'abord un matériau de remplacement à la pouzzolane<sup>22</sup>. Toutes sortes d'additifs sont testés avec plus ou moins de succès : tuileau, débris de briques et déchets en tout genre (sang de bœuf, crottin de cheval). L'expérience montre cependant, que sans additifs, certaines chaux prennent sous l'eau, sans contact avec l'air, et, dans ce cas, parviennent à une résistance plus élevée que les autres. Peu à peu naît l'idée selon laquelle c'est dans la nature même des calcaires qu'il faut chercher l'origine de la prise. En 1756, en Angleterre, Smeaton, chargé de la construction du phare d'Eddystone, découvre par une approche expérimentale, que les meilleurs mortiers sont ceux obtenus à partir de calcaires qui contiennent 5 à 20 % d'argile, et, par des dosages différents successifs, met au point un mortier hydraulique artificiel. Il publie ses résultats en 1791. D'autres ingénieurs et architectes anglais, sur cette base, tenteront de réaliser un liant artificiel, dont Parker, en 1796.

En France, dans les toutes premières années du XIX<sup>e</sup> siècle, les physiciens, chimistes et ingénieurs sont nombreux à se pencher sur la question de la prise des mortiers sous l'eau. L'histoire se conclut en 1818 par la parution des *Recherches expérimentales sur les chaux de construction, les bétons et les mortiers ordinaires* de Louis Vicat. Chargé de la construction d'un pont à Souillac sur la Dordogne<sup>23</sup>, et interrompu dans cette mission par le manque de financement, il s'engage dans l'étude des mortiers. Sa recherche sera méthodique et aboutira à l'inventaire et à l'analyse chimique de 900 carrières françaises. Par cette étude scientifique de grande ampleur, il confirme le rôle de l'argile, identifie les meilleures carrières à chaux hydraulique, et définit l'indice d'hydraulicité. Il poursuit ses travaux dans le but de réaliser un ciment artificiel et propose un procédé industriel de fabrication du ciment par double cuisson. Il ne déposera pas de brevet de son invention qui est immédiatement diffusée à tous les ingénieurs des Ponts et Chaussées par une circulaire du Ministère des Travaux Publics. En Angleterre, quelques années plus tard, en 1832, Aspdin dépose un brevet de fabrication d'un ciment par simple cuisson, moins cher que le procédé Vicat, qu'il nomme ciment Portland.

Grâce au passage de la chaux au ciment, entre 1818 et 1844, l'économie faite dans les travaux de construction est considérable et atteint, selon André Guillerme, pour l'ensemble de la France et de l'Angleterre « le milliard de francs, presque l'équivalent du budget voté par la Monarchie de Juillet pour les travaux publics extraordinaires »<sup>24</sup>. Cependant, la chaux ne disparaît pas avec

<sup>22</sup> Pour en savoir plus sur l'histoire du passage de la chaux au ciment, on pourra lire la *Petite histoire des mortiers d'Imhotep à Louis Vicat* de J-P. ADAM, CNRS, dans les cahiers de l'ICOMOS n°5,199, ainsi que les pages 148 à 200 de *Bâtir la ville, révolutions industrielles dans les matériaux de construction*, d'André GUILLERME, 1995, ou encore, les propos très détaillés de E. LEDUC, dans son ouvrage de 1902 intitulé *Chaux et Ciments*, pages 1 à 26.

<sup>23</sup> Pour une histoire détaillée de Louis Vicat et de son œuvre, lire MERCERON-VICAT, Maurice, *1817 Louis Vicat invente le ciment artificiel*, recueil de textes parus en 1903 « Louis Vicat : sa vie et ses travaux avec des notes », 1999.

<sup>24</sup> André GUILLERME, *Bâtir la Ville*, Paris : Champs Vallon, 1995, p. 196.

l'invention du ciment, bien au contraire. Les deux matériaux, chaux et ciment, cohabitent durant le XIX<sup>e</sup> siècle, et jusqu'à la seconde guerre mondiale.

La chaux hydraulique fera la fortune de Léon Pavin de Lafarge. Celui-ci, fils de chauxfournier, reprend en 1832 l'exploitation de la carrière familiale ardéchoise, au Teil, et développe la production de chaux hydraulique<sup>25</sup>. La chaux du Teil fait référence dans les cahiers des charges des ouvrages d'art, dans la seconde moitié du XIX<sup>e</sup> siècle. La région Midi-Pyrénées l'importe en grande quantité. Les marchés de construction de la commune de Toulouse, jusqu'en 1940, préconisent l'utilisation d'un mortier à base de chaux hydraulique du Teil, ou similaire. C'est donc un produit de référence<sup>26</sup>.

L'industrialisation du bâtiment développée dans la construction des logements neufs à partir des années 1950 exige la rapidité et la résistance élevée du ciment. A partir de cette période, la chaux est réservée aux enduits dits « à l'ancienne ». Dans le gros œuvre, la chaux hydraulique a aujourd'hui disparu, au point que les ouvrages techniques et scientifiques actuels n'en font plus mention. Les informations scientifiques sur ses caractéristiques chimiques, physiques et mécaniques sont rares.

#### ▪ *Fabrication de la chaux au XIX<sup>e</sup> siècle.*

La fabrication de la chaux débute par l'extraction de calcaire depuis une carrière. La pierre calcaire est calcinée dans un four vertical, à plus de 900°C<sup>27</sup>. Un concassage est nécessaire pour que la taille des pierres soit la plus uniforme possible (Au XIX<sup>e</sup> siècle, il était manuel). Au sortir du four, on récupère des pierres blanches ou blanchâtres, selon la pureté du calcaire d'origine, constituant la « chaux vive », désignée par « chaux en pierre » au XIX<sup>e</sup> siècle. Ces pierres sont réduites en poudre lors de l'extinction, c'est-à-dire l'adjonction d'eau (le broyage n'est pas toujours nécessaire). Cette poudre blanche ou grisâtre est la chaux éteinte, dénommée autrefois « chaux en poudre ». Comme on peut le lire dans le cours de matériaux de l'ESTP de 1918, « *quand on achète la chaux en pierre, on risque de recevoir en même temps des incuits (morceaux insuffisamment cuits) ou des biscuits (trop cuits), qui constituent souvent un déchet assez important. En outre, la chaux craint l'humidité et la pierre peut s'avaries dans le transport. [ Par contre ] quand elle est en poudre, on livre avec elle l'eau qui a servi à l'éteindre ; il y a là une matière sans valeur dont il faut payer le transport* ». Les auteurs recommandaient finalement que la chaux soit livrée « *en poudre pour la chaux hydraulique et en pierre pour la chaux grasse*<sup>28</sup>. »

<sup>25</sup> L'entreprise doit sa croissance à l'extension des ports de Toulon, de Sète, de Marseille et surtout la construction du canal de Suez (1864 : 110 000 tonnes de chaux livrées).

<sup>26</sup> Pour en savoir plus sur la chaux du Teil, sa composition en particulier, lire, Léonce REYNAUD, *Traité d'architecture*, Paris : Dalmont et Dunod, 1860, pages 47 à 49.

<sup>27</sup> Le lecteur intéressé par les fours à chaux trouvera une description détaillée des techniques de fours dans l'ouvrage de ETEVE, AUBRY et LUDINART, *Pratique des travaux et rédaction des projets, guide de l'ingénieur*, Paris : ESTP, 1918, pages 11 à 21.

<sup>28</sup> *Ibid.*, p. 24.



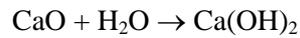
formation de chaux vive CaO. La réaction est endothermique. Elle s'accompagne d'une perte de poids d'environ 45%.



Calcaire pur  $\rightarrow$  chaux vive + gaz carbonique

Carbonate de calcium  $\rightarrow$  oxyde de calcium + dioxyde de carbone

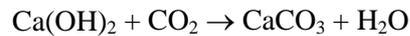
L'extinction consiste à ajouter de l'eau à la chaux vive. La réaction est exothermique et s'accompagne d'une augmentation de volume spectaculaire.



chaux vive + eau  $\rightarrow$  chaux éteinte

Oxyde de calcium + eau  $\rightarrow$  hydroxyde de calcium

Lors du gâchage de la chaux aérienne pour former un mortier, la chaux éteinte est mélangée avec du sable, et surtout de l'eau. Cette eau transforme la poudre en pâte dans laquelle les grains de sable s'agglomèrent. Mais il ne se produit pas immédiatement de durcissement : la prise est lente et provient d'une re-carbonatation de l'hydroxyde de calcium au contact de l'air pour former du carbonate de calcium : la prise est dite « aérienne ».



chaux éteinte + gaz carbonique  $\rightarrow$  calcaire + eau

hydroxyde de calcium + dioxyde de carbone  $\rightarrow$  carbonate de calcium + eau

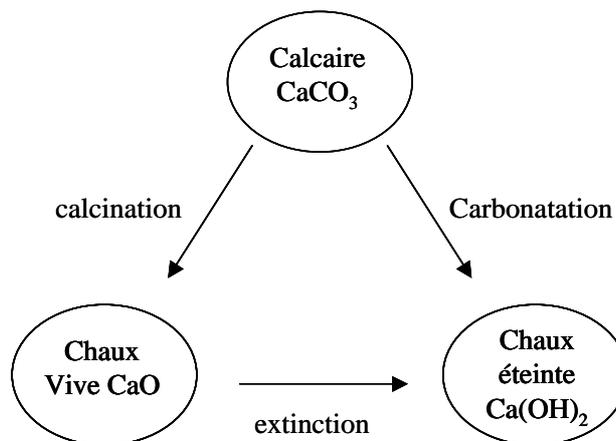
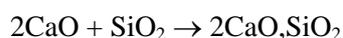


Figure 6 - Cycle de la chaux aérienne.

*Le cas de la chaux hydraulique.*

Le calcaire d'origine n'est pas pur. Il contient de l'argile, composée de silice et d'alumine. Cette argile est responsable de la prise hydraulique du mortier. Lors de la calcination, la formation de chaux vive CaO s'accompagne de la formation de silicates et d'aluminates de calcium provenant de la combinaison d'une partie de la chaux vive avec les éléments de l'argile. La proportion de ces composés dépend de la composition de la roche d'origine et de la température atteinte dans le four. Le silicate principal est le silicate dicalcique.



chaux vive + silice → silicate dicalcique noté C2S

La formation de silicate tricalcique ( $3\text{CaO},\text{SiO}_2$ ), noté C3S, n'est possible qu'à partir de 1400 ou 1500°C environ.

Dans tous les cas, la combinaison de la chaux avec la silice et l'alumine n'est pas complète. Il reste de la chaux vive à l'état libre, qui permet l'extinction de la chaux hydraulique par ajout d'eau, comme pour une chaux aérienne. L'aptitude à faire prise et à durcir sous l'eau de la chaux hydraulique naturelle vient de la formation, en présence d'eau supplémentaire, d'hydrates insolubles, à partir du silicate dicalcique C2S essentiellement. L'hydratation des silicates produit de l'hydrate de chaux (chaux éteinte), et des hydrates stables notés CSH. Il en résulte le durcissement de la pâte.



silicate dicalcique C2S + eau → hydrates CSH + chaux éteinte

D'autres phases minérales peuvent se former, mais en quantité moindre : silicate tricalcique C3S, aluminate tricalcique ( $3\text{CaO},\text{Al}_2\text{O}_3$ ) noté C3A, ferro-aluminate tétracalcique ( $4\text{CaO},\text{Al}_2\text{O}_3,\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) noté C4AF.

Enfin, à la prise « hydraulique » succède une prise « aérienne » par carbonatation aérienne lente (plusieurs mois). Il a été démontré dans le cas des pâtes de ciment, que la carbonatation de la chaux éteinte  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  s'effectue avec une augmentation de volume de 12%, mais sans gonflement global de la pâte. Il se produit une modification de la taille des pores<sup>31</sup>. La réduction de la porosité moyenne entraîne une augmentation de la résistance de la matière carbonatée.

<sup>31</sup> Lire le chapitre 6 de R. DUVAL, intitulé « la durabilité des armatures et du béton d'enrobage » dans l'ouvrage de Jacques BARON et Jean-Pierre OLLIVIER, *La Durabilité des Bétons*, Paris : presses de l'ENPC, 1996. 453 p.

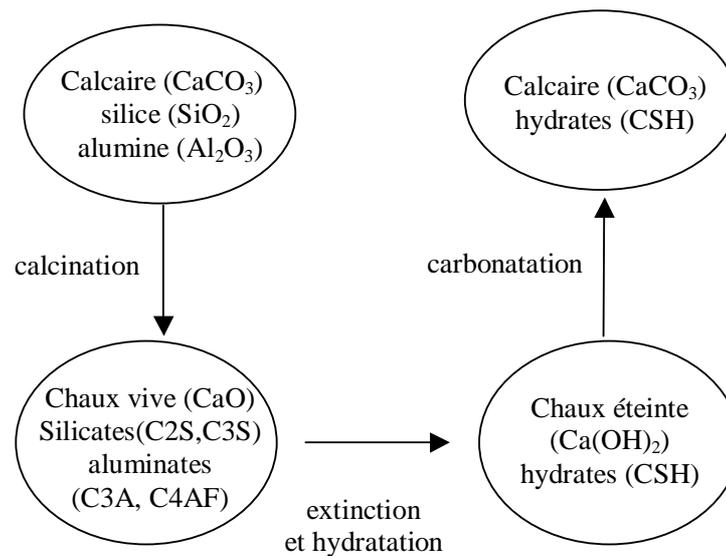


Figure 7 - Prise de la chaux hydraulique.

Aujourd'hui, l'extinction est obtenue en usine par un apport d'eau en quantité juste suffisante pour éteindre la chaux vive, et éviter tout phénomène de foisonnement ultérieur, sans hydrater les silicates et aluminates. La quantité d'eau nécessaire à l'hydratation est apportée lors du gâchage qui déclenche la prise hydraulique. La prise des chaux hydrauliques se fait donc d'abord à l'eau, puis à l'air. L'hydratation est rapide (mais moins que l'hydratation d'un ciment). La carbonatation est lente.

#### ▪ *Classification des chaux.*

Les maîtres d'ouvrages, par le biais des cahiers des charges, imposaient, pour les mortiers, l'utilisation d'une chaux « éminemment » hydraulique. Que signifie ce terme ? Pour le savoir, une description de l'évolution de la classification des chaux est nécessaire.

Vicat proposa la première classification des chaux en 1818. L'AFNOR, créée en 1919, établit une classification officielle des chaux en 1934. Elle fut remplacée en mars 1946 par les NF P 15 – 302 à 310. Cette classification était basée sur la résistance à la compression. Enfin, la dernière phase normative date de 1996.

Vicat classa les chaux suivant leur teneur en argile, qualifiée par leur « indice d'hydraulicité ». Il définit cet indice comme le rapport de l'argile au carbonate de chaux. Cette définition et la classification évolua plusieurs fois jusqu'à celle donnée par Durand-Claye, et rappelée par E. Leduc en 1902<sup>32</sup> (Tableau 1).

<sup>32</sup> Les propos de E. LEDUC sur ce sujet sont assez précis. E. Leduc, *Chaux et Ciments*, Paris : J.B. Baillièrre et fils, 1902, p.33 à 39.

Nature du calcaire	i1 = argile / carbonate de chaux	i2 = argile / chaux	Quantité d'argile en % contenue dans le calcaire	prise
Faiblement hydraulique	0.05 à 0.09	0.10 à 0.16	5.3 à 8.2	16 à 30 jours
Moyennement hydraulique	0.09 à 0.17	0.16 à 0.31	8.2 à 14.8	10 à 15 jours
Simplement hydraulique	0.17 à 0.22	0.31 à 0.42	14.8 à 14.8	5 à 9 jours
Eminemment hydraulique	0.22 à 0.28	0.42 à 0.50	19.1 à 21.8	2 à 4 jours

Tableau 1 - Classification des chaux selon Durand-Claye.

Selon E. Leduc, « cette classification est commode pour fixer les idées sur la valeur approximative d'un calcaire ». Mais c'est « bien à tort qu'on se contente souvent de ce simple renseignement, dont la connaissance seule est illusoire »<sup>33</sup>. Le cours de l'ESTP de 1918 fait remarquer que « les chaux éminemment hydrauliques, indice atteignant 0.42, sont assez rares. En fait, on désigne sous ce nom des chaux dont l'indice est inférieur à 0.42 mais dont la prise se fait en moins de 36 heures » et précise, plus loin, à titre d'exemple, que la chaux du Teil fait prise en 28 heures. Il y a donc ambiguïté sur l'interprétation de cet indice. De plus, la matière évolue avec le temps, dès qu'il est en contact avec l'air (par carbonatation lente). On remarquera, d'ailleurs, que la réglementation actuelle ne fait pas appel à cet indice.

La norme de mars 1946, P15-310, distinguait deux sortes de chaux : les chaux éminemment hydrauliques 50/100 et 30/60 notées XEH, et les chaux hydrauliques lourdes 10/30 notées XH. Les types « normaux » étaient définis par leur résistance à la compression à 7 jours (50, 30 ou 10 bars) et à 28 jours (100, 60 ou 30 bars). La norme autorisait l'addition de grappiers ou d'autres additifs tel que clinkers, laitiers, pouzzolanes. L'apposition de la mention « pure » comportait la garantie « de l'absence de toute addition étrangère ». La quantité de chaux libre devait rester suffisante pour que l'extinction provoque la pulvérisation « au moins partielle » du produit<sup>34</sup>.

La Norme NF P 15-311 de janvier 1996 définit les chaux de construction comme un liant dont les principaux composants, analysés chimiquement, sont les oxydes et hydroxydes de calcium (CaO, Ca(OH)<sub>2</sub>), comprenant des quantités moindres de magnésium (MgO, Mg(OH)<sub>2</sub>), de silicium (SiO<sub>2</sub>), d'aluminium (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) et de fer (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>). Les chaux hydrauliques naturelles, désignées par l'appellation NHL (Normal Hydraulic Lime), ne peuvent comporter aucun additif. Elles sont obtenues par cuisson d'un calcaire plus ou moins argileux, et extinction à l'eau, avec ou sans broyage. L'ajout d'additifs pouzzolaniques doit être précisé par la mention « z ». La norme limite les chaux hydrauliques à 3 classes de résistance : NHL2, 3.5 ou 5. La NHL 3.5 contient au moins 15% en masse de chaux libre, moins de 18% de CO<sub>2</sub> et moins de 3% de SO<sub>3</sub>. La résistance à la compression de NHL 3.5 mesurée sur mortier normal doit atteindre au moins 1.5 MPa à 7 jours et

<sup>33</sup> *Ibid.*, p.36.

<sup>34</sup> Pour plus de précisions consulter la norme NF P 15-310 homologuée le 31 janvier 1950 et parue au JO du 14-2-50.

entre 3.5 et 10 MPa à 28 jours. Le temps de prise est compris entre 1 et 15 jours inclus. Selon l'Ecole d'Avignon<sup>35</sup>, les chaux hydrauliques naturelles actuelles, quelque soit leur classe, s'apparentent aux chaux éminemment hydrauliques des normes anciennes<sup>36</sup>.

▪ *Comportement mécanique des mortiers de chaux.*

Le comportement mécanique est décrit par la loi de comportement qui lie les contraintes aux déformations. Nous avons cherché quelles études expérimentales ont été faites sur ce sujet entre 1820 et aujourd'hui. Les résultats de cette recherche bibliographique sont décevants. Les informations trouvées sont souvent imprécises et se bornent à des ordres de grandeurs de la résistance mécanique. La loi de comportement n'est jamais donnée. Nous fournissons cependant les résistances annoncées par différents auteurs, en précisant que les modes opératoires ayant abouti à ces valeurs ne sont pas bien connus (géométrie des éprouvettes, dosages, vitesse de chargement).

Au tout début du XX<sup>e</sup> siècle, les essais de rupture à la traction se font sur des briquettes « normales » en forme de 8 à l'aide de l'appareil de Michaëlis<sup>37</sup> (Figure 8). La section de rupture de ces éprouvettes est de 5 centimètres carrés et fait 22 millimètres d'épaisseur. D'après le cours de matériau de l'ESTP de 1918, les essais de compression se faisaient « *en rapprochant les deux demi-briquettes obtenues à l'essai de traction et en portant le tout, placé à plat, sous la presse hydraulique* ». On les réalisait également sur des cubes de 7 cm de côté et d'aire 50 cm<sup>2</sup>, « *mais la résistance est moitié environ de celle obtenue avec des briquettes en 8* ». Les auteurs de ce cours de Matériaux de construction de 1918 concluent à juste titre que « *lorsqu'on examine des résultats d'essais, il faut être documenté sur les conditions dans lesquelles ces essais ont été faits* ». Ils remarquent de plus, que « *les mortiers employés en joints dans les maçonneries résistent 2 à 4 fois plus que les briquettes en 8* ».

Séjourné, en 1914, dans son ouvrage *Grandes voûtes* fournit la résistance à l'écrasement de la chaux du Teil pour différents dosages en chaux. Pour cet ingénieur, la résistance du mortier en joints de 10 à 15 mm d'épaisseur est majorée de 20% par rapport aux résultats sur éprouvettes en 8<sup>38</sup>. En 1924, C. Gay<sup>39</sup> reprend les valeurs de Séjourné, ajoute la résistance à la traction, et affirme que la résistance du mortier dans les joints de la maçonnerie atteint une fois et demie à deux fois celle des cubes (ce qui confirme l'affirmation du cours de l'ESTP). Il est l'un des rares à fournir un coefficient d'élasticité du mortier de chaux qu'il évalue à 4000 MPa à 28 jours.

<sup>35</sup> L'Ecole d'Avignon est un centre formation à la réhabilitation du patrimoine architectural. Pour en savoir plus : <http://www.ecole-avignon.com>.

<sup>36</sup> Consulter l'ouvrage de l'Ecole d'Avignon, *Techniques et pratique de la chaux*, Paris : Eyrolles, 2003, p.30.

<sup>37</sup> D'après le cours de l'ESTP de 1918 de MM. ETEVE, AUBRY et LUDINART, *Pratique des travaux et rédaction des projets*, 1<sup>ère</sup> partie, pages 137 à 140.

<sup>38</sup> Paul SEJOURNE, *Grandes Voûtes*, tome V, Bourges : imp. Vve Tardy, 1913, p.13.

<sup>39</sup> Dans *Ponts en maçonnerie*, Paris : J.B. Baillièrre et fils, 1924, pp. 171-182.



ne précise ni la nature de la chaux ni les conditions d'essais.

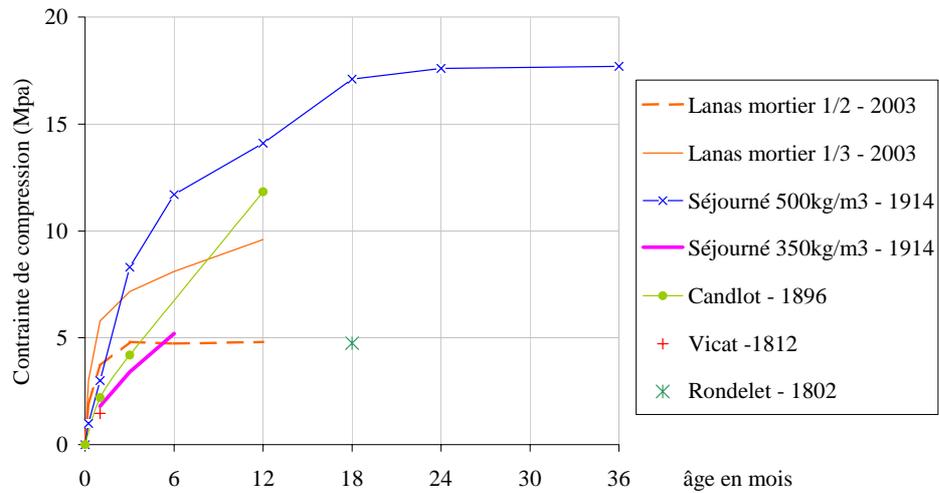


Figure 9 - Résistance du mortier avec l'âge selon différents auteurs.

auteur	Date	Dosage Chaux/sable	7 jours	1 mois	3 mois	6 mois	1an	1 ½ an	2ans	3 ans
Rondelet	1802							3-6.5		
Vicat	1812			1.46						
Candlot	1896	450 kg/m3		2.2	4.2		11.83			
Séjourné	1914	350kg/m3		1.8	3.4	5.2				
Cours ESTP	1918	Mortier 1/3	1	3	8.3					
Séjourné Et Gay	1924	500kg/m3	1	3	8.3	11.7	14.1	17.1	17.6	17.7
Lanas	2003	Mortier 1/3	3	5,8	7,2	8,1	9,6			
		Mortier 1/2	2	3,7	4,8	4,7	4,8			

Tableau 2 - Résistance du mortier de chaux à la compression par différents auteurs (chaux Bruyères pour Lanas , chaux du Teil (Lafarge) pour les autres auteurs), en MPa.

### \* **Le béton.**

L'utilisation du béton, mélange de granulats et de mortier de chaux, est rare jusqu'au début du XIX<sup>e</sup> siècle, puisqu'on ne maîtrisait pas la prise du liant. Les travaux de l'architecte Lebrun auront un impact considérable dans la région Midi-Pyrénées, pour le développement de l'utilisation de ce matériau. Rappelons que celui-ci construisit en 1832 la première maison en béton de chaux à Marsac près d'Albi (Tarn), et le premier pont en béton en 1835, sur le canal latéral de la Garonne, à

Grésol (Tarn et Garonne)<sup>43</sup>. Promoteur de l'utilisation de la chaux hydraulique (en particulier celle cuite à Gaillac), son action entraîna la vulgarisation de l'emploi du béton dans le bâtiment, puis dans la construction des ouvrages d'art. « *La qualité des nouvelles chaux et la résistance des nouveaux bétons aux vibrations ouvrent véritablement le marché des chemins de fer alors en plein développement* »<sup>44</sup>. Fut-il utilisé pour la construction des ouvrages que nous avons choisi d'étudier ?

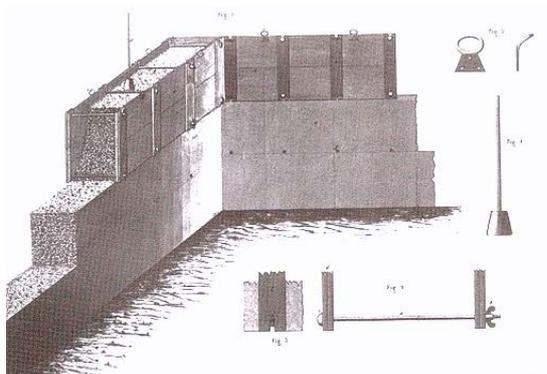


Figure 10 - Système Lebrun de construction en béton, 1832. D'après A. Guillerme, *Bâtir la ville*, p. 176.

### II.1.3 Conclusion.

Les écrits existants sur les ponts en maçonnerie s'adressent à l'ensemble des ponts construits en France. Nous n'avons pas trouvé d'informations précises sur la région Sud Ouest. Cela a son importance puisqu'au XIX<sup>e</sup> siècle, la main d'œuvre et les techniques qu'elle met en œuvre sont locales. Les ouvrages que nous choisirons pour notre étude seront liés à leur région. Leur étude nous fera découvrir les techniques, moyens et matériaux locaux.

Les matériaux utilisés en maçonnerie d'ouvrages d'art au XIX<sup>e</sup> siècle en Midi Pyrénées étaient la pierre, matériau local, la brique pleine de grand format, fabriquée de façon artisanale, manuelle et saisonnière par de très petites briqueteries disséminées sur le territoire, et le mortier de chaux hydraulique. Le ciment s'est répandu à la fin du siècle sans faire disparaître la chaux.

Les caractéristiques mécaniques des pierres et des mortiers de chaux sont mal connues. La bibliographie procure quelques valeurs de résistance à la compression, et, plus rarement, des modules d'élasticité. Elles n'ont qu'une valeur indicative et ne pourront être utilisées qu'à titre de comparaison. Le comportement des briques pleines du Sud ouest est inconnu. Une étude expérimentale pour déterminer la loi de comportement complète des matériaux en présence sur les ouvrages que nous avons choisi paraît indispensable.

<sup>43</sup> Le système de construction des murs en béton développé par Lebrun, basé sur la technique du pisé, utilise des banches reliées par des moises, dans lequel le béton est tassé à l'aide d'un battoir, pas couches successives. Pour en savoir plus, lire notamment André GUILLERME, *Bâtir la ville*, Paris : Champs-vallon, 1995.

<sup>44</sup> A. GUILLERME, *Ibid.* p. 190.

## II.2 LE CALCUL DES VOUTES MAÇONNEES.

« Messieurs Parent et de la Hire, de l'Académie royale des Sciences, passent pour être les premiers mathématiciens qui se soient occupés de la théorie des voûtes ». Stephen Timoshenko<sup>45</sup> confirme cette affirmation de Rondelet<sup>46</sup> et précise que Philippe de la Hire, dans son *Traité de mécanique* publié en 1695, mentionne l'utilisation du polygone des forces pour l'analyse des voûtes. Depuis ces premières tentatives de modélisation mathématique, on n'a cessé de s'interroger sur la meilleure façon de calculer les voûtes, d'abord pour les dimensionner et les construire, puis pour les vérifier et les conserver. De nombreux ingénieurs se sont succédés sur cette question. Nous ne décrirons pas en détail l'histoire du calcul des voûtes, le lecteur trouvera en bibliographie les références nécessaires à une étude approfondie de ce sujet<sup>47</sup>. Il s'agit ici de montrer l'évolution des principes de calcul, de dégager l'intérêt des méthodes actuelles et les apports de notre recherche. Schématiquement, pour simplifier l'exposé, on distinguera trois périodes : jusqu'au XVIII<sup>e</sup> siècle, du XIX<sup>e</sup> siècle jusqu'à 1950, puis de 1950 à aujourd'hui.

### II.2.1 Jusqu'au XVIII siècle.

Dans cette première période, antérieure à la théorie de l'élasticité, qu'on arrêtera au tout début du XIX<sup>e</sup> siècle, les méthodes de calcul utilisent la statique graphique. Les ingénieurs s'interrogent sur le mécanisme de rupture des voûtes par une approche expérimentale. Ils observent la formation des joints de rupture (en particulier, au moment du décintrement) en clé, en naissance ou aux reins, selon la forme de l'arche<sup>48</sup>. Ils recherchent la position des centres de pression à déterminer en tout point de la voûte pour garantir la stabilité. Cette période est marquée par les travaux déterminants de Charles-Augustin de Coulomb qui, en 1773, publie son célèbre essai *Sur l'application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'Architecture* dont une partie est consacrée aux voûtes. Il pose les bases du calcul à la rupture<sup>49</sup> et écrit que la voûte ne peut être stable sans frottement entre deux blocs voisins. Il invente le critère de frottement entre deux blocs (dit critère de frottement de Coulomb). Il précise cependant que la ruine est provoquée par la rotation des blocs entre eux, et non leur glissement relatif. Il ne sera pas contredit par la suite. Il conclut enfin que pour qu'une voûte soit stable, il faut que le centre de pression soit, en toute section, à l'intérieur de la voûte, sans que cette condition soit suffisante vis à vis de la résistance à la compression. Il montre comment calculer les poussées maximales et minimales en clé,

<sup>45</sup> Stephen P. TIMOSHENKO, *History of strength of materials*, New York : Dover publications, 1953, p.63.

<sup>46</sup> Jean RONDELET, *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*, Paris : chez l'auteur, 1802, livre cinquième p. 236.

<sup>47</sup> En particulier, les livres de FREZIER, 1739, puis RONDELET, 1802, TIMOSHENKO 1953 et enfin DELBECQ, 1982.

<sup>48</sup> On pourra lire sur ce sujet les étonnants propos de Amédée FREZIER, en 1739, dans *La théorie et la pratique de la coupe des pierres et des bois pour la construction des voûtes*, tome 3, qui expose les mécanismes de ruine des voûtes et comment on peut les retrouver en utilisant le principe des vitesses virtuelles de M. de la Hire et l'hypothèse des voussoirs grenus. Pages 342 à 390.

<sup>49</sup> Le calcul à la rupture est donc antérieur à la théorie de l'élasticité. Pour plus de précisions sur le calcul à la rupture, on pourra consulter les écrits de Jean SALENÇON et, en particulier, *De l'élasto-plasticité au calcul à la rupture*, Palaiseau : Ed. de l'Ecole Polytechnique, 2002, pp. 201 à 208.

satisfaisant l'équilibre.

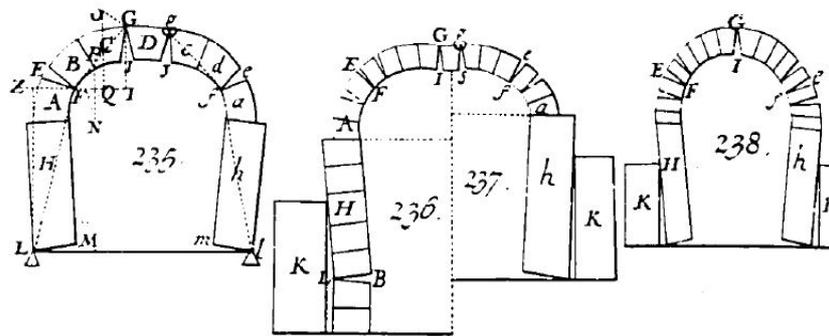


Figure 11 - Mécanismes de ruine des voûtes, d'après Amédée Frézier, 1739.

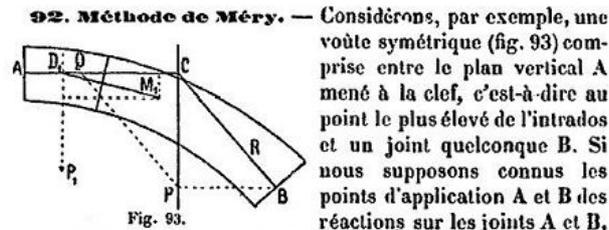
## II.2.2 Du XIX<sup>e</sup> siècle à 1950.

La deuxième période couvre le XIX<sup>e</sup> siècle et s'arrête à la seconde guerre mondiale. Elle est marquée par le développement de la théorie de l'élasticité linéaire qui complète les équations de la statique. On peut dès lors calculer les contraintes en des sections choisies de la voûte sous l'action des charges appliquées sur celle-ci, et traduire des critères de limitation des contraintes. Pas de contraintes de traction dans le matériau, et limitation de la contrainte normale de compression sont les critères en général admis. Navier, en 1825, énonce la règle du tiers central. Méry, cinq années plus tard, publie la méthode graphique qui porte toujours son nom (Figure 12). Il donne le moyen de tracer les courbes des centres de pression de la voûte chargée. Il affirme que l'équilibre exige que la courbe s'inscrive entre l'intrados et l'extrados en tout point, condition sans laquelle la voûte se rompt par rotation des blocs. La vérification au glissement est selon lui inutile. Sa méthode graphique est étendue, encore aujourd'hui, au calcul des contraintes normales en chaque section dans la voûte découpée en voussoirs, que l'on peut comparer avec les contraintes admissibles en traction et en compression<sup>50</sup>. En 1867, Alfred Durand-Claye développe une méthode graphique pour déterminer toutes les solutions d'équilibre d'une voûte en limitant la pression et le frottement aux joints<sup>51</sup>. Il en déduit les modes d'équilibre limite, fournissant la poussée maximale et la poussée minimale en clé<sup>52</sup>.

<sup>50</sup> De nombreux livres de résistance de matériaux de la fin du XIX<sup>e</sup> siècle et du début du XX<sup>e</sup> siècle décrivent la méthode. Pour plus de détails, consulter en particulier le tome 3 des *Grandes voûtes* de SEJOURNE, 1913.

<sup>51</sup> La méthode est très bien décrite par A. FLAMANT, *Stabilité des Constructions, résistance des matériaux*, Paris : Baudry et Cie, 1886, pages 163 à 167.

<sup>52</sup> Cette méthode d'analyse limite, lourde en calculs, préfigure la méthode de calcul à la rupture développée au XX<sup>e</sup> siècle par J.M. DELBECQ et J.L. MICHOTÉY avec des moyens numériques automatisés de calcul.



sachant d'ailleurs que la réaction en A est horizontale, il nous suffira de mener par le point A la ligne AC, horizontale, jusqu'à sa rencontre, en C, avec la direction de la force P qui représente la résultante des efforts exercés par les forces extérieures, y compris la pesanteur, sur la portion de voûte AB, et de joindre BC, pour avoir la direction de la réaction en B, puisque cette réaction forme, avec celle qui s'exerce en A et la force P un système en équilibre, et qu'elle doit, par conséquent, passer par le point de concours de ces deux forces.

En décomposant ensuite la force P, par la règle ordinaire du parallélogramme, suivant les deux directions CA et CB, nous obtiendrons les grandeurs CQ et CR de ces réactions, et nous pourrons en déduire la connaissance de l'effort exercé sur un joint quelconque et, par conséquent, celle de la courbe des pressions dans toute son étendue.

Si, en effet, nous considérons un joint quelconque M, limitant une portion de voûte AM, et si nous déterminons la résultante P<sub>1</sub> des efforts extérieurs qui agissent sur cette portion de voûte, la direction de cette résultante rencontrant en D<sub>1</sub> l'horizontale AC, en composant, au point D<sub>1</sub>, la réaction horizontale sur le joint A que nous venons de représenter par CQ, et cette force P<sub>1</sub>, nous aurons, comme résultante de ces deux forces, l'effort exercé sur le joint M, en grandeur et en direction, et le point d'intersection M<sub>1</sub> de cette résultante avec le joint sera un point de la courbe des pressions.

Figure 12 - Méthode de Méry. D'après A. Flamant, 1886.

Jean Résal, en 1851, enseigne aux étudiants de l'École des Ponts et Chaussées qu' « une voûte en berceau se calcule comme un arc encastré sur ses retombées<sup>53</sup> » par la théorie de l'élasticité linéaire. Il considère cette nouvelle science comme une « méthode rigoureuse de calcul », par opposition à la méthode de Méry qui « malgré son empirisme, [...] s'écarte peu de la vérité et concorde assez exactement avec la méthode exacte.<sup>54</sup> ». Pour lui, l'hétérogénéité de la maçonnerie n'empêche en rien l'application de la théorie élastique :

*Certains auteurs ont contesté l'exactitude de ces lois en ce qui touche la maçonnerie, et ont soutenu que par suite même de sa constitution hétérogène, pierre ou brique ou mortier, on n'avait pas le droit de l'assimiler aux solides élastiques doués d'isotropie transversale. [...] Mais du moment que le changement de nature affecte des régions successives séparées par des joints sensiblement normaux à la fibre moyenne et coïncidant à peu près avec les sections transversales, cette critique est sans valeur<sup>55</sup>.*

<sup>53</sup>Jean RESAL, *Stabilité des constructions*, cours de l'école des ponts et chaussées, Paris : C. Béranger, 1851, p. 564.

<sup>54</sup>*Ibid.*, p. 570.

<sup>55</sup>*Ibid.*, p. 571.

Une soixantaine d'années plus tard, Paul Séjourné fait preuve, tout au contraire, de beaucoup de modestie et de retenue quant à la validité des théories existantes. Il expose comment calculer la voûte grâce aux deux méthodes disponibles à cette époque dont il se contente faute de connaissances plus précises : la théorie de l'élasticité de Navier, et la méthode graphique de Méry. « *Le calcul est laborieux. [...] Le graphique fatigue moins. [...] Tous deux viennent d'hypothèses inexactes : la précision de calcul y est fort inutile ; celle du graphique suffit ; il n'y a vraiment pas à s'inquiéter des décimales quand les entiers sont suspects* »<sup>56</sup>.

### **II.2.3 De 1950 à aujourd'hui.**

A partir de la seconde guerre mondiale, on ne construit plus de ponts en maçonnerie. Il s'agit de conserver les ouvrages en maçonnerie existants, et, en particulier, de déterminer des méthodes efficaces de vérification. Les méthodes mettent à profit la révolution informatique et sont même totalement indissociables de cet outil.

Deux principes de calcul se dégagent : d'une part, le calcul à la rupture, et d'autre part, les méthodes basées sur la discrétisation de la structure et l'utilisation des méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis. Dans le calcul à la rupture, on ne s'intéresse qu'à la ruine et à la marge de sécurité par rapport à la ruine. Dans les autres méthodes numériques, on recherche à décrire au mieux le comportement réel de l'ouvrage en cours d'exploitation. Alors que les calculs manuels limitaient les calculateurs à l'élasticité linéaire de Navier, les calculs numériques peuvent désormais intégrer la phase non linéaire des matériaux.

#### **\* *Le calcul à la rupture.***

Les développements du calcul à la rupture et la généralisation de la micro-informatique, conduisent à la création du programme de calcul « VOUTE » et sa publication par le SETRA<sup>57</sup> en 1982. Le choix de la méthode de calcul à la rupture est justifié par son auteur<sup>58</sup> par le fait qu'elle affranchit de la connaissance de la loi de comportement de la maçonnerie :

*Il ne serait pas raisonnable, en l'état actuel de nos connaissances, de vouloir procéder à un calcul utilisant une loi de comportement du matériau, élastique ou non*<sup>59</sup>.

La méthode ne calcule donc pas les contraintes dans la maçonnerie mais s'interroge sur la capacité portante globale de la voûte, lorsque la maçonnerie atteint sa résistance ultime. Elle a pour but de déterminer, à l'aide du principe des puissances virtuelles, un coefficient de sécurité défini comme

<sup>56</sup> Paul SEJOURNE, *Grandes voûtes*, Bourges : imprimerie Vve Tardy, 1913, tome III, p. 358.

<sup>57</sup> SETRA (Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes), *Les ponts en maçonnerie, historique, stabilité, utilisation du programme voûte*, 1982.

<sup>58</sup> J.M. DELBECQ.

<sup>59</sup> SETRA, dossier VOUTE, *op. cit.*, p.3.

le rapport du chargement extrême au chargement réel. La marge de sécurité est réputée suffisante lorsque ce coefficient est supérieur à trois.

La voûte est décomposée en voussoirs. Le critère de frottement de Coulomb est appliqué au niveau des joints entre blocs. Le critère de traction-compression qui s'applique aux blocs, comporte une résistance à la compression finie  $\sigma_0$  et une résistance à la traction nulle. La méthode consiste à écrire l'équilibre de chaque voussoir et à satisfaire les inégalités suivantes, au niveau de chaque joint  $i$  (Figure 13).

$$|M_i| \leq N_i \frac{h_i}{2} \left( 1 - \frac{N_i}{\sigma_0 S_i} \right) \quad \text{E. II-3}$$

$$|T_i| \leq N_i \operatorname{tg} \varphi \quad \text{E. II-4}$$

où  $h_i$  est la hauteur de la section  $i$ .

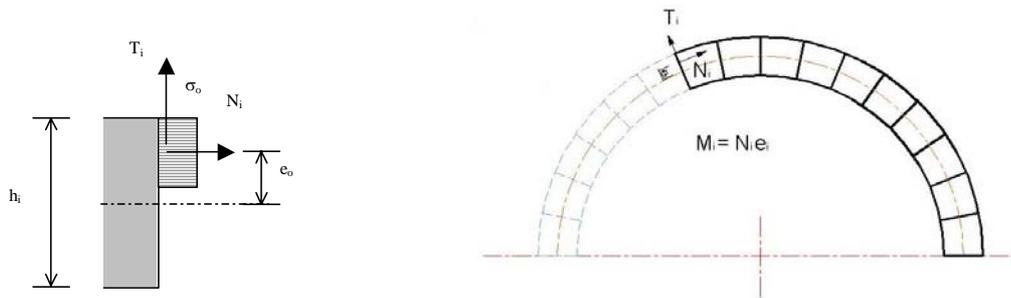


Figure 13 - Méthode de calcul du SETRA, programme VOUTE. Equilibre des voussoirs, 1982.

Les courbes des centres de pression traduisent graphiquement les résultats de calcul, comme l'avait fait Durand-Claye dans le domaine élastique.

Ainsi, en résumé, toutes les méthodes de calculs utilisées depuis Coulomb jusqu'à ce programme (inclus) ont en commun les hypothèses suivantes :

- La stabilité de l'ouvrage ne tient qu'à la voûte,
- Le calcul est plan (plan vertical passant par l'axe longitudinal de l'ouvrage),
- Les charges sont gravitaires,
- Les voussoirs de calcul ne sont pas les blocs de pierre ou de brique réels (ils sont plus gros),
- La voûte est encastree sur ses appuis (elle est donc hyperstatique),
- La loi de comportement exacte de la maçonnerie n'est pas connue.
- La répartition réelle des efforts internes n'est pas déterminée.

Les critères de stabilité se résument à trois conditions : le contact entre les éléments est régi par le critère de frottement de Coulomb, la résistance à la traction est nulle, la résistance à la compression est limitée. Ces hypothèses excluent d'aborder des questions (pourtant fondamentales) dans le

fonctionnement des ponts maçonnés : la participation des murs tympans dans la résistance de l'ouvrage, l'existence des phénomènes transversaux (qui conduisent parfois à placer des tirants transversaux), l'influence des tassements d'appuis, des variations de température, ou des sollicitations sismiques, et enfin, la connaissance de l'état de contrainte réel du pont chargé.

\* ***Comportement mécanique de la maçonnerie.***

A partir des années 1980, le développement fulgurant de l'outil informatique, de son accessibilité à tous et des puissances de calcul numérique, impulse de nouvelles recherches dans le but d'intégrer au mieux le comportement réel de la maçonnerie dans les calculs. Ce chapitre propose une synthèse non exhaustive des recherches publiées. Après un bref rappel des lois de comportement théoriques appliquées aux matériaux homogènes du génie civil, nous aborderons le cas de la maçonnerie.

▪ ***Comportement des matériaux homogènes.***

*Le domaine élastique.*

Rappelons quelques notions de base de l'élasticité linéaire. Le domaine dit *élastique* est le domaine réversible d'un matériau. Dans ce domaine les contraintes sont proportionnelles aux déformations, d'où le terme de comportement « linéaire ». La relation contraintes – déformations est vectorielle et s'écrit :

$$\{\varepsilon\} = [A] \{\sigma\} \qquad \text{E. II-5}$$

avec :  $\{\varepsilon\}$  vecteur déformation à 6 composantes,  $\{\sigma\}$  vecteur contrainte à 6 composantes et  $[A]$  matrice de rigidité à 36 coefficients.

Lorsque le matériau est isotrope, son comportement, par définition, est identique dans toutes les directions de l'espace, et le domaine élastique est décrit par deux paramètres : un coefficient de Poisson  $\nu$  et un module d'Young  $E$ .

Lorsque le comportement est anisotrope, c'est-à-dire fonction de la direction considérée, les 36 coefficients de  $[A]$  sont différents et distincts. Mais, heureusement, les matériaux de génie civil, qu'ils soient naturels ou artificiels, présentent généralement une structure orientée. Ce qui amène à définir les milieux « orthotropes ». Dans ce cas, la matrice de rigidité est simplifiée et se met sous la forme :

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_1} & -\frac{\nu_{13}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{21}}{E_2} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{31}}{E_3} & -\frac{\nu_{32}}{E_3} & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{23}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{31}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{12}} \end{bmatrix} \quad \text{E. II-6}$$

Les conditions de symétrie de la matrice de rigidité créent des relations entre les coefficients :

$$\frac{\nu_{12}}{E_1} = \frac{\nu_{21}}{E_2} \quad \text{E. II-7}$$

$$\frac{\nu_{32}}{E_3} = \frac{\nu_{23}}{E_2} \quad \text{E. II-8}$$

$$\frac{\nu_{31}}{E_3} = \frac{\nu_{13}}{E_1} \quad \text{E. II-9}$$

La matrice est encore simplifiée dans le cas des milieux isotropes transverses (tels que des roches formées par superposition de couches sur un plan horizontal), pour lesquels il existe un plan d'isotropie orienté par un axe (dans notre exemple, l'axe vertical, gravitaire). Dans tout plan perpendiculaire à cet axe, le comportement du matériau est isotrope. La définition de la matrice [A] se réduit à la connaissance de cinq paramètres distincts : deux modules  $E_1$  et  $E_3$ , deux coefficients  $\nu_{12}$  et  $\nu_{13}$  et un coefficient  $G_{13}$ . La relation contraintes-déformations dans le domaine élastique s'écrit alors :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{13} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_1} & -\frac{\nu_{13}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{13}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{13}}{E_1} & -\frac{\nu_{13}}{E_1} & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{12}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{13}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{13}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{13} \end{Bmatrix} \quad \text{E. II-10}$$

Avec :

$$2G_{12} = \frac{E_1}{1 + \nu_{12}} \quad \text{E. II-11}$$

En effet :  $\nu_{31} = \nu_{32}$       et       $\nu_{13} = \nu_{23}$ .      E. II-12

*Le domaine plastique.*

Au-delà d'une certaine valeur de la contrainte appliquée sur le matériau (dite limite élastique, pour un chargement monoaxial et notée  $f_e$ ), le comportement n'est plus réversible mais plastique. L'écoulement plastique peut avoir un écrouissage positif, négatif ou nul (cas des matériaux élasto-plastiques parfaits). Si l'écrouissage est positif, un cycle déchargement – rechargement avec des charges de plus en plus élevées entraîne un dépassement de la contrainte  $f_e$  jusqu'à la contrainte de rupture (notée  $f_c$ ).

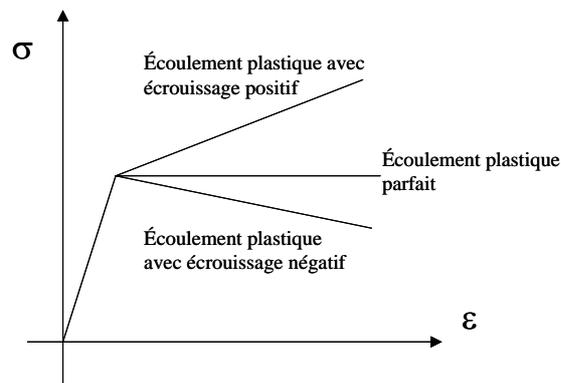


Figure 14 - Ecrouissage d'un matériau sous chargement monoaxial.

Vis à vis d'une sollicitation multiaxiale, le comportement réversible s'inscrit dans un domaine d'élasticité limité par une frontière. Cette frontière, définie dans l'espace des contraintes, est fixe pour les matériaux parfaitement plastiques, elle se déplace sous chargement croissant, pour les matériaux écrouissables. On parle d'écrouissage cinématique lorsque ce déplacement est une simple translation sans déformation du domaine élastique. L'équation de cette frontière dans l'espace des contraintes, du type  $f(\sigma) = 0$ , est le critère de plasticité du matériau ;  $f$  est la fonction seuil. En trois dimensions,  $f$  est une fonction des composantes de  $\{\sigma\}$ . Elle ne dépend pas du repère choisi dans le cas restreint des matériaux isotropes. On l'exprime en fonction des contraintes principales.

Voyons les principaux critères appliqués aux matériaux isotropes.

Le premier scientifique à avoir présenté un critère de plasticité est Tresca, au XIX<sup>e</sup> siècle<sup>60</sup>. Il relie

<sup>60</sup> D'après TIMOSHENKO dans son *History of strength of materials*, p.242, Tresca a publié ses travaux relatifs à la plasticité dès 1868, puis Saint Venant quelques années plus tard, en 1872. Mais ce n'est qu'à partir de 1950 que les théories ont été mises en œuvre dans des calculs et utilisées concrètement.

les contraintes principales à la contrainte de cisaillement maximale :

$$\text{Sup} ( |\sigma_1 - \sigma_2| ; |\sigma_1 - \sigma_3| ; |\sigma_2 - \sigma_3| ) = \tau_{\max} \quad \text{E. II-13}$$

avec  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ .

La limite en cisaillement simple est égale à la moitié de la limite élastique :  $\tau_{\max} = f_e / 2$

Le critère le plus utilisé aujourd'hui par les mécaniciens est celui de Von Mises, qui s'exprime par :

$$f = (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 - 2 f_e^2 = 0 \quad \text{E. II-14}$$

En utilisant le deuxième invariant du tenseur déviatorique des contraintes  $J_2$ ,

$$J_2 = \{ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \} / 6$$

on obtient :  $\sqrt{J_2} - \frac{f_e}{3} = 0 \quad \text{E. II-15}$

La limite en cisaillement simple est égale à  $f_e / \sqrt{3}$ .

Ce modèle convient bien aux matériaux dont la limite élastique  $f_e$  est la même, en valeur absolue, en traction et en compression. Ce modèle est donc satisfaisant pour l'acier mais pas pour les matériaux à très faible résistance en traction par rapport à la compression, tels que le mortier et la pierre. Là, le critère de Drucker-Prager est mieux adapté car il intègre le bénéfice de frottement interne dû aux compressions. Il s'énonce :

$$\sqrt{J_2} + \alpha \frac{I_1}{3} - \alpha H = 0 \quad \text{E. II-16}$$

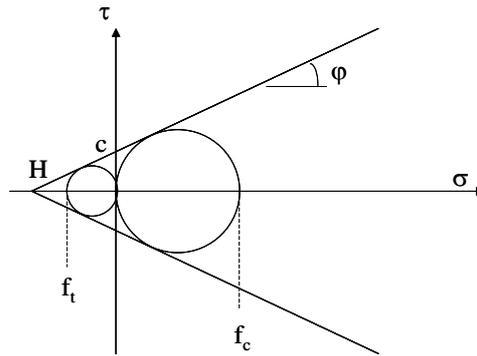
$I_1$  est la trace du tenseur des contraintes :  $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$

$\alpha$  et  $H$  dépendent de la cohésion  $C$  et de l'angle de frottement interne  $\varphi$  du matériau<sup>61</sup> :

$$\alpha = \frac{2\sqrt{3} \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad \text{et} \quad c = H \cdot \text{tg} \varphi \quad \text{E. II-17}$$

$$\alpha H = \frac{2\sqrt{3} C \cos \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad \text{E. II-18}$$

<sup>61</sup> Pour plus d'information, lire J-M. REYNOUARD et G. PIJAUDIER-CABOT, *Comportement mécanique des bétons*, pp.157-160, ainsi que P-Y. HICHER, JF. SHAO, *Elastoplasticité des sols et des roches*, pp. 131-138.



Pour les matériaux type « Von mises » (resp. Drucker-Prager), l'écroutissement se produit sans variation de volume (resp. avec augmentation de volume). Dans l'espace des contraintes principales, le domaine élastique est limité par un cylindre (resp. un cône).

#### *L'endommagement.*

La théorie de l'endommagement est une autre façon d'aborder la phase non linéaire<sup>62</sup>. Elle est basée sur l'observation du fait que, dans les bétons, la fissuration se développe bien avant la rupture de l'élément chargé. Les contraintes appliquées sur une section du matériau d'aire  $S$  sont en fait limitées à une aire effective  $S_{\text{eff}}$  plus faible que  $S$ , obtenue après déduction de l'aire des vides  $S_v$ . La théorie définit le paramètre d'endommagement  $D$  comme le rapport  $S_v / S$ . La contrainte effective supportée par  $S_{\text{eff}}$  est :

$$\sigma_{\text{eff}} = \frac{\sigma}{1-D} \quad \text{E. II-19}$$

Lors d'un chargement mécanique,  $D$  augmente. Associé à un modèle linéaire, l'endommagement affecte le module d'Young, qui diminue selon la loi suivante :

$$E_D = E (1 - D) \quad \text{E. II-20}$$

La loi contraintes - déformations est donnée par :

$$\sigma = E.(1 - D).\varepsilon \quad \text{E. II-21}$$

Le modèle de Mazars, applicable aux matériaux élastiques isotropes, définit deux lois d'évolution distinctes en traction et en compression. Il formule l'expression d'un paramètre d'endommagement

<sup>62</sup> Elle est née au début des années 1960 pour les métaux, 20 ans plus tard pour le béton.

différent pour la traction, noté  $D_t$ , et la compression, noté  $D_c$ , de la façon suivante<sup>63</sup> :

$$D_c = 1 - \frac{k_0(1 - A_c)}{\bar{\varepsilon}} - \frac{A_c}{e^{(B_c(\bar{\varepsilon} - k_0))}} \quad \text{E. II-22}$$

$$D_t = 1 - \frac{k_0(1 - A_t)}{\bar{\varepsilon}} - \frac{A_t}{e^{(B_t(\bar{\varepsilon} - k_0))}} \quad \text{E. II-23}$$

$\bar{\varepsilon}$  est la déformation équivalente, fonction des déformations principales  $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  :

$$\bar{\varepsilon} = \sqrt{\langle \varepsilon_1 \rangle^2 + \langle \varepsilon_2 \rangle^2 + \langle \varepsilon_3 \rangle^2} \quad \text{E. II-24}$$

si  $\varepsilon_i < 0$  alors  $\langle \varepsilon_i \rangle = 0$  sinon  $\langle \varepsilon_i \rangle = \varepsilon_i$  , pour  $i = 1, 3$ .

$k_0$  est le seuil initial d'endommagement. Les paramètres  $k_0, A_t, A_c, B_t, B_c$  sont déterminés expérimentalement.

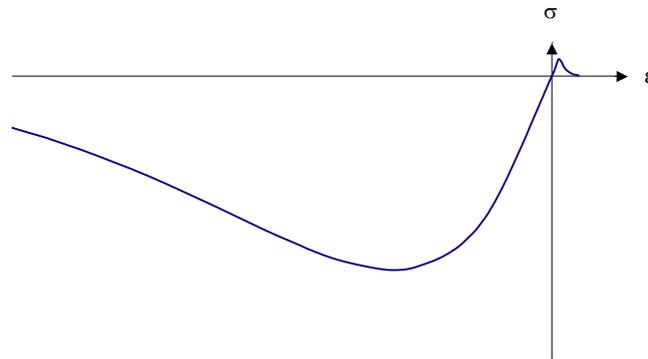


Figure 15 - Modèle de Mazars, comportement unidirectionnel en traction et en compression.

#### ▪ **Comportement de la maçonnerie.**

La maçonnerie est un matériau composite. L'étude du comportement de ce matériau sous un chargement mécanique se ramène à la question suivante : quelle est la loi de comportement d'une maçonnerie dans les trois dimensions de l'espace, compte tenu des caractéristiques géométriques et mécaniques des blocs et des joints qui la composent ? Cette question, actuellement, n'a pas de réponse analytique, en trois dimensions. Cependant, des réponses partielles ont été apportées par les mécaniciens pour l'étude de certains matériaux composites comme les multicouches utilisés dans l'industrie mécanique. Mais, du fait de la présence de joints verticaux (et en quinconce), la

<sup>63</sup> D'après Jean-François GEORGIN, Khalil HAIDAR, Gilles PIJAUDIER-CABOT et Jean-Marie REYNOUARD, dans *Comportement mécanique du béton*, Paris : Hermès, 2005. pp. 146-149.

théorie des multicouches ne peut être appliquée. Par ailleurs, les matériaux du génie civil, mortier, pierre et terre cuite sont vieillissants et fissurables en traction.

L'approche de la maçonnerie peut se faire à l'échelle locale ou semi-locale, ou encore par la technique des macro-éléments, selon la taille de l'échantillon considéré. Le choix de l'approche dépend du but de la recherche : approfondir la connaissance des phénomènes locaux en jeu dans l'association pierre/mortier ou brique/mortier, ou bien étudier le comportement global d'un élément de structure en maçonnerie.

### *L'approche locale.*

Dans ce cas, l'échantillon étudié est constitué d'un ou deux blocs (pierre ou brique) séparés par un joint de mortier. La modélisation se concentre sur les lois de comportement, linéaires ou non, de chaque matériau, et surtout sur la loi d'interface entre les deux. Les mécanismes de rupture locaux sont au centre du sujet. Il est couramment admis aujourd'hui qu'il existe cinq mécanismes de rupture de base (Figure 16)<sup>64</sup>. La modélisation numérique attribue un élément continu à chaque brique et au mortier, et un élément d'interface d'épaisseur nulle entre les deux matériaux (surface de contact entre blocs et joints). Une simplification proposée par Lourenço en 1996, consiste à réunir le mortier et l'interface en un seul élément « joint » d'épaisseur nulle, les dimensions du bloc étant étendues en conséquence de façon à conserver un volume global identique. L'élément « joint », tel qu'il existe dans le logiciel CASTEM, donne la possibilité d'introduire un comportement fragile en traction, élasto-plastique en compression ainsi qu'une loi de frottement de type Coulomb.

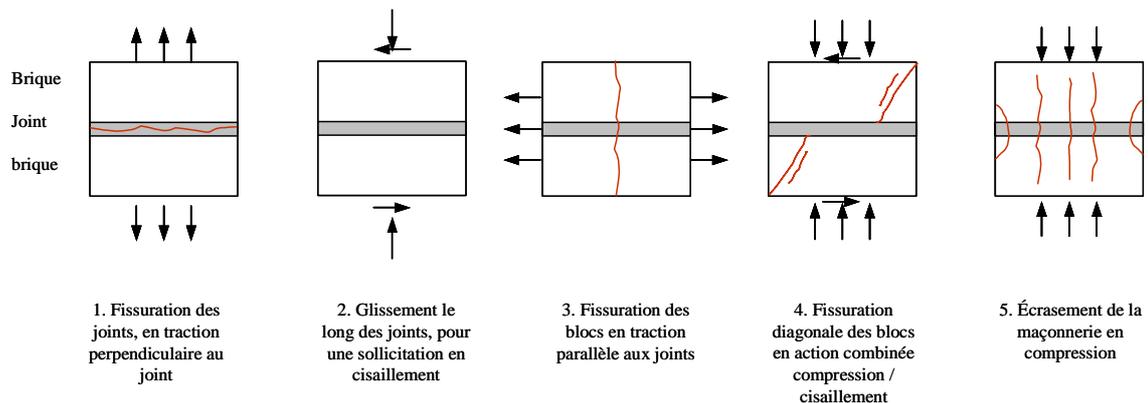


Figure 16 - Mécanismes de base de rupture d'un joint de mortier entre deux blocs<sup>65</sup>.

L'approche locale a pour intention de restituer au mieux le comportement réel de la maçonnerie

<sup>64</sup> On pourra comparer cette analyse au seul mécanisme décrit dans le dossier VOUTE du SETRA (qui s'apparente au mécanisme n°5) : «[...] comme le module d'élasticité du mortier est beaucoup plus faible que celui de la pierre, le mortier a tendance à s'étaler latéralement. En raison de l'adhérence et du frottement entre le mortier et la pierre, cette expansion latérale induit dans la pierre un état de tension latérale et dans le mortier un état de compression latérale : il en résulte la rupture par fendage de la pierre ».

<sup>65</sup> D'après Michel PRAT, *Calcul des ouvrages généraux de construction*, Paris : Hermès, 1997. p. 538.

mais ne peut être appliquée qu'aux éléments plans de maçonneries de faible dimensions telles que les murs simples. C'est dans ce cadre, en 2002, que J.I. Cruz Diaz a choisi la modélisation locale pour son étude des murs de maçonnerie de briques creuses (à alvéoles verticales ou horizontales) à joints verticaux secs<sup>66</sup>. Le but de cette recherche était de déterminer le comportement de ces murs non armés sollicités horizontalement dans leur plan, et donc leur efficacité vis à vis du contreventement des structures. Une campagne d'essais a été menée, sur mur en vraie grandeur et sur échantillons de chacun des matériaux en jeu. Elle a montré que les non-linéarités du comportement des murs peuvent être attribuées « *d'une part au comportement non linéaire des joints et d'autre part aux phénomènes de fissuration et dégradation des briques, qui se manifestent généralement après la rupture des joints* »<sup>67</sup>. Afin de suivre le comportement des murs jusqu'à la ruine, il a été créé, pour les briques, un modèle homogène anisotrope bidimensionnel endommageable. Pour les joints, Cruz Diaz a utilisé le modèle élasto-plastique « joint Coulomb » intégré dans Castem. Globalement le calcul a été mené sous l'hypothèse des contraintes planes. L'auteur conclut que « *la campagne expérimentale menée au CSTB a permis de valider le modèle numérique* »<sup>68</sup>, et que les murs à joint verticaux secs et briques à cloisonnement discontinu dans le plan du mur « *ont une résistance non négligeable et qu'ils pourraient être utilisés comme système de contreventement* »<sup>69</sup>.

#### *L'approche semi-locale.*

L'échantillon de maçonnerie considéré englobe plusieurs blocs et joints réunis dans un nouvel élément. Cette approche est utilisée lorsque le but de la recherche est d'étudier le fonctionnement d'une structure maçonnée de grande dimension. La petite taille des blocs par rapport à l'ensemble de la structure induit cette démarche : modéliser chaque pierre ou chaque brique mobiliserait un temps de calcul considérable, dans une logique de précision illusoire, et sans certitude d'aboutir à un résultat. Il faut donc être en mesure de faire un maillage de la structure sans rapport avec l'appareillage réel de la maçonnerie calculée.

Les techniques d'homogénéisation sont conçues dans ce but. Leur mise en œuvre passe par la définition d'un élément de base représentatif de la maçonnerie réelle. Celle-ci est considérée comme un matériau composite périodique non fissuré. L'appareillage de la maçonnerie est créé à partir d'un élément de base répété (translaté) selon les deux directions du plan (pour un mur ou voûte mince), ou les trois directions de l'espace (pour un volume maçonné). La cellule de base, nommée Volume Élémentaire Représentatif (VER), est constituée du matériau homogénéisé. Elle est équivalente au même volume de maçonnerie réelle, c'est-à-dire qu'elle offre la même réponse

---

<sup>66</sup> Jorge Ignacio CRUZ-DIAZ, *Etude des murs de contreventement en maçonnerie d'éléments de terre cuite*, thèse de docteur en génie civil, Université de Marne la Vallée, 2002.

<sup>67</sup> *Ibid.*, p.104.

<sup>68</sup> *Ibid.*, p. 139.

<sup>69</sup> *Ibid.*, p. 153.

sous sollicitations identiques. La loi de comportement du VER est obtenue à partir des lois de comportement de chaque matériau constitutif. Les dimensions des éléments du maillage de la structure, dans le cadre du calcul aux éléments finis, sont indépendantes des dimensions du VER, qui n'est qu'une étape de la technique d'homogénéisation. Les recherches publiées à ce jour proposent différents types de VER (les figures ci-après en donnent des exemples). Elles offrent une formulation analytique des caractéristiques élastiques du VER (termes de la matrices de rigidité ou de souplesse) en fonction des caractéristiques élastiques du mortier et du joint, mais seulement en deux dimensions (état plan de contraintes ou de déformations). Il n'existe pas, à notre connaissance, de formulation en trois dimensions.

Pegon et Anthoine<sup>70</sup> ont proposé en 1997, une homogénéisation asymptotique à l'aide d'éléments parallélépipédiques translétés dans le plan. Le modèle propose une formulation en contraintes planes ou déformations planes. La loi de comportement adoptée est homogène isotrope élasto-plastique endommageable. Après comparaison, les auteurs concluent que le calcul doit être mené en déformations planes (et non contraintes planes), et que les joints verticaux ne peuvent être négligés : leur première approche en considérant la maçonnerie comme un simple multicouche n'a pas donné de résultats valables. Cette technique d'homogénéisation en une étape s'est montrée fautive. On ne peut donc pas faire abstraction des joints verticaux.

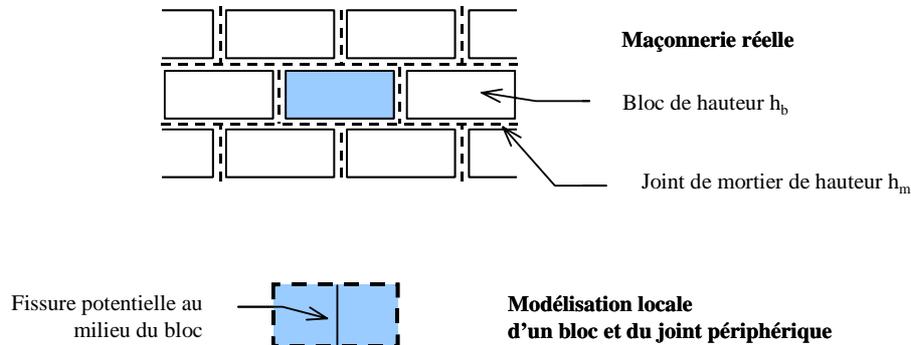


Figure 17 - Principe de la modélisation locale simplifiée selon Lourenço<sup>71</sup>.

Pande<sup>72</sup> avait réalisé auparavant une homogénéisation élastique en deux étapes, dans le plan. Dans cette technique, une première étape consiste à homogénéiser les blocs et les joints verticaux (axe  $x$ ), une seconde homogénéise le matériau obtenu précédemment et les joints horizontaux (axe  $y$ ). L'auteur a exprimé les caractéristiques élastiques  $E_{ij}$  et  $\nu_{ij}$  en deux dimensions, en fonction des caractéristiques du mortier et des blocs. Les formules ont été confortées par des essais de chargement uniaxial. D'autres auteurs tel que Papa<sup>73</sup>, par la suite, ont inversé l'ordre des étapes,  $y$

<sup>70</sup> P. PEGON et A. ANTHOINE, Numerical strategies for solving continuum damage problems with softening. Application to the homogenization of Masonry, in *Computers & Structures*, Volume 64, Issues 1-4, juillet août 1997, pp. 623-642.

<sup>71</sup> *Op. Cit.* CRUZ-DIAZ, thèse de docteur, 2002, p. 31.

<sup>72</sup> N. PANDE, J.X. LIANG, J. MIDDLETON, Equivalent elastic moduli for brick masonry. In *Computers and Geotechnics*, vol. 8, n° 3, 1989, p 243-265.

<sup>73</sup> E. PAPA, *About damage mechanics with particular reference to masonry*, thèse de doctorat, poltecnico di Milan, Milan, Italy, 1990.

puis  $x$ . Cette technique d'homogénéisation en deux étapes,  $xy$  et  $yx$ , a été utilisée, également, par Lourenço en 1997, toujours en élasticité linéaire. Les modules expérimentaux et modules calculés ainsi ont été comparés. La conclusion de l'étude est que l'erreur reste inférieure à 10% tant que le rapport des modules de la brique et du mortier reste inférieur à dix<sup>74</sup>.

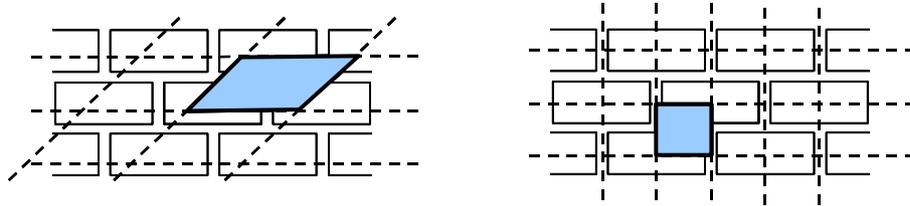


Figure 18 - Cellule de base proposée par Pegon et Antoine en 1997 (à gauche), et par A. Zucchini et P.B. Lourenço en 2004 (à droite).

En 1999, Briccoli<sup>75</sup> construit un modèle sur la base du principe des inclusions ellipsoïdales d'Eshelby : la maçonnerie est une matrice de mortier comportant des inclusions en forme de cylindres elliptiques. L'étude se place en deux dimensions et s'applique aux murs. La loi de comportement de chaque matériau est élasto-plastique. Le critère de rupture est le critère de Coulomb avec « cut off » (rupture fragile en traction). La rupture de la maçonnerie peut provenir de la rupture de n'importe lequel de ses constituants. Selon l'auteur, le modèle concorde avec l'expérimentation.

Cecchi et Sab, en 2002, proposent à leur tour une formulation des caractéristiques homogénéisées en deux dimensions, pour un matériau élastique isotrope<sup>76</sup>. Deux types de VER sont adoptés : l'un rectangulaire pour des joints verticaux continus, l'autre en losange pour des joints verticaux alternés. Une comparaison avec un calcul numérique utilisant la MEF met en évidence une bonne concordance des résultats pour les faibles valeurs du rapport de l'épaisseur des joints à l'épaisseur du bloc (1/5 verticalement, 1/15 horizontalement) et lorsque le module d'Young du mortier est très faible devant le module des blocs. Le lecteur trouvera à la Figure 20 les formules d'homogénéisation dans le cas du VER en losange.

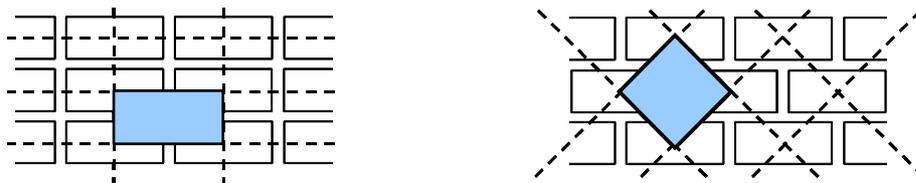


Figure 19 - Cellules de base proposée par A. Cecchi et K. Sab en 2001,

<sup>74</sup> D'après A. ZUCCHINI, dans "A micro-mechanical model for the homogenisation of masonry", dans *International journal of solids and structures* 39, February 2002, p. 3235.

<sup>75</sup> S. BRICCOLI, G. RANOCCHIA, L. ROVERO, « Modèle micromécanique pour l'homogénéisation linéaire des maçonneries en briques », dans *Materials and structures*, 32 n°215, GBR, 1999, p. 22-30.

<sup>76</sup> A. CECCHI ET K. SAB, "A multi-parameter homogenization study for modelling elastic masonry", in *European Journal of Mechanics, A/ Solids* 21, 2002, p.262.

*pour maçonnerie à joints verticaux continus ou discontinus.*

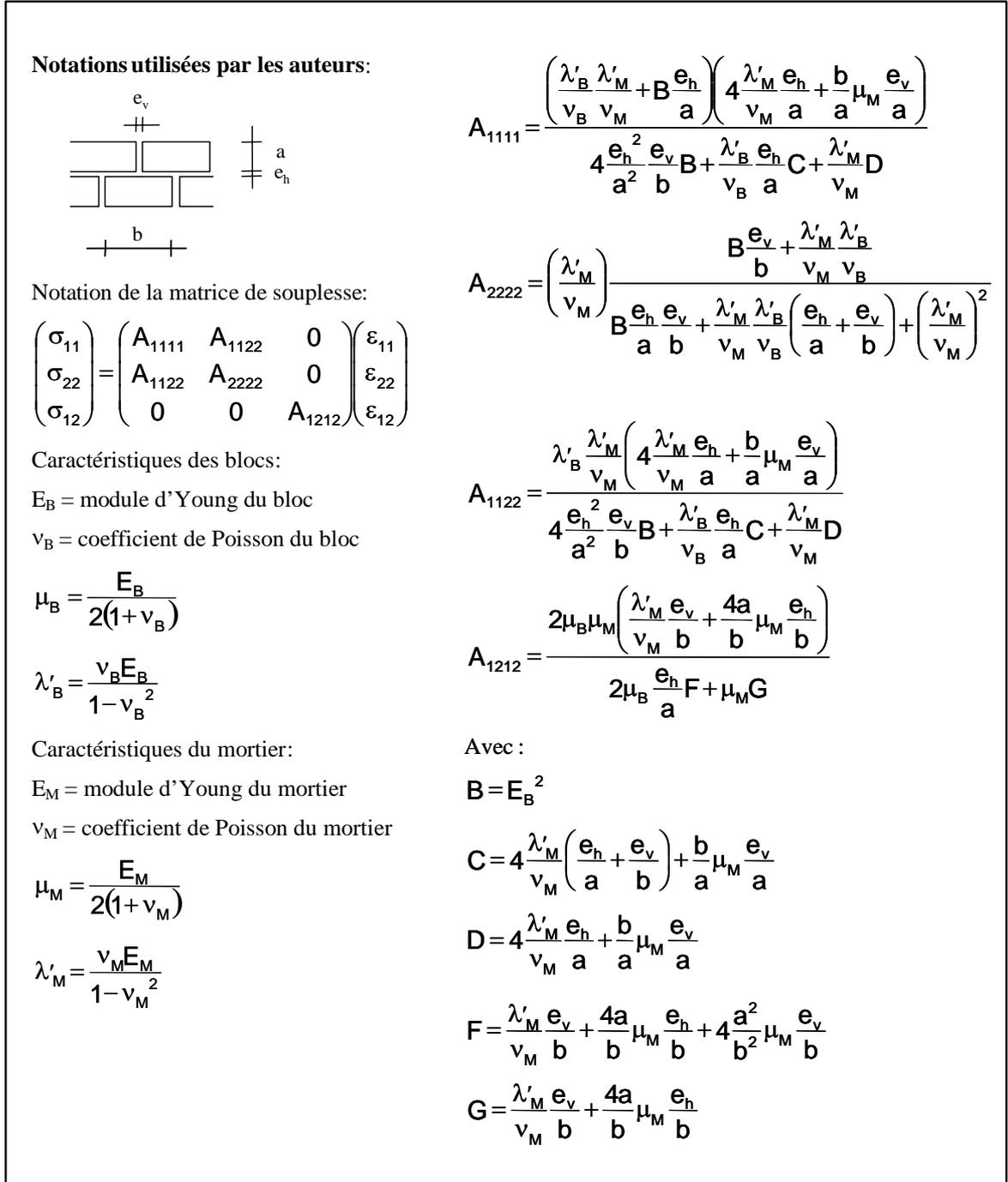


Figure 20 – Homogénéisation analytique en 2D. Formulation de Cecchi et Sab. 2002.

### La technique des macro-éléments.

La méthode est la même que précédemment mais l'échantillon choisi, dit Volume Représentatif (VR), est plus grand que le volume élémentaire exposé ci-dessus. La définition de sa taille fait partie de la problématique de la recherche. La difficulté réside dans la définition de sa loi de comportement, notamment dans le domaine non linéaire. Pour illustrer cette approche, on peut citer

le travail de Delphine Raffard qui a proposé quatre échantillons différents de maçonnerie pour son homogénéisation<sup>77</sup>. Les quatre VR de maçonnerie comportaient quatre lits de pierre, leur base et leur hauteur étant du même ordre de grandeur. Par ailleurs, l'auteur a mené une simulation numérique par éléments finis ainsi qu'une expérimentation sur matériaux neufs (essai triaxial). Les essais ont donné des résultats « quasi » confondus entre eux et proches des résultats numériques. Le modèle n'a pas été satisfaisant pour décrire le comportement jusqu'à rupture, du fait des non prises en compte des glissements possibles aux interfaces et des possibilités de fissuration, mais il s'est avéré valable dans le domaine élastique. L'auteur insiste, dans sa conclusion, sur les gains de temps de calcul et de modélisation apportés par la méthode. Dans le cadre de la modélisation de grands ouvrages, c'est un argument non négligeable.

\* *Eléments finis et éléments distincts.*

Le développement de la méthode de calculs aux éléments finis, en mécanique des structures, et de la méthode de calcul aux éléments distincts<sup>78</sup>, en mécanique des sols et des roches, est indissociable de celui de l'outil de calcul : l'ordinateur. L'analyse d'une structure à l'échelle globale peut être abordée par une modélisation des phénomènes à l'échelle locale ou semi-locale (nous verrons plus loin ces notions), l'ordinateur se chargeant de la résolution des équations qui permettent la passage d'une échelle à l'autre.

Les ingénieurs qui conçoivent les ouvrages d'art, aujourd'hui, font couramment appel à la méthode des éléments finis<sup>79</sup> lorsque la géométrie de l'ouvrage à calculer est complexe, et sort du domaine d'application des autres logiciels utilisables (logiciels de calcul à barre commercialisés, logiciels du SETRA, par exemple). En fait, il s'agit d'une méthode de calcul générale qui, appliquée aux problèmes de mécanique des solides, s'adapte non seulement à toute géométrie spatiale, mais aussi à des matériaux très divers, linéaires ou non linéaires, isotropes ou anisotropes, grâce à un catalogue prédéfini (et que les recherches visent à compléter) d'éléments et de lois de comportement.

Le solide à calculer, soumis à un ensemble d'actions  $F^{80}$ , et lié par des conditions aux limites, est construit par assemblage d'éléments simples dits « éléments finis » connectés en un nombre fini de « nœuds ». Les déplacements  $U$  aux nœuds du maillage sont les inconnues du problème. La résolution des équations différentielles en tout point du solide est remplacée par la résolution implicite approchée d'un système d'équations linéaires discrétisé du type  $K U = F$ . Les déplacements en tout point sont obtenus par interpolation polynomiale. On procède ultérieurement au calcul des déformations, puis des contraintes (en des points qui ne sont pas les nœuds). Les

<sup>77</sup> *Op. cit.*, Delphine RAFFARD, pp. 65-72.

<sup>78</sup> MEF et MED en français, FEM et DEM en anglais.

<sup>79</sup> Le terme « élément fini » a été énoncé pour la première fois par Clough en 1960. Alain CURNIER fait remonter l'application de la méthode aux problèmes de mécanique des solides à 1955, dans *Méthodes numériques en mécanique des solides*, Lausanne : Presses polytechniques et Universitaires Romandes, 1993, p.43.

<sup>80</sup> Au sens large : on peut prendre en compte la variation de température, par exemple.

logiciels utilisés sont divers : STRUPL (Genna et al., Italie, 1996), LUSAS (Fairfield, Royaume Uni, 1999), ANSYS (Fanning et Boothby, Irlande et USA, 2001), et CASTEM en France et en Europe (Pegon et al. Belgique, 2001, J.I. Cruz Diaz, France, 2002). Il est important de noter que le catalogue d'éléments prédéfinis du logiciel CASTEM inclut des éléments dits « joints » créés pour modéliser les discontinuités des matériaux, les défauts d'adhérence et les fissurations qui peuvent naître à leur interface<sup>81</sup>.

La Méthode des Eléments Distincts (MED) repose sur la méthode des différences finies, particulièrement adaptée aux problèmes qui font intervenir la variable temps. Il s'agit d'une méthode de calcul discrète explicite. Le matériau est décrit comme un empilement de blocs, rigides ou déformables (petites déformations). Le contact entre eux est ponctuel et unilatéral. Il est régi par une loi élasto-plastique associée au critère de Coulomb. Les équations en jeu sont des équations de mouvement (principe fondamental de la dynamique). Leur résolution est menée pas à pas. A chaque pas de temps, la position des blocs est réactualisée (apparition de décollements ou au contraire de nouveaux contacts).

La méthode s'est réellement développée à partir des années 1990 dans le domaine de la mécanique des roches, pour l'analyse de la stabilité des talus ou des fondations. En effet, la méthode est bien adaptée à l'étude des milieux discontinus constitués de gros blocs (il faut tous les modéliser) susceptibles de grands déplacements ou de grandes rotations (au niveau des contacts seulement), éventuellement soumis à des phénomènes dynamiques. Elle est réputée peu performante sur le calcul des contraintes dans les blocs. C'est probablement la raison pour laquelle elle est peu connue des ingénieurs qui calculent les structures. Cependant, elle a été utilisée pour l'étude des maçonneries d'ouvrages anciens, par exemple par A. El Shabrawi<sup>82</sup> en 1996, puis D. Raffard en 2000, avec le logiciel UDEC.

El Shabrawi s'est intéressé à l'efficacité de la méthode des éléments distincts pour les calculs des murs de maçonneries en pierre de grès (types façades italiennes du XIV<sup>e</sup> siècle) soumis à un chargement dynamique cyclique, de type sismique. Il a montré que la méthode décrit un scénario d'effondrement conforme aux observations, la rupture étant initiée par la dislocation des joints<sup>83</sup>. Il a ensuite appliqué la méthode à divers ouvrages anciens. Ses conclusions mentionnent l'importance d'une bonne connaissance des ouvrages en l'état actuel (dégradation des joints en particulier).

L'étude de D. Raffard<sup>84</sup> avait pour fil conducteur deux ponts aqueducs romains en ruine, situés près d'Arles. Les essais expérimentaux visant à déterminer les caractéristiques mécaniques des matériaux de base ont été réalisés sur des matériaux neufs. Leur mode de fabrication a été choisi pour reproduire au mieux les anciens matériaux : mortier bâtard associant ciment, chaux

<sup>81</sup> Dans la littérature anglo-saxonne, on trouvera le terme « FEMDE » c'est-à-dire « finite element method with discontinuous elements », par distinction par rapport à « FEM » appliquée aux matériaux continus.

<sup>82</sup> Atef EL-SHABRAWI. *Comportement des ouvrages historiques soumis à des sollicitations sismiques. Apport de la modélisation numérique par la méthode des éléments distincts*, Thèse de docteur ingénieur INP Nancy, 1996.

<sup>83</sup> *Ibid.*, p121.

<sup>84</sup> Delphine RAFFARD, *Modélisation de structures maçonnées par homogénéisation numérique non linéaire. Application aux ouvrages d'intérêt archéologique*. Thèse doctorat INPL, Vandoeuvre Lès Nancy, 2000.

hydraulique, sable et tuileau d'une part, pierres de carrière locales d'autre part. Enfin, une arche, plane, de dix mètres de portée a été construite. Les deux méthodes MEF et MED ont été utilisées pour la modélisation numérique. L'auteur conclut<sup>85</sup> que la méthode des éléments finis associée à une technique d'homogénéisation (nous parlerons ultérieurement de ce sujet) a réduit le temps de calcul dans un rapport un à huit par rapport aux éléments distincts, tout en donnant une précision du même ordre de grandeur, sur les déformations (la comparaison a porté sur les déformations calculées et les déformations mesurées).

Une étude comparative a également été menée par A. Giordano, de l'Université de Naples en 2002<sup>86</sup>. Trois logiciels ont été utilisés : ABAQUS et CASTEM pour la méthode aux éléments finis, UDEC pour la méthode aux éléments distincts. Pour la modélisation avec ABAQUS, logiciel commercialisé, un matériau type « béton » a été retenu (le logiciel considère des matériaux homogènes uniquement). Avec CASTEM, les éléments « joints dilatants » ont été utilisés pour introduire les discontinuités. En parallèle de cette étude numérique, une structure en vrai grandeur a été construite en laboratoire, copiant une façade d'un monastère de Lisbonne. Il s'agit donc d'une structure plane, composée de deux arches plein cintre appuyées sur des poteaux, le tout en maçonnerie de pierre. Elle a été soumise à un chargement vertical et horizontal monotone, dans le but de comparer avec les résultats de calcul de ABAQUS, puis cyclique. L'auteur conclut que les trois méthodes décrivent correctement le comportement global de l'ouvrage, chacune avec certaines limites. ABAQUS serait incompétent pour décrire les phénomènes mis en jeu par le chargement cyclique. CASTEM offrirait une bonne réponse quelque soit le chargement, mais uniquement dans le domaine des petits déplacements. UDEC admettrait les grands déplacements mais ne décrirait pas efficacement les déformations internes des blocs.

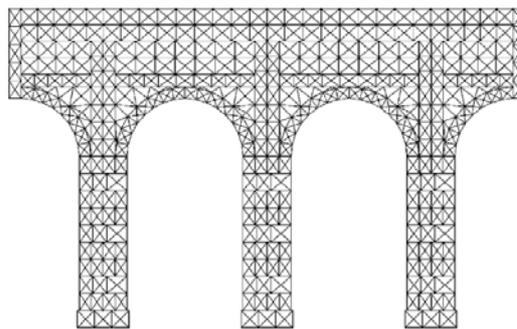


Fig. 19. UDEC internal finite element mesh.

Figure 21 - Modélisation aux éléments distincts d'une façade en maçonnerie selon A. Giordano.

### \* **De la voûte 2D au pont 3D.**

La grande majorité des recherches publiées ont été menées sur des murs, en deux dimensions ou

<sup>85</sup> *Ibid.*, p117.

<sup>86</sup> A. GIORDANO, E. MELE, A. DE LUCA, "Modelling of historical masonry structures : comparison of different approaches through a case study", *Engineering Structures*, vol.24, issue 8, january 2002, pp.1057—1069.

sur des voûtes simplifiées. Très peu de recherches universitaires ont été publiées dans le domaine du calcul des ponts voûtes en trois dimensions. Cependant, les phénomènes transverses des ponts existent. Les fissures longitudinales apparentes sous les douelles ainsi que les décollements entre corps de voûte et bandeau leur sont généralement attribuées<sup>87</sup>.

La question a été abordée par PJ. Fanning et T. Boothby<sup>88</sup>. Des essais sur ouvrages réels ont été réalisés aux Etats-Unis, alors qu'en parallèle, une modélisation aux éléments finis, en trois dimensions, était menée avec le logiciel commercialisé ANSYS. Les auteurs ont différencié la partie en maçonnerie (voûte et tympans) de la partie « remplissage ». Pour la première partie, une loi de comportement type « béton » a été choisie. Le remplissage a été décrit comme un sol muni d'un critère de rupture type Drucker-Prager. Entre les deux zones, une loi de frottement a été introduite. L'étude, bien que simplifiée, a permis de confirmer que les différentes parties sont impliquées dans la stabilité de l'ouvrage (et pas seulement la voûte). Les auteurs concluent qu'en dépit d'une méconnaissance des paramètres de calcul, de bons résultats comparatifs ont été obtenus. Comment choisir ces paramètres ?

Plus récemment, une étude similaire a été réalisée à nouveau sous la direction de PJ. Fanning sur un pont-route de Belfast, du XIX<sup>e</sup> siècle, comportant une succession d'arche plein cintre de quinze mètres d'ouverture<sup>89</sup>. Des essais de chargement ont été réalisés, en vraie grandeur. Les caractéristiques mécaniques des matériaux ont été déterminées par ajustement des résultats de calcul sur les résultats des essais. L'intérêt de cette recherche est d'avoir prouvé, d'une part, la complexité des phénomènes internes transversaux, et, d'autre part, la participation de toutes les parties de l'ouvrage dans le comportement global. Elle a également montré qu'une description réaliste du comportement des ouvrages maçonnés ne peut faire abstraction de la phase non linéaire des matériaux constitutifs. Cependant, aucun essais sur échantillon, en laboratoire, n'est présenté, et associé à cette analyse d'ensemble des ouvrages.

#### II.2.4 Conclusion.

Le calcul des voûtes a toujours été associé à l'observation des mécanismes de ruine. Depuis Coulomb, on sait que ceux-ci naissent de la rotation des blocs les uns par rapport aux autres, liée à l'ouverture de fissures.

L'histoire du calcul des voûtes comprend quatre approches successives : la statique graphique, l'élasticité linéaire, le calcul à la rupture, la modélisation numérique associée ou non avec une

---

<sup>87</sup> Les pathologies des ouvrages sont bien décrites dans le référentiel infrastructure de la SNCF, *Prescriptions techniques pour la surveillance et la maintenance des ouvrages d'art*, chapitre ouvrages en maçonnerie, rédigé par la direction de l'ingénierie de la SNCF en octobre 2002.

<sup>88</sup> Paul FANNING et Thomas BOOTHBY, "Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges", dans *Computers & Structures* vol.79, Issues 29-30, novembre 2001, pp.2645-2662 puis "Longitudinal and transverse effects in masonry arch assessment", dans *Construction and building Materials*, vol.15, Issue 1, février 2001, pp.51-60.

<sup>89</sup> PJ. FANNING, VA. SALOMONI, DT. SLOAN, *Nonlinear modelling of a multi-span arch bridge under service load conditions*, 10<sup>th</sup> international conference and exhibition, "Extending the life of bridges, concrete + composites, buildings, masonry + civil structures", London, UK, 1-3 July 2003.

technique d'homogénéisation des matériaux constitutifs de la maçonnerie. Elles ont permis de concevoir ou vérifier les voûtes malgré un grand nombre d'hypothèses simplificatrices. Celles-ci excluent d'aborder des questions pourtant fondamentales dans le fonctionnement des ponts maçonnés telles que la participation des tympans dans la résistance de l'ouvrage, l'existence des phénomènes transversaux et l'influence des tassements d'appui. Finalement, l'état de contrainte réel du pont chargé reste méconnu.

Les recherches développées depuis une vingtaine d'années se concentrent sur une description plus précise du comportement des matériaux associés dans la maçonnerie pour répondre à ces lacunes. Cela implique une utilisation judicieuse des méthodes de calcul disponibles, ainsi qu'une meilleure connaissance des matériaux de base et du matériau composite « maçonnerie ».

Les travaux publiés concernant l'homogénéisation des maçonneries sont basés sur les techniques relatives aux matériaux composites périodiques. Ils se placent en deux dimensions, en état plan de contrainte ou de déformation. Il existe des formulations analytiques des paramètres élastiques (termes de la matrice de rigidité) mais seulement en deux dimensions et pour des matériaux de base isotropes. Elles ne pourront donc pas être utilisées dans le cadre d'une étude en trois dimensions.

Les méthodes de calculs des voûtes en 3D sont numériques et indissociables de l'ordinateur. Les méthodes les plus utilisées sont la méthode des éléments finis (MEF) et la méthode des éléments distincts (MED). A l'origine de leur création, la première s'adresse à la mécanique des structures, la seconde à la mécanique des roches. Au vu des publications parues, nous retenons que les deux méthodes sont aptes à décrire le comportement de la maçonnerie mais avec des performances inégales. La MED est plus performante dans le domaine des grands déplacements et décrit bien, pas à pas, le scénario de rupture. La MEF permet une approche plus fine dans le domaine des petits déplacements, et notamment une évaluation des contraintes en service plus précise. Elles peuvent l'une comme l'autre prendre en compte les discontinuités des matériaux chargés (tel que la fissuration).

Limiter le temps de calcul doit rester une préoccupation. Pour un ouvrage de grandes dimensions et très massif, il convient donc de limiter le nombre d'éléments. Dans ce but, l'association de la méthode des éléments finis avec une technique d'homogénéisation est indispensable. Pour notre travail, l'utilisation de la MEF associée à la technique des macros éléments nous semble donc la mieux adaptée.

L'expérimentation est utilisée, en recherche, pour conforter les développements théoriques. Les essais déjà réalisés, dans le domaine qui nous concerne ici, sont en très faible nombre. Ils ont été réalisés dans la plupart des cas sur des matériaux neufs, ou sur des pierres. Il y a très peu de données disponibles sur les mortiers anciens. Aucune publication récente ne présente des essais sur des briques pleines de grand format comme celles utilisées en Midi-Pyrénées. Compte tenu des remarques que nous avons déjà formulées suite au premier chapitre, nous confirmons qu'une phase d'expérimentation est donc indispensable pour déterminer les caractéristiques mécaniques des

matériaux des ouvrages que nous avons choisis.

Enfin, depuis une vingtaine d'années, plusieurs tentatives ont été faites pour intégrer le comportement non linéaire des maçonneries dans les calculs (non linéarité des blocs, cisaillement des joints). Une approche de ces non linéarités est nécessaire pour simuler de façon réaliste le comportement du pont fissuré. Notre modèle devra intégrer ces comportements. Pour limiter le temps de calcul, nous les intégrerons en nombre restreints, entre des macro-éléments homogénéisés. Nous reprendrons ainsi l'idée originelle des « voussoirs » dont la rotation, les uns par rapport aux autres, provoque le mécanisme de rupture.

En conclusion, la méthodologie adoptée pour notre recherche va se décomposer en trois phases :

- Recueil de données sur des ouvrages réels à partir d'une recherche sur des documents d'archives, afin de connaître, notamment, la géométrie et les matériaux constitutifs des ouvrages d'art en maçonnerie,
- Recherche du comportement mécanique des maçonneries en présence dans les ouvrages, dans le but d'établir la loi de comportement homogénéisée, jusqu'à rupture, des maçonneries en présence, et à la loi de comportement de l'interface entre le mortier et les blocs.
- Calcul d'un ouvrage par la méthode des éléments finis à l'aide du code CASTEM, dans les trois dimensions de l'espace. La voûte est découpée en voussoirs homogènes, liés par des joints.

### **III      UNE ANCIENNE LIGNE DE CHEMIN DE FER**

## SOMMAIRE DU CHAPITRE III

<b>III.1</b>	<b>Les sources.</b>	<b>64</b>
<b>III.2</b>	<b>Historique de la construction de la ligne.</b>	<b>69</b>
<b>III.3</b>	<b>Classification des ouvrages d'art de la ligne.</b>	<b>71</b>
<b>III.4</b>	<b>Les maçonneries des ouvrages d'art.</b>	<b>73</b>
	III.4.1 Synthèse des matériaux utilisés.	73
	III.4.2 Les matériaux de base.	76
	* <i>Les briques.</i>	76
	* <i>Les moellons.</i>	77
	* <i>Les pierres de taille.</i>	82
	* <i>La chaux.</i>	84
	* <i>Le mortier.</i>	85
	* <i>Le béton.</i>	85
<b>III.5</b>	<b>Etat actuel des ponts en maçonnerie.</b>	<b>86</b>
<b>III.6</b>	<b>Le cas « Taillefer ».</b>	<b>87</b>
<b>III.7</b>	<b>Conclusion.</b>	<b>88</b>

Une recherche scientifique et expérimentale sur les ponts en maçonnerie nécessite le repérage, l'identification et la connaissance de ponts maçonnés, construits dans un intervalle de temps restreints. Ceux-ci doivent, de plus, être accessibles pour d'éventuelles investigations sur site. L'aire d'étude choisie est une ancienne ligne de chemin de fer construite en 1870 par la Compagnie des Chemins de fer du Midi, entre Castres et Albi. Elle n'est plus exploitée aujourd'hui, et a laissé place à une piste cyclable. Cependant, les documents de la construction ont été conservés par la SNCF, à Toulouse, et sont toujours accessibles.

Ce chapitre présente tout d'abord les documents sources utilisés, puis les différentes étapes de la construction de la ligne et de son exploitation. Enfin, les résultats des recherches concernant les travaux de génie civil sont détaillés. Le lecteur trouvera une classification des ouvrages de génie civil, puis une synthèse des renseignements rassemblés concernant les matériaux utilisés pour la construction de ces ouvrages. Enfin des remarques sur l'état actuel des ouvrages d'art, utiles pour la suite de la recherche, compléteront l'exposé.

### **III.1 LES SOURCES.**

Les sources historiques relatives à la construction du génie civil de la ligne de chemin de fer reliant Castres à Albi sont essentiellement concentrées dans les archives de la SNCF<sup>90</sup>. Les archives départementales du Tarn ont également été explorées mais n'ont apporté que des documents administratifs<sup>91</sup> et des informations bibliographiques et iconographiques (Figure 22). Nos recherches d'informations auprès des mairies des communes desservies par la ligne, et les associations locales n'ont pas non plus été concluantes.

Les archives de la SNCF relatives à la ligne 736 datent de 1868. Elles rassemblent des documents généraux sur la construction de la ligne (rapport de l'ingénieur de la Compagnie et profil en long, page de garde Figure 23), un dossier de construction pour chaque ouvrage d'art (sauf ouvrages « types »), ainsi qu'un dossier de réclamation de l'entrepreneur du lot 3 (la ligne a été divisée en quatre lots). Il contient trente chefs de réclamation (lettre de demande de réclamation Figure 24).

Les plans disponibles pour chaque ouvrage sont des plans de type « projet » et non des plans type « exécution ». On pourrait donc s'interroger sur la correspondance exacte avec ce qui a été réellement exécuté. Cependant, ces documents semblent fiables, pour deux raisons. Premièrement, les textes montrent que la Compagnie exerçait un suivi et un contrôle rigoureux. Un conducteur de travaux de la Compagnie était présent sur le chantier en permanence pour contrôler les travaux. Les

---

<sup>90</sup> Les documents d'archives de la direction toulousaine de la SNCF sont regroupés ligne par ligne, et classés selon le numéro actuel de la ligne (ici 736).

<sup>91</sup> Il s'agit de la section S. Les documents sont listés dans les sources primaires, à la fin de ce rapport.

archives présentent des lettres manuscrites de ce contrôleur dont les propos se recourent avec les informations données par les documents du marché. Deuxièmement, une inspection visuelle et des mesures sur site montrent l'adéquation entre les plans et les ouvrages actuels.

Par ailleurs, les documents « projet » peuvent être confrontés aux informations données par le dossier de réclamation de l'entreprise. Ce dossier, très complet, présente l'analyse, faite par l'entrepreneur (M. Dumas), des travaux réellement exécutés, comparés avec le devis des ouvrages et le cahier des charges, ainsi que la réponse de l'ingénieur de la Compagnie. Celle-ci est étayée par le rapport du conducteur de travaux de la Compagnie, présent sur le chantier. Ce dossier de réclamation est donc d'une importance majeure vis à vis de la connaissance exacte des ouvrages réalisés. En particulier, il apporte des éléments précis sur les matériaux mis en œuvre, dans leur nature, leur lieu d'extraction ou de fabrication. Il informe des modifications apportées sur la provenance des matériaux, par rapport aux exigences préalables de la Compagnie, et des difficultés réelles d'exécution sur le chantier.



Figure 22 – La gare de Laboutarié vers 1900.  
D'après VIEU Bernard, dans *Connaissance du rail* n°70, sept.1986, p.10.

**COMPAGNIE DES CHEMINS DE FER DU MIDI.**

**CONSTRUCTION — NOUVEAU RÉSEAU.**

Division de Castres.

Ligne de Castres à Albi.



**RAPPORT DE L'INGÉNIEUR**

sur les ouvrages d'art à établir entre la rivière du  
Dadou et l'extrémité de la ligne dans les communes  
de Laboutriac, Lombers, Denat, Samillacié, Labastide-  
Denat, Luygouzon et Albi (canton d'Albi)

Du piquet 265<sup>m</sup> au piquet 468<sup>m</sup>.

Longueur: 20<sup>k</sup>279<sup>m</sup>75<sup>c</sup>



Dressé par l'Ingénieur Ord. sousigné

Castres, le 2 Septembre 1868.

*Guillaumet*

Vu et Présenté :

Castres, le 16 Septembre 1868.

L'Ingénieur en Chef

*A. W...*

Vu et Présenté

Paris, le 26 Septembre 1868

Le Directeur de la Compagnie

*Le Directeur L'ingénieur  
Huyot*

Figure 23 - Rapport de l'ingénieur de la Compagnie des Chemins de Fer du Midi. 1867. D'après archives de la SNCF. Dossier ligne 736.

Lautrec, le 15 avril 1871.

A M<sup>r</sup> Guillaume, Ingénieur des  
Chemins de Fer du Midi, à Toulouse

Monsieur l'Ingénieur,

Les difficultés exceptionnelles qui se sont  
présentées dans l'exécution des travaux du 3<sup>e</sup> lot  
de la ligne de Castels à Albi, dont j'ai été déclaré  
adjudicataire le 29 octobre 1867, ont porté dans mon  
entreprise une perturbation tellement grande que  
les conditions de mon marché ont été sinon com-  
plètement anéanties du moins considérablement  
altérées principalement dans les terrassements.

L'exécution a exigé des espèces de déblais  
imprévus, d'une nature excessivement difficile à  
fouiller ne pouvant s'exploiter qu'à la mine ou  
à la trace.

Toutes ces difficultés se sont traduites par  
un surcroît de dépenses considérable, en dehors de  
toutes prévisions, d'outillage, de poudra et de main-  
d'œuvre, dont je ne saurais être équitablement  
rendu responsable.

Confiant en votre justice, malgré le déficit  
énorme que je constatais chaque jour, je ne me  
suis point découragé et mon zèle, mon

dévouement poussés à leurs dernières limites n'ont  
jamais fait défaut à la Compagnie.

J'ai donc l'honneur de vous soumettre le  
présent mémoire de réclamations, résumé en 31 chefs,  
avec prière de vouloir bien l'examiner avec une  
soignée et bienveillante attention; ce n'est qu'à ce  
prix que j'ai espéré l'appui de toute votre  
autorité auprès de la Compagnie.

Je suis avec le plus profond respect,  
Monsieur l'Ingénieur,  
votre très humble & très obéissant serviteur.

Signé, Dumas.

Figure 24 - Réclamation de l'entrepreneur Dumas. 15 AVRIL 1871. D'après le dossier d'archives SNCF de la ligne 736.

### III.2 HISTORIQUE DE LA CONSTRUCTION DE LA LIGNE.

La nouvelle ligne joignant Castres à Albi, et plus exactement Ranteil, au sud d'Albi, fut construite en deux étapes (plan de la ligne Figure 25). La Déclaration d'Utilité Publique date de 1864, pour le tronçon de Castres - Laboutarié, et du 20 juin 1861 pour le tronçon de Laboutarié - Ranteil.

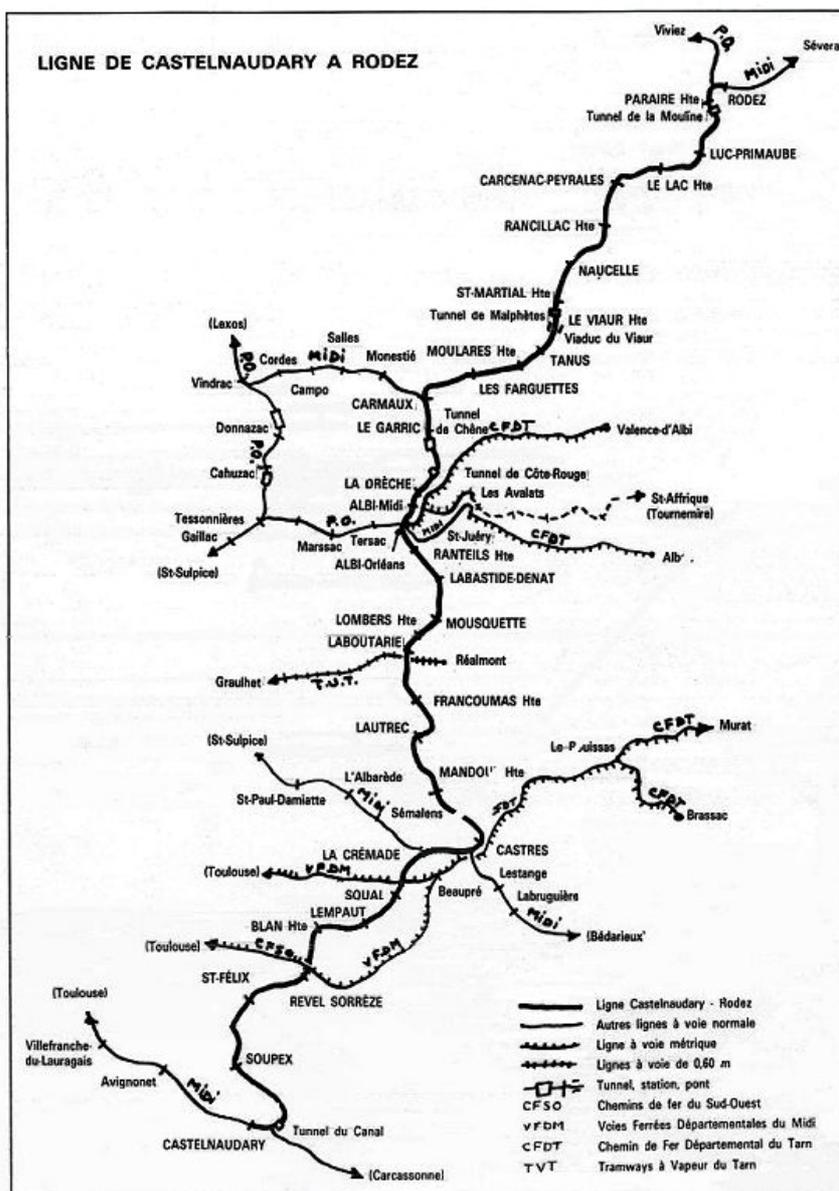


Figure 25 - La ligne de Castelnau-d'Aud à Rodez, d'après Bernard Vieu, dans *Connaissance du Rail* n°70, sept.1986, p.6.

L'ingénieur de la Compagnie du Chemin de Fer du Midi, M. Guillaume, soumit le projet des ouvrages d'art à l'approbation du Ministère en 1868. Son rapport séparait la ligne en deux zones : une zone allant de l'origine de la ligne (Castres, point kilométrique 366.000, piquet 0 ) jusqu'au ruisseau du Dadou (piquet 266), et une zone allant du ruisseau du Dadou à l'extrémité de la ligne

(Albi, PK 412.800, piquet 468). La ligne à construire totalisait ainsi un linéaire d'un peu moins de 47 km. La Préfecture du Tarn approuva le dossier des ouvrages de la 1<sup>ère</sup> zone le 12 mai 1868 et de la 2<sup>ème</sup> zone le 8 janvier 1869. Suite au succès de cette ligne et à la rentabilité de son exploitation, la ligne fut doublée en 1912 entre Castres et Lautrec ce qui a conduit à un élargissement des ouvrages d'art (passages inférieurs) de cette portion. Jusqu'à la première guerre mondiale, la « *ligne Castelnaudary - Rodez connaît un trafic conséquent. A cette date, on relève trois mouvements Castelnaudary Carmaux [...] et deux Castres – Albi*<sup>92</sup> », soit cinq voyages dans chaque sens de circulation par jour.

Au moment de la fusion des compagnies privées, la ligne fut intégrée par la SNCF à la ligne numérotée 736 reliant Castelnaudary à Rodez. La partie Lautrec – Albi fut déclassée la première, en 1972 (soit une durée d'exploitation de 102 ans). Le trafic entre Castres et Lautrec justifia l'exploitation de la ligne encore 25 ans, jusqu'au 31 mai 1997, avec des opérations d'entretien et de réparation (soit une durée totale d'exploitation de 127 ans). Le tracé de la ligne est aujourd'hui occupé en majeure partie par une piste cyclable (photo Figure 26) gérée par le Conseil Général du Tarn.

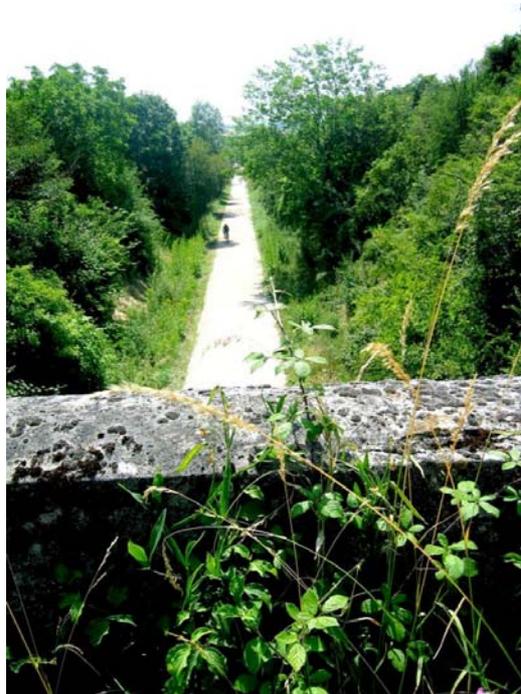


Figure 26 - La piste cyclable le 15 juin 2003, vue du P.S. de la Millette. Photo N. D.

---

<sup>92</sup> D'après Bernard VIEU, « La ligne de Castelnaudary à Rodez », dans *Connaissance du Rail*, n°71, octobre 1986, pp. 12-14 et 31-34.

### III.3 CLASSIFICATION DES OUVRAGES D'ART DE LA LIGNE.

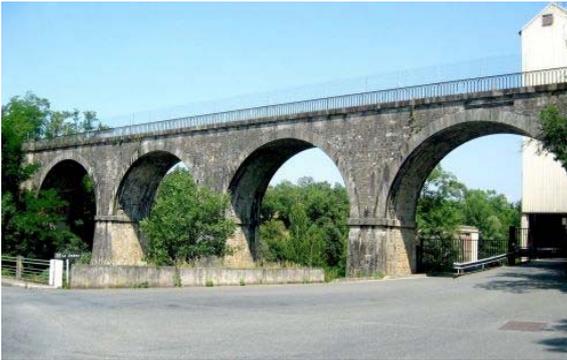
Les ouvrages d'art de la ligne Castres Albi sont classés soit en ouvrages « types » (de faible portée), soit en ouvrages « spéciaux », c'est-à-dire faisant l'objet de plans de construction spécifiques. Parmi les ouvrages « types », les ingénieurs de la Compagnie ont inclus les buses (en ciment), les aqueducs (en maçonnerie), les ponceaux (également en maçonnerie), les ponts à tablier métallique d'une seule travée (sur culées en maçonnerie de 4, 4.50 ou 6 mètres de portée) et enfin les ponts d'une seule travée à poutres en rails Barlow<sup>93</sup> de 4.50 mètres de portée (récapitulatif des ouvrages Tableau 3). Les ouvrages dits spéciaux (récapitulatif Tableau 4) furent construits soit en métal soit en maçonnerie. Il n'y a pas d'ouvrages en béton armé. Les plus grands ponts ont été conçus en maçonnerie.

ouvrages	matériau	nombre	appellation	portée en mètres
ouvrages types 223	ciment	5	buses	0.30
	ciment	1	buses	0.40
	ciment	60	buses	0.50
	maçonnerie	76	aqueducs	0.70
	maçonnerie	2	aqueducs	0.80
	maçonnerie	44	aqueducs	1.00
	maçonnerie	11	ponceau	1.50
	maçonnerie	10	ponceau	2.00
	métal	13	ponts type	4 ou 4.50 ou 6.00
	métal	1	pont à poutres en rails Barlow	4.50
ouvrages spéciaux 14	métal	3	ponceau ou PI	5.00 ou 6.00
	maçonnerie	11	pont, ponceau, PS ou PI	> ou = à 3.00
total		237		

Tableau 3 - Récapitulatif des ponts de ligne Castres - Albi.

En proportion de la longueur de la ligne (47 km environ), les ouvrages en maçonnerie sont relativement nombreux, et offrent une belle diversité par leur géométrie : sept ponts à une seule arche plein cintre, un pont à une seule arche surbaissée, un pont à culées évidées (présentant l'allure d'un pont à trois arches), un pont à deux travées en anse de panier, enfin un pont d'envergure à quatre arches plein cintre. Voici toute la diversité offerte par cette ligne qui constitue donc un « échantillon » particulièrement intéressant pour cette recherche.

<sup>93</sup> Ce type de rail à section en V renversé, qui porte le nom de son inventeur, n'a été utilisé que dans le Midi. D'après *Le patrimoine de la SNCF et des chemins de fer français*, tome 1, page 72.

*PI de Leingary**P.S du chemin d'exploitation de la Millette**Pont de Trococo sur le Dadou.**PI de la RD 16 d'Alban à Lavaur**PS sur le ruisseau d'Assou**P.I. du ch. De Montsalvy à la r<sup>te</sup> impériale 118**Figure 27 - Les ponts en maçonnerie de la ligne Castres - Albi. 15 juin 2003. Photos N. D.*

nom	portée (m)	géométrie	vendu à	le
Ponceau de Pudre	3	1 voûte plein cintre	Castres	20/12/1994
Pont du Poulobre	7	1 voûte et 2 culées à arcatures	dép <sup>t</sup> du Tarn	31/05/1997
Pont du Bagas	13	1 voûte plein cintre	dép <sup>t</sup> du Tarn	31/05/1997
PI de Leingary	4	1 voûte plein cintre	dép <sup>t</sup> du Tarn	31/05/1997
P.S du ch. d'exploit. de la Millette	14,37	1 voûte surbaissée	dép <sup>t</sup> du Tarn	31/05/1997
Ponceau du Lézert	5	1 voûte plein cintre	dép <sup>t</sup> du Tarn	31/05/1997
Pont de Trotoco sur le Dadou	12	4 voûtes plein cintre	dép <sup>t</sup> du Tarn	31/05/1997
PI de la RD 16 d'Alban à Lavour	7	1 voûte plein cintre	dép <sup>t</sup> du Tarn	31/05/1997
PS sur ruisseau d'Assou	9	2 voûtes surbaissées	l'Etat	26/3/1980
PI pour le ch. de St Benoit et le ruisseau de Labarthe	6,40	1 voûte plein cintre	l'Etat	26/3/1980
P.I. du ch. De Montsalvy à la rte impériale 118	4	1 voûte plein cintre	l'Etat	26/3/1980

Tableau 4 - Récapitulatif des ouvrages spéciaux en maçonnerie de la ligne Castres - Albi.

### III.4 LES MAÇONNERIES DES OUVRAGES D'ART.

Après une vue d'ensemble des matériaux utilisés, ce chapitre décrit la composition et la mise en œuvre des matériaux en présence dans les ponts en maçonnerie, sur la base des documents d'archives.

#### III.4.1 Synthèse des matériaux utilisés.

Trois maçonneries sont présentes dans les ouvrages : les maçonneries de briques (BRI), de moellons bruts (MB), à face rectangulaire (MFR), à joints incertains (MJI, voir illustration Figure 28)<sup>94</sup>, et de pierre de taille (PT). Leur répartition dans les ouvrages est synthétisée dans le Tableau 5. Ce tableau montre que, si les géométries des ouvrages sont diverses, les matériaux sont par contre d'une étonnante régularité : bandeaux en pierre de taille, murs en moellons à face rectangulaire (premier tronçon de la ligne) ou en opus incertum (2<sup>ème</sup> tronçon de la ligne), voûte en briques, comme beaucoup de ponts de la région, construits à la même époque. Il se dégage donc une typologie des ouvrages en maçonnerie de la ligne Castres – Albi, résumée sur les plans du pont du Bagas, Figure 29.

<sup>94</sup> On dit aussi « opus incertum ».

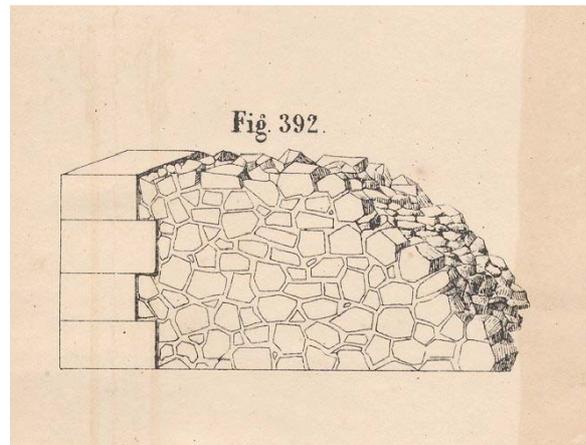


Figure 28 – Maçonnerie de moellons en opus incertum avec chaînage en pierre de taille.  
D'après Debaube, *Manuel de l'ingénieur des Ponts et Chaussée*, Paris : Dunod, 1873, planche 50.

nom	Tympan	bandeau	voûte	piédroit	remplis- sage	fondations
Ponceau de Pudre	MJI	PT	BRI	MJI	MB	beton
Pont du Poulobre	MJI	PT	?	-	-	béton
Pont du Bagas	MJI	PT	BRI béton projeté	-	MB	béton
P.I. de Leingary	MJI	PT	BRI béton projeté	MJI	MB	béton
P.S. du ch. d'exploitation de la Millette	MJI	PT	BRI	MJI	MB ou béton ?	béton
Ponceau du Lézert	MFR	PT	BRI	MFR	MB	MB
Pont de Trotoco sur le Dadou	MFR	PT	BRI	MFR	MB + béton	MB
P.I. de la RD 16 d'Alban à Lavaur	MFR	PT	BRI	MFR	MB	MB
P.S. sur ruisseau d'Assou	MFR	PT	BRI	MFR	MB	béton
P.I. pour le chemin de St Benoit et le ruisseau de Labarthe	MFR	PT	BRI	MFR	MB	béton
P.I. du ch. De Montsalvy à la rte impériale 118	MFR	PT	BRI	MFR	MB	béton

Tableau 5 - Récapitulatif des matériaux utilisés pour la construction des ponts en maçonnerie de la ligne Castres - Albi.

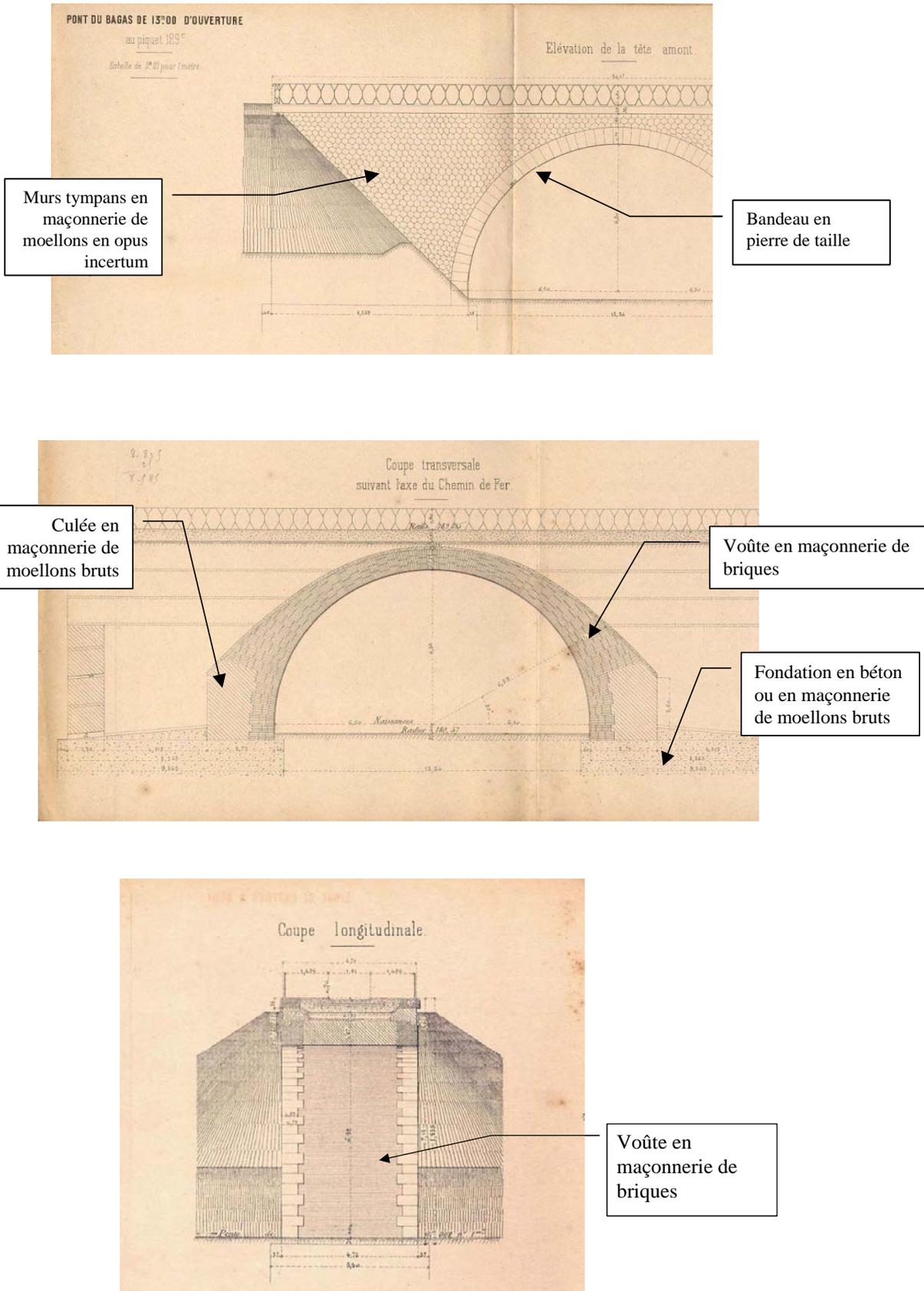


Figure 29 - Répartition des matériaux dans les ponts en maçonneries. Plans du pont du Bagas. Archives SNCF.

### III.4.2 Les matériaux de base.

\* *Les briques.*



Figure 30 - Détail des maçonneries de briques. Photo N. D.

Les briques utilisées sur ces ouvrages d'art sont de grand format (photo Figure 30), contrairement aux briques du Nord (dites de Bourgogne 22 \* 11 \* 5.5). Le cahier des charges montre que le maître d'ouvrage a imposé le format et la provenance des briques : « *Les briques proviendront des meilleurs fours des communes de Lautrec, Puycalvel, Serviès, Guipalens (arrondissement de Castres) et Réalmont (arrondissement d'Albi). Elles auront les dimensions suivantes : longueur trente cinq centimètres, largeur vingt cinq centimètres, épaisseur quarante cinq millimètres* » . Elles sont donc plus petites que les foraines utilisées à Toulouse et sa proche région (dimensions en centimètres 42 \* 28 \*5). Les briques du Viaduc de la Millette, le dossier de réclamation le prouve, provenaient d'Albi et non des briqueteries des alentours. Les propos du conducteur de la Compagnie l'illustrent parfaitement :

*Toutes les constructions du pays ne se faisant qu'en pierres, les briqueteries ne préparaient que les petites briques employées à la construction des cheminées, des carrelages des appartements et puis les tuiles. La fabrication était même bien restreinte et chose secondaire pour les briquetiers qui s'occupaient plutôt de la cuisson de la chaux assez abondante dans le pays. L'installation de ces fabriques était bien pauvre et quoique pendant nos études tous les briquetiers promettaient un grand développement de fabrication au moment des travaux de la ligne, je n'ai connu qu'un seul dans le pays qui a fait quelques frais pour fabriquer la brique de dimensions que nous demandions. Si on considère de plus que déjà toutes les briqueteries entre Castres et Lautrec étaient occupées à fabriquer pour le compte des entrepreneurs qui ont commencé les travaux avant M. Dumas, il n'est pas étonnant que cet entrepreneur n'ai pu trouver dans la commune de Lautrec qu'une quantité bien minime de briques et qu'il ait été obligé de se fournir à Albi. [...] Je sais très positivement que les briques employées au pontceau de Gioufret et du Viaduc supérieur de la Millette sortaient des environs d'Albi.*

En ce qui concerne la mise en œuvre, les briques étaient trempées avant l'emploi, tout comme les pierres et moellons. Pour les poser, on les faisait glisser dans le mortier « *en les pressant fortement à la main* ». Les parements vus devaient être rejointoyés, « *les surfaces de ces rejointoiements (se faisant) dans le plan même des briques* ».

Les voûtes en briques étaient réalisées sur cintre. Les documents d'origine du Pont de Trotoco sur le Dadou contiennent le plan d'ensemble et des détails du cintre. Les cintres étaient montés en bois de charpente, sur site, et déposés à l'aide de boîtes à sable. Une belle illustration des risques et aléas de chantier est donnée par le conducteur de travaux de la Compagnie dans son rapport sur le chef de réclamation numéro 29, relatif à l'accident arrivé au cintre du viaduc de la Millette « *pour cause de force majeure* » selon l'entrepreneur. On pourra lire son témoignage, Figure 33, qui aboutit à la conclusion « *qu'il faut admettre l'évaluation de cette dépense suivant les réclamations de l'entrepreneur* ». L'ingénieur de la compagnie ne fut pas de cet avis : « *l'article 21 des clauses et conditions générales n'admettant pas dans le cas de force majeure les intempéries des saisons, nous ne pouvons accepter la présente demande* ».

\* ***Les moellons.***

Trois maçonneries de moellons sont en présence : les maçonneries de moellons bruts, de moellons à joints incertains (opus incertum) et de moellons smillés (Figure 31).



Figure 31 - A droite : PS de la Millette, murs en maçonnerie de moellons à joints incertains (opus incertum), bandeau en pierre de taille, corps de voûte en briques. A gauche : Pont de Montsalvy, détail de maçonnerie à moellons smillés à assise horizontale.

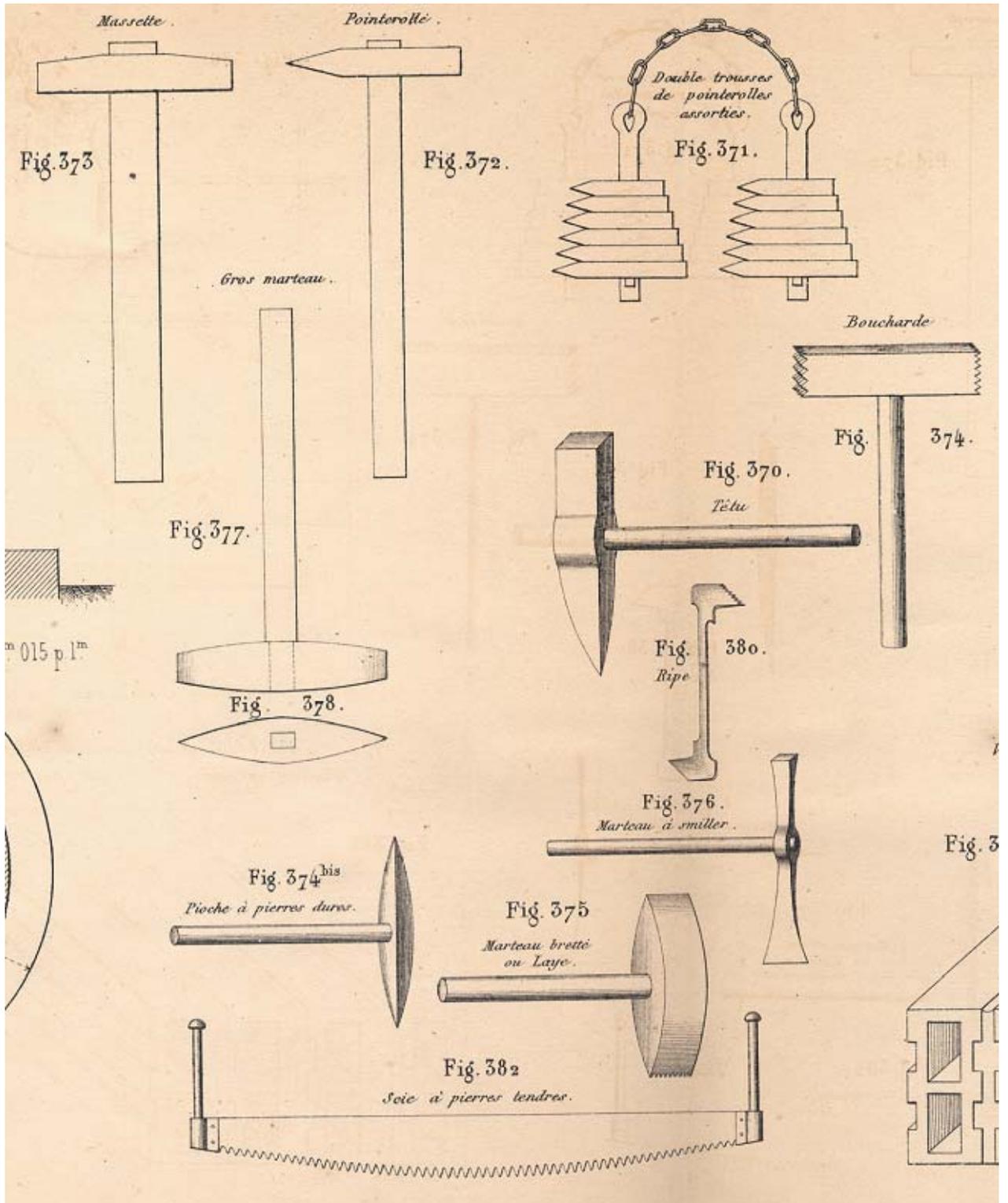


Figure 32 - Les outils du tailleur de pierre, d'après Debaue, Manuel de l'ingénieur des Ponts et Chaussées, Paris : Dunod, 1873, planche 48.

Les moellons bruts étaient utilisés pour constituer les remplissages. Les documents d'archives permettent de l'affirmer pour les deux ouvrages suivants : le PS du chemin d'exploitation de la Millette et le pont de Trotoco sur le Dadou. On peut supposer qu'il en fut de même pour les autres ouvrages.

Les moellons bruts devaient être extraits « des meilleures carrières de Grès de la commune de Lautrec, [...] dans les bancs inférieurs les plus compacts et les plus homogènes ». Des dimensions minimales étaient imposées « au moins dix centimètres d'épaisseur, vingt centimètres de queue dans les massifs, et vingt-cinq centimètres dans les parements même cachés par les terres ». Les moellons bruts étaient posés à bain de mortier, c'est-à-dire « placés à la main et serrés, par glissement, les uns contre les autres, de manière que le mortier reflue à la surface par tous les joints ». Ils étaient ensuite « frappés et tassés avec le manche du têtou » (le lecteur trouvera une illustration des outils, smille et têtou, à la Figure 32).

Les moellons bruts laissaient parfois des espaces importants à combler de mortier. Ils étaient dans ce cas « garnis d'éclats de pierre dure enfoncés et serrés, mais de manière que chaque moellon ou éclat soit toujours enveloppé de mortier ».

Les moellons étaient arrosés immédiatement au moment de la pose. La phrase suivante extraite du cahier des charges illustre bien l'état des moellons à poser : « *en un mot, l'état d'humidité du moellon, au moment de l'emploi, sera le même que s'il pleuvait depuis longtemps* ».

Les moellons à parements têtoués et à joints incertains étaient pris dans les moellons bruts, « extraits à la mine, à la pince ou à la trace. [...] Le parement formera un polygone irrégulier dont la diagonale minima aura vingt cinq centimètres de longueur. Les surfaces des différents polygones ne devront pas présenter de différences trop sensibles. Ce moellon aura une queue de vingt-cinq centimètres variant de vingt à trente. Il sera taillé au têtou, les plus grosses bosses seront ensuite abattues à la grosse pointe, le parement présentera des aspérités de deux centimètres. Les joints auront au maximum seize millimètres ».

La mise en œuvre des moellons à parements têtoués se faisait à bain de mortier, comme pour les moellons bruts, « en les assurant avec le manche du têtou, calant les queues, joignant les rives et remplissant le joint par derrière, en fichant le mortier dans ce joint avec la truelle, et en le retenant à l'extérieur, puis le fichant de nouveau et le lissant à l'extérieur, tant qu'il reste mou ». Les moellons étaient enfin rejointoyés, au fur et à mesure de l'avancement, en « laissant le moellon en saillie sur ce mortier, de quelques millimètres ».

Les maçonneries de moellons smillés étaient exécutées de la même manière. L'épaisseur des joints était alors limitée à 1.2 cm (elle ne l'étaient pas pour les moellons à joints incertains).

29 Chef

Accident arrivé aux Cintres du Viaduc Supérieur de la Millette pour cause de force majeure. -

La première question à résoudre ici est celle-ci : à qui faut-il attribuer la cause des dégâts occasionnés aux Cintres du Viaduc de la Millette dans la nuit du 1 au 2 Mars 1869 ? Est-ce à la force majeure d'un événement imprévu ou à l'Entrepreneur qui n'a pas pris les précautions nécessaires pendant le levage de la Charpente. -

Mais l'événement a eu lieu pendant l'opération, pour ainsi dire - Toutes les pièces étaient en place excepté les grandes Croix de St-Audré devant relier les fermes entre elles - Or la nuit arrive, l'obscurité empêche de travailler et on est obligé de laisser pour le lendemain l'achèvement de la pose des pièces restantes qui n'étaient pas placées. Tout à coup un vent d'une extrême violence s'élève et met à bas toute la Charpente qui dans sa chute a eu plusieurs pièces brisées. L'ensemble de ces circonstances me fait penser que l'Entrepreneur n'est pas cause de l'accident et que quelques précautions qu'il aurait prises la violence du vent aurait fait écrouler ces pièces toujours plus ou moins isolées, avant que l'ensemble fut complètement assemblé. - Je crois donc que

qu'il est impossible d'attribuer à l'Entrepreneur la faiblesse évidente  
~~faiblesse~~ cause de son imprévoyance. Je conclus donc que toutes les  
 dépenses de réparations de ces cintres et fourniture des pièces nouvelles  
 doivent être supportées par la Compagnie, comme effet d'une cause  
 majeure que l'Entrepreneur ni personne n'a pu prévoir ni empêcher.

La seconde question, à résoudre dans ce Chef, est celle du montant  
 de la dépense pour fourniture des pièces nouvelles et de la main  
 d'œuvre des Charpentiers.

Le lendemain matin de l'événement, j'étais sur les lieux de constater  
 pour examiner les dégâts. De prime abord j'ai vu plusieurs pièces brisées  
 mais à la reprise du travail, le nombre de pièces à remplacer a été plus  
 considérable qu'on ne l'a cru ~~d'abord~~ première inspection - poteaux, an-  
 ches, poutres, ~~et autres~~ ont trouvé fendus à partir des  
 tenons, ces derniers brisés - quelques moises plus minces partagées en  
 deux. Je pense donc qu'il faut admettre l'évaluation de cette dépense  
 suivant la réclamation de l'Entrepreneur.

Le Conducteur du 3<sup>e</sup> Travaux désigné

Toulouse 26 février 1872 -  
 Duboufflé

Figure 33 - Accident arrivé aux cintres du Viaduc Supérieur de la Millette pour cause de force majeure.  
 Rapport du conducteur de travaux, 26 février 1872. D'après dossier d'archives de la SNCF.

\* *Les pierres de taille.*



*Figure 34 - Pont de Leingary : détail des maçonnerie de moellons en opus incertum, et pierre de taille. Photo N. D.*

Les pierres de taille ont été utilisées pour former les bandeaux ainsi que les chaînages d'angle des murs et des piles des ponts de grande hauteur. Le sommier, dont la fonction était, pendant la construction, de former un appui au cintre, était également en pierres de taille.

Le cahier des charges indiquait que ces pierres devaient être extraites « *des meilleures carrières de la commune de Lautrec* ». Le mémoire de réclamation de l'entrepreneur du lot 3 (21<sup>ème</sup> chef) relate la difficulté rencontrée pour se procurer des pierres de taille de grès et l'augmentation de prix de ce matériaux qui en a résulté. Ces faits ont été confirmés par le rapport du conducteur de travaux de la Compagnie, qui a écrit les réelles difficultés liées au transport à effectuer depuis la carrière (Lautrec) jusqu'au chantier (distance de quelques kilomètres), et celles liées à l'extraction des pierres. Ce dernier point invoqué par l'entrepreneur pour réclamer ne lui semblait pas très sérieux,

*car quoique la contrée ne possédait pas de bonnes carrières, celles que M. Dumas a exploitées ne sortaient pas des conditions ordinaires d'exploitation. J'accorderais plutôt une augmentation eu égard aux difficultés de transport qui étaient réellement grandes. Les chemins parcourus étaient généralement on ne peut plus très mauvais avec des pentes très rapides. Puis ajoutant à cela que ces approvisionnements se faisaient dans la mauvaise saison, souvent les charrettes ne pouvant sortie du bourbier, on était obligé de déposer le chargement sur les bords des chemins et attendre la saison meilleure. La perte de temps, la main d'œuvre de déchargement et du chargement étaient des pertes réelles qui méritent d'être prises en considération.*

Au sens du cahier des charges, les pierres devaient être sélectionnées de sorte à écarter les pierres qui « sous le choc du marteau, rendraient un son sourd et se casseraient en grains sablonneux au lieu de se briser en éclats à vives arêtes ». Le conducteur de la Compagnie, dans son rapport sur la réclamation de l'entrepreneur du lot 3, reconnaît que le grès extrait était tendre, « même très tendre », ce qui l'a conduit à refuser des pierres sur le chantier :

*En général les blocs sortis de ces deux carrières étaient beaux mais tous les bancs n'étant pas également homogènes, il fallait faire un certain choix et souvent on amenait sur les chantiers des morceaux tellement mauvais qu'il a fallu les refuser. [...] Au viaduc Supérieur de la Millette, sur votre recommandation express, nous avons été plus sévères encore [...] et j'ai refusé une vingtaine de voussoirs et presque toutes les pierres proposées pour les trottoirs et une bonne partie des couronnes de parapets.*

Les pierres sélectionnées étaient taillées puis dressées en parement « avec la fine boucharde ». Pour vérifier leurs dimensions, elles étaient présentées à leur place définitive puis ajustées au besoin. La pose se faisait ensuite conformément aux dessins, « à bain de mortier fin et hydraulique ». Les surfaces de pose en contact avec le mortier étaient humectées. Puis on étendait

*une couche de mortier de quinze millimètres d'épaisseur. La pierre [était] ensuite amenée et soigneusement placée sans employer de cales; puis [...] bien dressée en tous sens à coups de masse en bois, de manière que le mortier reflue et garnisse exactement le lit, et que l'épaisseur des joints horizontaux soit réduite à dix millimètres, et celle des joints verticaux à la même dimension. Enfin, les inégalités qui pourront se trouver vers la queue de la pierre seront soigneusement garnies avec des éclats de pierre dure enfoncés dans le mortier et serrés à coups de marteaux. On fichera ensuite le joint vertical, en ayant soin de contenir le mortier par devant avec des règles.*

Après achèvement de la pose, on procédait au rejointoiement. Il consistait

*dans le raclage au crochet, sur une profondeur d'au moins quinze millimètres, du mortier des joints horizontaux et verticaux, dans le nettoyage et le lavage des dits joints, dans leur remplissage soigné avec du nouveau mortier fin, tassé et lissé avec le crochet et la truelle, de manière à bien joindre les arêtes de la pierre en les laissant apparentes.*

Tous ces renseignements seront essentiels pour la suite de notre recherche, dans l'évaluation de la proportion exacte de joints et de blocs.

\* **La chaux.**

Le cahier des charges stipule que tous les mortiers seront préparés à base de chaux et non de ciment. L'article 11 en donne la provenance « *La chaux hydraulique naturelle proviendra des fours de Damiatte (canton de St Paul, arrondissement de Lavaur, Tarn)<sup>95</sup> »*. Pour juger des qualités hydrauliques de la chaux, des épreuves de convenances étaient adoptées :

*La qualité hydraulique sera constatée au moyen d'épreuves qu'on répétera autant de fois que l'Ingénieur le trouvera utile. A cet effet, on choisira quelques échantillons représentant les caractères physiques moyens. Ces échantillons seront ensemble réduits en pâte ferme et placés dans des vases qu'on remplira d'eau. Si après six jours d'immersion, le mélange ne résiste pas, sans empreinte, à une aiguille d'acier d'un millimètre de diamètre, limée carrément à l'extrémité et chargée du poids de trois cent trente grammes, l'approvisionnement auquel s'appliquera l'expérience sera refusé et extrait immédiatement des magasins.*

Beaucoup de soin était apporté à la fabrication des mortiers à base de chaux :

*La chaux hydraulique sera fournie en pierre, elle sera éteinte dans des bassins imperméables revêtus en planche, placés sous des hangars couverts, bien abrités et à portée des ateliers de fabrication des mortiers et bétons. On n'emploiera que la quantité d'eau nécessaire pour la réduire à l'état de pâte ferme et homogène ; cette quantité, qui variera un peu suivant les saisons, sera moyennement de huit cent litres pour un mètre cube de chaux de pierre. On étendra la chaux vive sur une hauteur de quarante centimètres, on versera l'eau proportionnellement aux besoins, et on aura soin de la diriger particulièrement vers les parties où la chaux fuserait à sec, toujours sans dépasser la proportion fixée. La chaux ne sera employée que vingt quatre heures après son extinction et lorsqu'elle sera complètement refroidie ; on n'éteindra à la fois que la quantité nécessaire pour la consommation de deux ou trois journées au plus. Avant l'emploi on recoupera toute la masse avec une pioche en bois garnie de fer, de manière à réduire la chaux parfaitement en pâte et à enlever toutes les parties qui ne seraient pas complètement fondues.*

---

<sup>95</sup> Les documents suivants, trouvés aux archives départementales du Tarn, confirment l'existence d'un chaufournier à Damiatte : *Société anonyme des chaux et ciments de Saint Martin - Damiatte*. Rapport d'Albert LATGE, Albi : Imprimerie Coopérative du Sud Ouest. 1905. 13 p.

\* *Le mortier.*

Sa composition était imposée par le maître d'ouvrage : « Il se composera de deux parties de chaux mesurée en pâte tassée et parfaitement compacte, et de cinq parties de sable. Ces matières seront soigneusement dosées dans des caisses fournies par l'entrepreneur, ayant dix centièmes de mètre cube de capacité » . Le mortier à base de chaux était fabriqué sur site, au fur et à mesure des besoins « au moyen de broyeurs fournis par l'entrepreneur et dont la forme et les dimensions devront être acceptées par l'Ingénieur [...]. On se servira [...] d'un broyeur mû par des chevaux » . Il devait être employé « aussitôt après sa confection » . La maniabilité du mortier était testée avant emploi : « le mortier devra être tel que sortant du manège et fraîchement recoupé à la pelle, un cylindre de quinze millimètres de diamètre, pesant deux cent cinquante grammes et tombant d'une hauteur de dix centimètres ne s'enfoncé pas de plus de deux centimètres » .

Les mortiers entraient dans la construction des maçonneries et, également, dans la chape d'étanchéité. Elle était mise en œuvre soit directement sur l'extrados de la voûte, soit sur le remplissage en béton maigre. C'est le cas, par exemple, du pont de Trotoco sur le Dadou.

\* *Le béton.*

Certaines fondations sont en béton. Celui-ci était composé « d'une partie de mortier fabriqué comme précédemment, et d'une partie et demi de cailloux ou de briques cassées ». Les briques utilisées pour les bétons devaient alors être « réduites en fragments qui devront passer en tous sens dans un anneau de quatre à six centimètres de diamètre ». L'Article 8 du cahier des charges fige la provenance des granulats : « Les graviers ou les cailloux siliceux destinés à la confection des bétons proviendront de la rivière de l'Agout ou du ruisseau du Bagas », et insiste sur leur propreté « Ces matériaux seront parfaitement purgés de terre et de toutes autres matières nuisibles, soit au râteau après le cassage, soit par le passage à la claie. Ils seront lavés s'il y a lieu ». Ces deux exigences étaient valables également pour le sable. Les pierres cassées étaient interdites.

La taille des graviers demandée était identique à celle des fragments de briques : « Lorsqu'ils devront entrer dans la composition des bétons ordinaires, ils seront cassés de manière à passer en tous sens dans un anneau de six centimètres de diamètre ». Le mélange des composants était effectué sur place « sans addition d'eau », après vérification de l'agent de la Compagnie. Les cailloux devaient être arrosés avant gâchage, et le béton utilisé immédiatement. Le béton « qui serait desséché au point de ne pouvoir revenir par la trituration ou le pilonnage sans addition d'eau, sera rejeté hors du chantier et ne pourra pas être mélangé avec du béton franc » .

Le dossier de réclamation de l'entrepreneur Dumas instruit du fait que les graviers et le sable n'ont pu être extrait en totalité du Bagas (car très pauvre en matériaux de ce type) ni de l'Agout. Il est certain que ces matériaux ont été prélevés, pour le viaduc de la Millette, du ruisseau du Dadou

duquel ils ont été « *dragués à grand frais* ». La grande difficulté à obtenir des granulats poussa l'Administration à autoriser l'entrepreneur à exécuter des fondations en moellons bruts hourdés au mortier de chaux hydraulique « *chaque fois que les maçonneries de fondation s'exécuteront à sec* ». Dans le cas du pont de la Millette, il est donc probable que les fondations soient en maçonneries de moellon et non en béton.

### III.5 ETAT ACTUEL DES PONTS EN MAÇONNERIE.

L'état actuel des ouvrages en maçonnerie est très variable: Il n'y a pas d'instabilité d'ensemble observable, pas d'affaissements ou de dislocation de grande ampleur. Les matériaux sont, dans leur ensemble, bien conservés, mais présentent localement des désordres apparents, qui ne mettent pas en cause la stabilité des ouvrages, vis à vis des charges, faibles, qu'ils reçoivent aujourd'hui.

Certains ouvrages ont été réparés. La douelle du Pont de Leingary a été recouverte par du béton projeté, qui présente aujourd'hui des auréoles nombreuses d'humidité. Des tirants renforcent transversalement la voûte du pont du Bagas (cet ouvrage est l'un de ceux qui a été élargi). D'autres ouvrages, tel que le PS de la Millette et le pont de Trotoco, sont en très bon état.



Figure 35 - Altération des briques, des pierres de taille et des moellons. Photos N.D.

Les moellons sont localement corrodés ou creusés (Figure 35). Les parements de briques sont souvent recouverts de salissures, en particulier les ponts enjambant l'ancienne voie ferrée (probablement à cause des produits de combustion des locomotives). Des efflorescences sont présentes, preuve de défauts d'étanchéité (l'étanchéité n'est assurée que par la présence d'une couche de mortier de chaux de 1cm d'épaisseur en extradados du corps de voûte). L'état des joints d'une maçonnerie à l'autre est très inégal. Le mortier de pose est parfois en très bon état, parfois absent sur plusieurs centimètres de profondeur, ainsi que les briques (Figure 35).

Cependant, à l'exception du Pont sur la RD16, la fissuration longitudinale n'est pas développée. Mais, sur cet ouvrage en particulier, une fissure est largement ouverte. Elle s'est formée par

décollement du chaînage d'angle, en pierre de taille, par rapport au mur de pied de voûte (Figure 36).



Figure 36 - Décollement entre le chaînage en pierre de taille et les moellons. Photos N. D.

### III.6 LE CAS « TAILLEFER ».

Le viaduc de Taillefer fait partie de la ligne 736, mais au sud-ouest de Castres. Il ne fait pas partie du tronçon objet de cette étude, mais il est utile d'en parler ici pour différentes raisons. Premièrement, il fut construit en 1866 et est donc contemporain des ouvrages qui nous occupent. Deuxièmement, les matériaux utilisés pour sa construction sont similaires à la typologie décrite au paragraphe précédent. Enfin, il s'agit d'un pont rail appartenant à un tronçon toujours en exploitation. Il fait donc l'objet d'un suivi régulier. Une investigation sur site a été réalisée en 1973 qui apporte des informations fondamentales<sup>96</sup>.

Le viaduc de Taillefer est un ouvrage à trois arches de 20m de portée. Le bandeau est en pierre de taille, le corps de voûte en maçonnerie de briques. Les tympans sont également en briques, contrairement aux ouvrages de la section Castres-Albi. Des tirants transversaux, ont été posés en 1924, au droit des piles, pour renforcer transversalement l'ouvrage. En 1973, des désordres importants ont été constatés justifiant l'ouverture de fenêtres permettant l'observation interne des remplissages (Figure 37), et finalement une intervention d'urgence. Les parements des tympans, en briques, étaient très fissurés. Le contrôleur principal des ouvrages d'art observe que le parement de brique se décolle vers l'extérieur. Suite à son inspection visuelle sur site, il précise, en son rapport du 23 novembre, que

*mis à part le parement de briques en très mauvais état, la maçonnerie de blocage constituée de divers éléments était compacte et parfaitement liée. Le liant composé d'un*

<sup>96</sup> Les informations qui suivent sont issues du dossier d'archives du viaduc de Taillefer, conservé par la direction Toulousaine de la SNCF.

*mortier de chaux est sain et sec. [Les briques] sont très saines à l'arrière et le liant est quand même très dur. On peut observer par endroits, surtout vers la face supérieure, un décollement variable de 2 à 3 cm avec la maçonnerie de blocage. Cette maçonnerie de blocage composée de différents éléments (calcaire, grès, ...) est compacte, saine, sans traces d'humidités, et avec un liant de mortier de chaux englobant parfaitement ces gros cailloux.*

Un nouveau rapport du 27 juin 1974 fait état d'une « aggravation des fissures à l'arrière des bandeaux (5 à 6 cm env.), [avec] suintements importants, concrétions calcaire, [...] maçonneries de briques à 90% cassées, manquantes, épauffrées et déjointoyées, [...] déformation des tirants sous les charges, [...] déversement de la plinthe, mais bandeau en bon état ». La résistance de l'ouvrage est mise en cause. En 1974, il est décidé de procéder à des réparations.

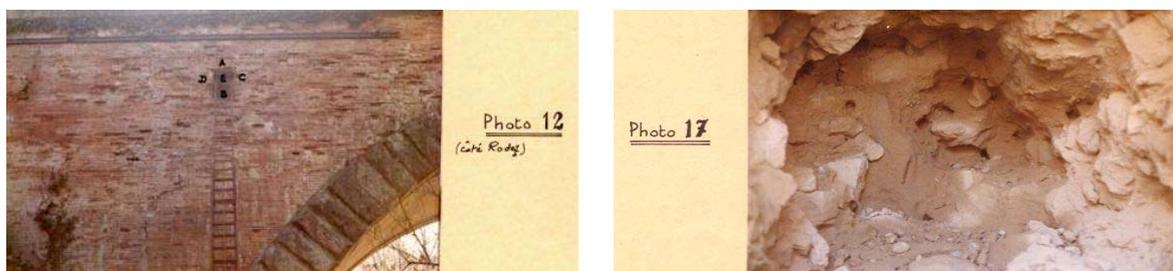


Figure 37 - Photos de l' Inspection du viaduc de Taillefer, Rapport du contrôleur. SNCF, région de Toulouse, 26 novembre 1973.

Ainsi, sur le viaduc de Taillefer comme sur le pont de Montsalvy, une fissuration longitudinale importante est observée. Des phénomènes transversaux sont donc en jeu, mais qui ne semblent pas être associés à une mauvaise qualité de la maçonnerie de remplissage, constatée en bon état sur la visite du viaduc de Taillefer. Rappelons ici que cette pathologie est très courante sur les ponts en maçonnerie. Les ingénieurs de la SNCF l'expliquent par « la différence de rigidité entre la voûte et l'ensemble bandeau – tympan et parapet »<sup>97</sup>. Il est vrai, ici, que le bandeau est en pierre de taille, et le corps de la voûte en briques. Est-ce bien là la cause de ces grandes déformations ?

### III.7 CONCLUSION.

La reconnaissance du génie civil des ouvrages d'art de la ligne Castres-Albi, construite vers 1870, est basée sur une recherche de sources d'archives (notamment les archives de la SNCF), de sources bibliographiques et iconographiques, et sur une inspection sur site. Elle a abouti à la collecte d'informations sur la conception des ponts, leur géométrie externe et interne, les matériaux de construction utilisés, et les moyens de mise en œuvre.

<sup>97</sup> SNCF, Direction de l'ingénierie, *Référentiel infrastructure, document d'application, chapitre maçonnerie*, IN 2086, édition d'octobre 2002. p.41.

A la lecture des documents conservés par la SNCF, regroupant des pièces écrites et manuscrites ainsi que des plans, nous observons que la Compagnie des Chemins de fer du Midi effectuait un contrôle rigoureux du chantier et des matériaux mis en œuvre. La présentation du dossier de réclamation de l'entrepreneur Dumas et la réaction de la Compagnie qui a suivi, offrent une illustration concrète du métier de maçon dans la seconde moitié du XIX<sup>e</sup> siècle. Les propos du conducteur de travaux traduisent la difficulté d'extraire les matériaux de construction et de les transporter, et laissent supposer une forte contribution de la force humaine à défaut de machines. L'impossibilité d'éclairer le chantier la nuit obligea d'interrompre la pose d'un cintre et de laisser une charpente de plusieurs mètres de hauteur dans l'attente du lendemain, sans contreventement, et provoqua un désastre. Le rapport de force entre l'entrepreneur qui réclama des frais supplémentaires et l'ingénieur de la Compagnie des chemins de fer du Midi, qui réagit en stricte conformité des clauses du marché, est étonnement moderne. Ce dossier de réclamation, par l'ensemble des témoignages manuscrits qu'il contient, permet de recouper les informations données, par ailleurs, dans le dossier contractuel de construction. Il est donc l'un des éléments essentiels de notre enquête.

Les ponts en maçonnerie spéciaux, au nombre de onze entre Castres et Albi, constituent un ensemble homogène par la nature et la disposition de leur matériaux constitutifs, et diversifié par les formes géométriques. Ils ont un corps de voûte en briques de grands formats produites localement (notamment aux environs d'Albi), de deux bandeaux latéraux en pierre de taille, de deux murs tympan en maçonnerie de moellons taillés, et d'un remplissage en maçonnerie de moellons bruts. Les pierres étaient extraites au fur et à mesure de l'avancement du chantier, dans un périmètre limité à quelques kilomètres, notamment dans les carrières de calcaire de Lautrec. Les mortiers utilisés pour les joints étaient formés d'un mélange de sable et de chaux hydraulique, provenant des fours du département (Tarn), et jamais de ciment. Ainsi, le lieu de provenance de tous ces matériaux se situe à moins de 40km du lieu de construction. Cette similitude donne un caractère régional à ces ouvrages d'art.

La pose des briques et des blocs de pierre était exécutée avec des techniques strictes, de sorte que les joints aient une épaisseur maximale en tout point (de 1 à 1.5cm selon les zones), et qu'il n'y ait pas de vides. On note en particulier, que les remplissages sont formés d'une maçonnerie de qualité, globalement homogène et cohérente, et non de sable ou d'un mélange de matériaux divers comme on pourrait le croire. Ils sont, à l'arrière des culées, en contact direct avec le sol de remblai. Il n'y a pas de mur transversal à cet endroit qui ferme l'ouvrage, ce qui prouve la capacité portante et la cohésion de ce remplissage.

D'autres ouvrages de la ligne 736 entre Castelnaudary et Rodez s'intègrent dans la typologie décrite, ce qui étend l'intérêt de notre étude à d'autres ouvrages de la région, dont certains sont encore en service. Par exemple, le viaduc de Taillefer, près de Castres, utilise les mêmes matériaux. Cet ouvrage d'art a fait l'objet de réparations répétées du fait de fissurations importantes avec

décollement des tympans vers l'extérieur. Les procès verbaux des contrôles effectués par le passé informent sur les pathologies développées (fissures longitudinales et décollements entre les différentes maçonneries), mais aussi sur les parties intactes. En particulier, sur cet ouvrage, le contrôleur a noté la bonne qualité du remplissage, ce qui conforte notre propre conclusion, exprimée plus haut.

Par ailleurs, les documents d'archives consultés ne font jamais allusion à quelque calcul que ce soit en matière de stabilité des voûtes (alors que, pour les ouvrages métalliques spéciaux, les notes de calcul existent). Les renseignements trouvés sur les matériaux constitutifs des ouvrages concernent leur origine et leur nature, mais pas leur comportement mécanique. Il faudra donc compléter la recherche qui vient d'être présentée, par la détermination expérimentale des caractéristiques mécaniques des matériaux.

Pour la mise en œuvre d'un calcul d'ouvrage maçonné par éléments finis, le Passage Supérieur de la Millette a été choisi. Il présente l'avantage d'être très facile d'accès et géométriquement simple. C'est enfin l'ouvrage le mieux connu, grâce au dossier de réclamation du lot 3 dont il fait partie.



**IV        COMPORTEMENT MECANIQUE DES  
             MATERIAUX EN PRESENCE**

## SOMMAIRE DU CHAPITRE IV

<b>IV.1</b>	<b>Etude des matériaux de base. 95</b>	
IV.1.1	Description des matériaux de base.	95
*	<i>La chaux.</i>	95
*	<i>Le mortier.</i>	96
*	<i>Les briques.</i>	96
IV.1.2	Procédures expérimentales.	97
*	<i>Essais sur mortier.</i>	97
*	<i>Essais sur briques.</i>	98
IV.1.3	Résultats expérimentaux sur les matériaux de base.	100
*	<i>Le mortier.</i>	100
*	<i>Les briques.</i>	103
 <b>IV.2</b>	 <b>Etude du composite brique – mortier. 105</b>	
IV.2.1	Définition de la taille des éprouvettes composites.	105
*	<i>Définition des sandwiches.</i>	105
*	<i>Définition du volume représentatif de la maçonnerie.</i>	106
IV.2.2	Résultats des essais sur sandwiches.	108
*	<i>Résistance à la compression.</i>	108
*	<i>Module d'Young moyen du composite.</i>	109
*	<i>Déformations du mortier et de la brique.</i>	110
IV.2.3	Résultats des essais sur murets.	111
*	<i>Résistance à la compression :</i>	111
*	<i>Module d'Young moyen du composite.</i>	112
*	<i>Déformations du mortier et de la brique.</i>	112
 <b>IV.3</b>	 <b>Modélisation de la maçonnerie de briques. 113</b>	
IV.3.1	Modèles de comportement des matériaux de base.	115
*	<i>Le modèle 1 : plasticité avec écrouissage et critère de Von Mises.</i>	115
*	<i>Le modèle : plastique sans écrouissage et critère de Drucker-Prager.</i>	116
*	<i>Le modèle : endommagement type Mazars.</i>	116
*	<i>Bilan des simulations numériques.</i>	116
IV.3.2	Homogénéisation de la maçonnerie de briques.	117

	* <i>Adéquation entre théorie et pratique dans le domaine linéaire.</i>	118
	* <i>Adéquation entre théorie et pratique dans le domaine non linéaire.</i>	118
	* <i>Prévision de la ruine.</i>	119
	* <i>Aptitude à la convergence.</i>	119
	* <i>Bilan.</i>	123
IV.3.3	Loi de comportement homogénéisée pour l'ouvrage.	123
<b>IV.4</b>	<b>Comportement de l'interface brique mortier.</b>	<b>125</b>
IV.4.1	La boîte de Casagrande.	125
IV.4.2	Essais de cisaillement de l'interface brique – mortier.	126
IV.4.3	Résultats des essais de cisaillement de l'interface brique - mortier.	126
IV.4.4	Le modèle théorique.	128
<b>IV.5</b>	<b>Etude des maçonneries de pierre.</b>	<b>129</b>
IV.5.1	Loi de comportement de la pierre seule.	129
	* <i>Les essais.</i>	129
	* <i>Modèle de comportement de la pierre.</i>	131
IV.5.2	Homogénéisation du bandeau en pierre.	131
IV.5.3	Homogénéisation de la maçonnerie de moellons.	131
<b>IV.6</b>	<b>Conclusion.</b>	<b>134</b>

Afin de proposer une modélisation du comportement mécanique des matériaux constitutifs du pont de la Millette, une recherche expérimentale s'imposait. Ce chapitre expose le travail spécifique accompli dans ce but, en insistant sur la méthode choisie et les résultats.

Dans un premier temps, l'étude s'est concentrée sur la maçonnerie de briques. La recherche bibliographique n'ayant pas apporté d'information sur les lois de comportement des matériaux de base, briques pleines de grand format et mortier de chaux hydraulique pure, il s'est agi, tout d'abord, de les déterminer. Du fait de la nécessaire répétition des essais, des matériaux neufs similaires aux matériaux anciens ont été sélectionnés pour la phase expérimentale en laboratoire. C'est sur la base des résultats des essais (de compression unidirectionnelle) que les modèles de comportement ont été construits, pour chacun des matériaux, individuellement, puis pour le composite brique-mortier. L'homogénéisation de la maçonnerie a été atteinte par simulation numérique des essais réels de compression centrée, et ajustement des paramètres. Le comportement des joints, c'est-à-dire de la surface de contact entre les briques et le mortier (nommée « interface ») a fait l'objet d'une étude spécifique, originale.

Dans un second temps, la recherche s'est intéressée aux maçonneries de pierres. Les pierres d'essais ont été prélevées dans une ancienne carrière, à proximité de l'ouvrage. Pour l'homogénéisation, nous avons fait appel, cette fois, à des méthodes existantes, analytiques, utilisées pour les bétons. Nous verrons lesquelles.

## **IV.1 ETUDE DES MATERIAUX DE BASE.**

### **IV.1.1 Description des matériaux de base.**

#### **\* *La chaux.***

La chaux SOCLI NHL 3.5 a été choisie parce que c'est une chaux hydraulique sans aucun additif analogue à la chaux d'antan. Elle est produite en Midi-Pyrénées (usine d'Izaourt dans les Hautes Pyrénées). Pour mieux comprendre son processus de prise, une analyse physico-chimique a été réalisée au laboratoire. Elle a établi la composition chimique et minéralogique de la poudre, donnée ici en pourcentage (Tableau 6).

Cao	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	SO <sub>3</sub>	autres	Perte au feu
51.86	19.04	2.69	1.04	2.04	0.48	0.75	0.90	3.48	17.72

*Tableau 6 - Composition chimique de la chaux SOCLI NHL 3.5, en pourcentage.*

Une analyse de la poudre de chaux par diffractométrie rayons X (DRX) a mis en évidence la présence de chaux, de calcite, de silicate dicalcique C2S et de quartz, sans pouvoir affirmer la

présence d'autres silicates ou aluminates. L'analyse thermo-gravimétrique (ATG) a fourni la proportion d'eau libre (2%), la perte en eau du fait de la combustion de la chaux éteinte (4.28%) ainsi que la perte en gaz carbonique dégagé lors de la combustion de la calcite (8.67%). Par ailleurs une dissolution de la poudre à l'acide salicylique a réduit la masse d'un échantillon de base de 58.1%. L'analyse DRX du résidu de cette dissolution n'a identifié que la présence de quartz et de calcite (absence de chaux et d'aluminates). Par ailleurs, lors de la fabrication de la chaux en usine, la température de cuisson du four étant limitée à 1000°C, la présence de C3S est impossible (il se forme à une température supérieure).

Le Tableau 7 présente, en conclusion, la composition minéralogique de la chaux SOCLI NHL 3.5 (en pourcentage). Elle est essentiellement composée de chaux, de calcite et de silicate C2S.

Chaux Ca(OH) <sub>2</sub>	Calcite CaCO <sub>3</sub>	C2S	Autres silicates	aluminates	Quartz et divers	Eau libre
17.6	30.4	40.5	0	0	9.5	2

Tableau 7 - Composition minéralogique de la chaux SOCLI NHL 3.5, en pourcentage.

\* ***Le mortier.***

Il fallait réaliser un mortier semblable au mortier en place dans le Pont de la Millette. L'étude historique nous a apporté les données nécessaires pour ce faire. Le cahier des charges de la construction de l'ouvrage explique que le sable utilisé était du sable de rivière (ruisseau du Dadou), et que la composition du mortier de chaux était de « 2 parties de chaux mesurée en pâte tassée et parfaitement compacte, et 5 parties de sable ». Aussi, nous avons utilisé du sable roulé (0/4 des sablières Mallet, de Portet-sur-Garonne près de Toulouse), et avons choisi la composition du mortier suivante : 35 kg de chaux (1 sac) pour 90 litres de sable sec et 21 litres d'eau. Cette composition correspond à un ratio de chaux de 390 kg/m<sup>3</sup> de sable, soit, environ 400kg/m<sup>3</sup> de mortier, ce qui nous rapproche au mieux des mortiers réellement réalisés sur place il y a presque 130 ans.

\* ***Les briques.***

Les briques choisies sont des briques pleines de la Société Terre Cuites de Savès<sup>98</sup>, établie sur la commune d'Empeaux en Haute-Garonne. Elles sont moulées mécaniquement, de façon artisanale, et non extrudées comme les briques creuses actuelles, puis séchées au séchoir et cuites au four. Leurs dimensions sont 37 cm \* 24 cm \* 5 cm, à comparer avec celles indiquées sur le cahier des charges du pont de la Millette : 35 \* 25 \* 5. Le procédé de fabrication et les matériels employés dans l'usine de fabrication permettent de garantir une qualité constante aux produits. Toutes les

<sup>98</sup> Cette société fut fondée par les frères Gélis en 1990.

briques sont semblables. Nous pouvons donc supposer que la caractérisation du comportement mécanique peut se faire sur la base de quelques briques choisies au hasard, et que les résultats obtenus seront valables pour les autres briques utilisées lors de la construction des murs d'essais.

#### **IV.1.2 Procédures expérimentales.**

Les essais effectués sont des essais de compression unidirectionnelle. Les procédures expérimentales, établies par la RILEM pour les bétons, ont été appliquées. En particulier, le module d'élasticité, le coefficient de Poisson, et la résistance à la rupture ont été déterminés sur éprouvettes cylindriques suivant le document TC14 – CPC<sup>99</sup>. Cette procédure a également été appliquée aux briques puisqu'à notre connaissance, à l'heure du lancement des essais, il n'existait pas de procédure officielle pour la détermination du module des briques.

##### **\* Essais sur mortier.**

Deux formes d'éprouvettes ont été utilisées : les éprouvettes « classiques » 4\*4\*16 d'une part, et des cylindriques de 6 cm de diamètre et 12 cm de hauteur d'autre part (voir photo, Figure 38). Pour se rapprocher au mieux des conditions de réalisation des mortiers lors du montage d'un mur, les éprouvettes n'ont pas été vibrées. Elles ont été réalisées en trois couches, pilonnées cinq fois chacune. Les éprouvettes testées à 7 jours ont été démoulées à 6 jours, les autres à 15 jours. En effet, les premières éprouvettes, démoulées trop tôt, ont été détériorées lors du démoulage, du fait de la faiblesse de la résistance du mortier et de l'adhérence au moule.

Une étude du comportement du mortier à long terme a été réalisée par vieillissement accéléré des éprouvettes. Pour cela, des éprouvettes ont été placées en enceinte de carbonatation accélérée pendant 5 semaines<sup>100</sup>. Toutes les semaines, l'étendue de la zone carbonatée a été mesurée (par un test à la phénolphthaléine). Aucun virement au rose n'a pu être observé au delà de dix jours, ce qui signifie que toute la masse avait terminé sa prise<sup>101</sup>. Nous avons cependant laissé les éprouvettes dans l'enceinte pendant cinq semaines, temps au bout duquel nous estimons que la carbonatation était terminée.

Les essais mécaniques sur 4\*4\*16 ont été effectués à la vitesse constante de 0.5MPa/s et suivant la procédure officielle appliquée aux ciments : chaque éprouvette est séparée en deux parties par

<sup>99</sup> RILEM, *Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials*, Part one, CPC 8, Modulus of elasticity of concrete in compression. Les essais comportent trois cycles de chargement et de déchargement, à vitesse constante de 0.1 MPa/s ; les charges maximales et minimales sont maintenues constantes pendant 90 secondes ; les déformations sont lues dans les 30 dernières secondes des paliers du dernier cycle ; l'enregistrement automatique des déformations se fait à intervalles réguliers d'une seconde.

<sup>100</sup> Le phénomène de prise aérienne est accéléré du fait d'une pression partielle de CO<sub>2</sub> supérieure à celle de l'air. Conditions de l'enceinte : température 22° ± 1° ; humidité relative 68% ± 3%, pression partielle de CO<sub>2</sub> = 50% de la pression atmosphérique.

<sup>101</sup> Rappelons que la réaction de carbonatation (prise aérienne) conduit à une diminution du Ph de la solution interstitielle de la pâte de chaux hydratée. La pulvérisation de solution de phénolphthaléine permet de visualiser les zones carbonatées ou non : au centre de l'éprouvette, la zone non carbonatée vire au rose. La carbonatation a été très étudiée pour les ciments (mais pas pour les chaux) car le phénomène induit la corrosion des armatures du béton armé carbonaté.

Il n'a pas été fait de mesure de la vitesse de carbonatation, le but de l'essai étant d'estimer l'écart entre la résistance à 1 mois et la résistance à long terme et non la vitesse d'évolution du phénomène.

flexion trois points, chacune des deux parties obtenues est ensuite comprimée sous une plaque  $4 \times 4 \text{ cm}^2$  jusqu'à rupture. Les essais ont eu lieu à 7, 28, 60, 75, 170, 254 jours et après vieillissement artificiel. A chaque date, trois éprouvettes  $4 \times 4 \times 16$  ont été testées, donnant six valeurs de la résistance à la compression  $f_{cj}$ .



Figure 38 - Eprouvettes cylindriques  $6 \times 12$  de mortier de chaux, surfacées au soufre, avant et après essai.

Les essais sur cylindres  $6 \times 12$  ont été menés dans le but d'obtenir non seulement la résistance mais aussi le module d'Young  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . Ils ont eu lieu sur des éprouvettes âgées de 1 mois et 2 mois, puis après vieillissement accéléré. A chaque phase d'essai, 1 mois, 2 mois et après vieillissement, six éprouvettes ont été testées : les trois premières pour obtenir la résistance  $f_{cj}$ , les trois suivantes pour mesurer les déformations à l'aide de jauges extensométriques, conformément à la procédure RILEM TC14 - CPC.

#### \* *Essais sur briques.*

Une observation préalable des briques a permis de choisir des hypothèses de comportement et de définir un mode expérimental. Une simple observation de visu, après sciage perpendiculaire au plan des briques, met en évidence une porosité interne en strates (Figure 39). Par ailleurs, il est important de noter que les briques sont façonnées dans un moule et non extrudées. Une motte de terre crue est déposée dans un moule, pressée et surfacée dans celui-ci. On en déduit que la façon dont la pâte se répartit dans le plan du moule confère à la brique des propriétés mécaniques identiques dans toutes les directions du plan de la brique. Nous faisons donc l'hypothèse que la brique a un comportement isotrope transverse. De ce fait, la caractérisation du comportement mécanique de ces briques, en phase élastique, passe par la détermination de cinq coefficients : deux modules d'Young  $E_1$  (ou  $E_2$ ) et  $E_3$ , un module de cisaillement  $G_{13}$ , et deux coefficients de Poisson  $\nu_{12}$ ,  $\nu_{13}$  (la matrice de rigidité est donnée à la page 45).

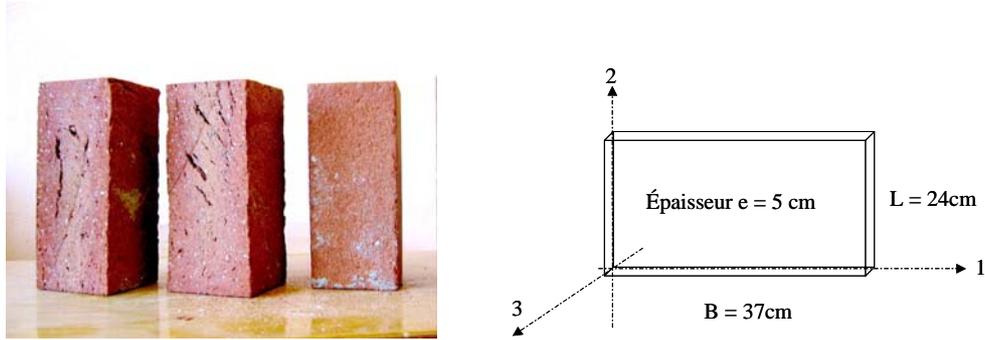


Figure 39 - A gauche : photo de briques sciées. A droite : notation des axes.

En l'absence de texte sur le mode d'obtention du module et du coefficient de Poisson d'une brique pleine de grand format, nous avons défini notre propre procédure, par similitude avec les essais sur mortier décrits plus haut. Nous avons réalisé deux types d'éprouvettes (photos Figure 40) : des carottes de 30 mm de diamètre et de 50 mm de hauteur, pour tester le comportement des briques perpendiculairement à leur plan, d'une part, des éprouvettes parallélépipédiques obtenues par sciage (dimensions 5cm \* 5cm \* 10cm) pour tester le comportement dans le plan de la brique, d'autre part.

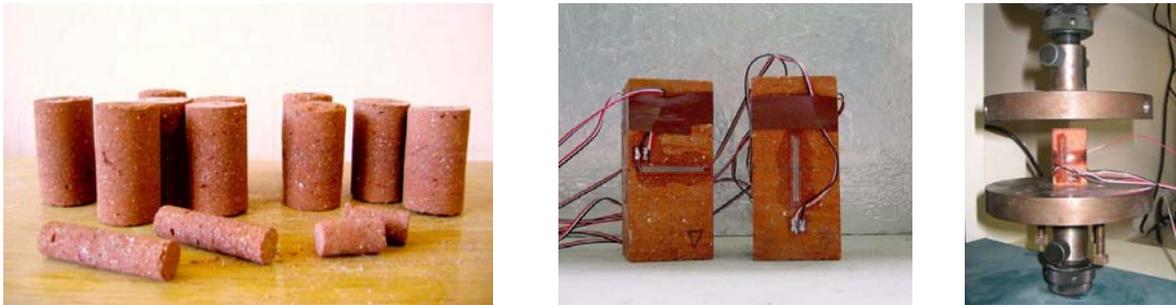


Figure 40 - A gauche : photo des carottes de brique. Au milieu et à droite : éprouvettes équipées de jauges, avant essais.

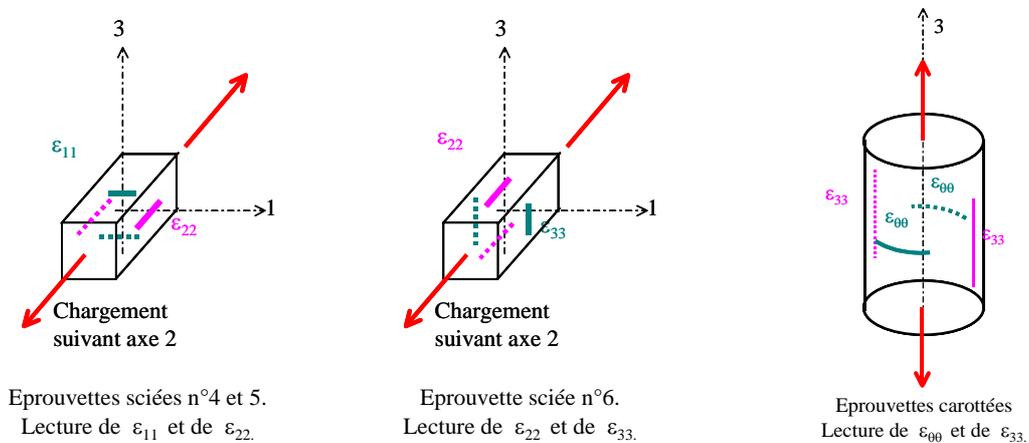


Figure 41 - Position des jauges extensométriques sur les éprouvettes en brique.

Les essais se sont opérés en deux temps. Au préalable, des échantillons non équipés de jauges ont été comprimés jusqu'à rupture dans le but d'estimer la contrainte de rupture, qui était totalement inconnue avant les essais. Puis, des éprouvettes équipées de jauges (afin de mesurer  $E$  et  $\nu$ ) ont subi trois cycles de chargement déchargement. Les éprouvettes ont été chargées jusqu'au tiers de leur résistance estimée, à vitesse constante (0.5 MPa / seconde pour les éprouvettes sciées, 0.2 mm/mn pour les carottes).

### IV.1.3 Résultats expérimentaux sur les matériaux de base.

#### \* *Le mortier.*

Compte-tenu de la dispersion des valeurs et de l'écart type, il n'apparaît pas de différence significative entre les résultats effectués à 1 mois et à 2 mois (Figure 42). Nous conserverons des caractéristiques moyennes du mortier « jeune » comme la moyenne de ces deux âges. La résistance atteinte sur éprouvette cylindrique 6\*12, est 3.7MPa, le module d'Young 5200 MPa, le coefficient de Poisson 0.15. La rupture s'effectue pour une déformation axiale comprise entre 2 et 4 ‰. (Le lecteur trouvera les résultats d'essais principaux dans le Tableau 8 et le Tableau 9).

Nous constatons que le rapport entre la résistance du mortier jeune, d'une part, et après carbonatation, d'autre part, est de 2,1 pour les éprouvettes 4\*4\*16, et de 2,6 pour les éprouvettes cylindriques. Le module d'Young augmente de 50% (5200MPa à 7800 MPa). Le coefficient de Poisson ne varie quasiment pas.

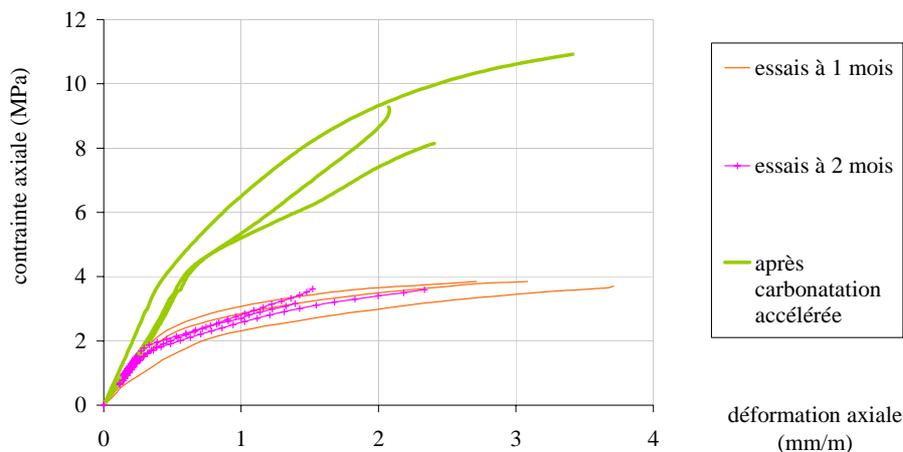


Figure 42 - Essais sur mortier de chaux jeune et vieilli, éprouvettes cylindriques 6\*12, variation contrainte – déformation axiale.

Cyl. 6*12	mois	1	2	moyenne à 1 et 2 mois	mortier carbonaté
résistance fcj (MPa)	essai 1	3,70	3,16		8,15
	essai 2	3,85	3,59		10,92
	essai 3	3,88	3,98		10,04
	moyenne	3,81	3,58	3,69	9,70
	écart type	0,10	0,41	0,29	1,42
Module d'Young E (MPa)	essai 1	3500	5919		6880
	essai 2	5133	5368		9598
	essai 3	5979	5324		6853
	moyennes	4871	5537	5204	7777
	écart type	1260	332	901	1577
Coefficient de Poisson	essai 1	0,16	0,23		0,12
	essai 2	0,16	0,13		0,20
	essai 3	0,14	0,17		0,14
	moyennes	0,15	0,18	0,17	0,15
	écart type	0,01	0,05	0,04	0,04

Tableau 8 - Résistance, module et coefficient de Poisson du mortier de chaux SOCLI sur éprouvettes cylindriques 6\*12.

Eprouvettes 4*4*16	jours	7	28	60	75	170	254	carbonaté
	mois	0,25	1	2	2,5	5,6	8,4	carbonaté
Contrainte de Rupture (MPa)	essai 1	0,96	3,39	3,56	4,69	4,31	6,75	6,31
	essai 2	1,01	3,53	3,88	4,88	4,81	7,13	6,44
	essai 3	1,01	3,53	3,94	4,94	4,81	7,19	7,19
	essai 4	1,08	3,53	3,94	5,13	4,81	7,88	7,31
	essai 5	1,11	3,73	4,13	6,00	4,88	7,94	7,31
	essai 6	1,15	3,79	4,13	6,31	4,94	8,13	7,88
	moyenne :	1,05	3,58	3,93	5,32	4,76	7,50	7,07
	écart type	0,07	0,15	0,21	0,67	0,23	0,55	0,59
	rapport fcj / fc28	0,00	0,29	1,00	1,10	1,49	1,33	2,09

Tableau 9 - Résistance du mortier de chaux SOCLI, sur éprouvettes 4\*4\*16.

Nous avons essayé d'exprimer mathématiquement la variation de  $f_{cj}$  en fonction du temps, à l'aide de la loi d'évolution proposée par l'Eurocode 2<sup>102</sup> :

$$f_{cj} = e^{s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{j}}\right)} \cdot f_{c28} \quad \text{avec } j \text{ en jours.} \quad \text{E. IV-1}$$

où  $f_{c28}$  désigne la résistance à 28 jours.

<sup>102</sup> Voir EUROCODE2, EN1992-1-1 : 2004, section 3, paragraphe 3.1.2. Pour les ciments, l'eurocode2 fait varier s entre 0.2 et 0.38.

L'optimum de rapprochement entre cette équation et les valeurs expérimentales a lieu pour une valeur du coefficient  $S$  égale à 0.8 pour les éprouvettes 4\*4\*16 et quasiment 1 pour les cylindres 6 \* 12. Le rapport  $f_{c28} / f_{c\infty}$  vaut respectivement, avec cette loi théorique, 2.2 et 2.7. Dans les deux cas, 90% de la résistance finale est atteinte au bout de 4 ans, 95% au bout de 15 ans.

Cependant, la Figure 43 montre que la pente de cette fonction théorique avant six mois est un peu trop forte. Ceci était prévisible dans la mesure où elle est adaptée aux prises des ciments, pour lesquels la présence de silicate C3S confère une prise rapide. Notre chaux n'en contient pas.

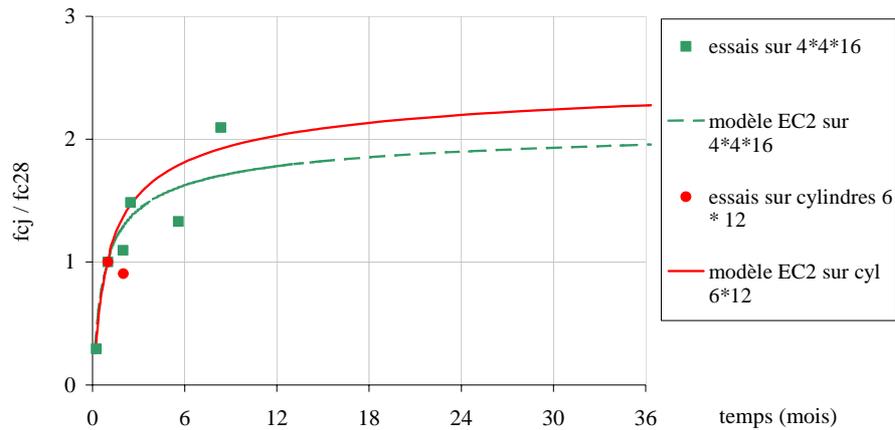


Figure 43 - Comportement du mortier de chaux en fonction du temps. Essais et modèle.

Notons enfin, qu'en ordre de grandeur, les résultats expérimentaux, les valeurs numériques trouvées dans la bibliographie et les paroles des anciens correspondent (Figure 44). En particulier, la résistance du mortier s'inscrit, à tout âge, dans la fourchette 2 – 7 MPa indiquée par le SETRA dans le dossier pilote VOUTE.

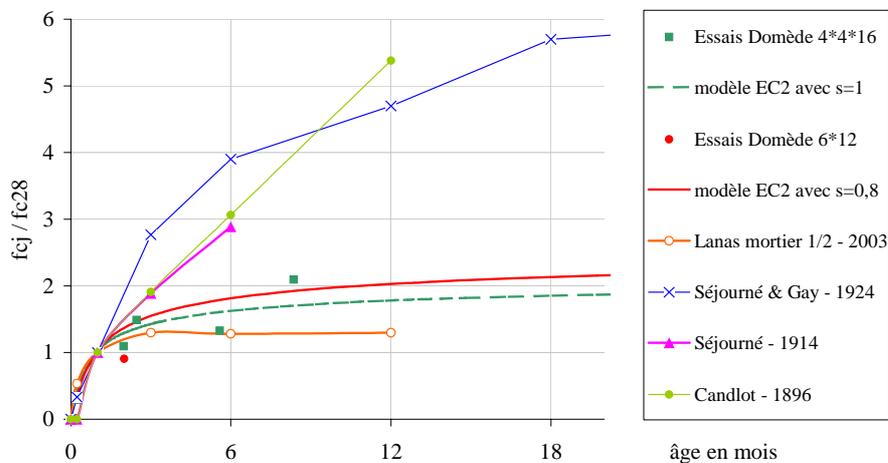


Figure 44 - Loi de comportement du mortier de chaux. Comparaison des essais réalisés aujourd'hui et des valeurs bibliographiques.

\* **Les briques.**

Les essais mécaniques réalisés sur échantillons sciés et carottés ont mis en évidence un comportement élasto-plastique anisotrope illustré par la Figure 45 (par hypothèse isotrope transverse). La contrainte de rupture des briques atteint 22 MPa dans le plan de la brique, 14 MPa perpendiculairement au plan de la brique. Le comportement est quasi linéaire jusqu'à 50% de la contrainte de rupture. Le module d'Young  $E_3$ , dans la direction perpendiculaire au plan de la brique, est égal à 5500MPa. Il est environ trois fois plus faible que le module  $E_1$ , égal par hypothèse au module  $E_2$ , mesuré à 16700 MPa (les résultats sont dans le Tableau 10 et le Tableau 11).

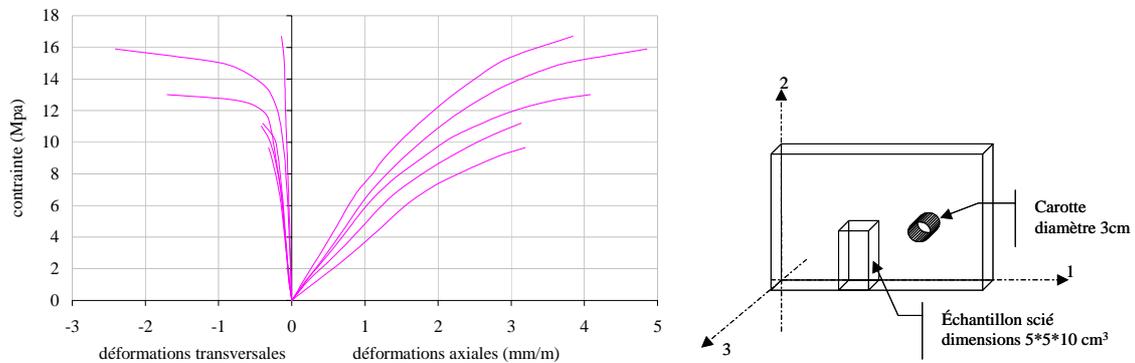


Figure 45 - Essais sur brique. Résultats des essais de compression sur carottes. Variation contrainte / déformation axiale et transversale. Dernière montée en charge.

Carotte n°	fc (MPa)	$E_3$ (Mpa)	$\nu_{00}$
2	15,66	6448	0,054
4	17,57	7771	0,044
5	11,70	3869	0,092
6	12,80	4755	0,083
7	11,50	4652	0,075
9	13,31	5652	0,105
moyenne	13,76	5524	0,076
écart type	2,39	1415	0,023

Tableau 10 - Résultats des essais sur briques, carottes.

N° éprouvette	4	5	6	Moyenne
contrainte de rupture dans le plan de la brique (MPa)	20.73	20.45	27.06	22.58
$E_2 (= E_1)$ MPa	21773	13220	15025	16673
Coefficient de Poisson	$\nu_{21} = 0.255$	$\nu_{21} = 0.303$	$\nu_{23} = 0.155$	

Tableau 11 - Résultats des essais sur briques, éprouvettes sciées.

Les valeurs moyennes des coefficients de Poisson mesurés sont :

$$\nu_{12} = \nu_{21} = 0.279 \quad \nu_{13} = \nu_{23} = 0.155 \quad \nu_{00} = 0.076$$

Cependant, la valeur de  $\nu_{23}$  n'a été lue que sur un seul essai. La valeur de  $\nu_{00}$ , dont la valeur est liée à  $\nu_{23}$ , est la moyenne de six essais. Elle est donc plus fiable. De façon à s'assurer de la validité des résultats expérimentaux, une simulation numérique des essais de compression des éprouvettes carottées a été réalisée, en utilisant la méthode des éléments finis avec le logiciel CASTEM. Le coefficient  $\nu_{23}$  a ainsi été ajusté de façon à retrouver la valeur expérimentale  $\nu_{00}$ . La conclusion de ce calcul numérique est :

$$\nu_{23} = 0.225.$$

La détermination expérimentale du coefficient  $G_{13}$  n'a pu être réalisée. En effet, la faible épaisseur des briques rend difficile la découpe d'échantillon orientée suivant la bissectrice des directions 1 et 3. Pour estimer sa valeur, nous utiliserons la formule empirique rappelée par Delphine Raffard<sup>103</sup> :

$$G_{13} = \frac{1}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_3} + 2\frac{\nu_{13}}{E_1}} \quad \text{E. IV-2}$$

D'où :  $G_{13} = 3731 \text{ MPa}$ .

La matrice de rigidité du matériau brique est maintenant connue :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{13} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 6.10^{-5} & -1,6710^{-5} & -1,35.10^{-5} & 0 & 0 & 0 \\ -1,6710^{-5} & 6.10^{-5} & -1,35.10^{-5} & 0 & 0 & 0 \\ -1,35.10^{-5} & -1,35.10^{-5} & 18,1.10^{-5} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 7,67.10^{-5} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 13,4.10^{-5} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 13,4.10^{-5} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{13} \end{Bmatrix}$$

<sup>103</sup> RAFFARD Delphine, *Modélisation de structures maçonnées par homogénéisation numérique non linéaire. Application aux ouvrages d'intérêt archéologique*. Thèse doctorat INPL, Vandoeuvre Lès Nancy, Institut national polytechnique de Lorraine, décembre 2000, p.77.

## **IV.2 ETUDE DU COMPOSITE BRIQUE – MORTIER.**

Comme pour les matériaux de base, l'étude comprend une phase expérimentale réalisée au laboratoire sur des échantillons, une phase de simulation numérique des essais réels, et une phase de modélisation théorique. Les modèles expérimentaux en maçonnerie, construits au laboratoire, sont de deux types : un type « multicouche » nommé « sandwich », et un type « volume représentatif » nommé « muret ». Nous allons voir maintenant pourquoi et comment ils ont été définis. Enfin, la comparaison des deux approches, numérique et expérimentale, a permis l'ajustement des modèles théoriques qui seront présentés ultérieurement.

### **IV.2.1 Définition de la taille des éprouvettes composites.**

L'intérêt des sandwiches est d'étudier l'effet des joints horizontaux seuls. Les murets ont été conçus pour constituer un Volume Représentatif (VR) de la maçonnerie dans son ensemble. Ils comportent donc des joints verticaux ET horizontaux. Nous verrons dans ce chapitre comment la géométrie exacte de ces éléments a été établie.

En préambule, précisons ici qu'avant de réaliser les essais sur les petits éléments de maçonneries, les procédures RILEM TC76-LUM relatives aux maçonneries ont été consultées<sup>104</sup>. Les indications sur les dispositions géométriques, le nombre de briques et de joints, la position des capteurs et autres points de mesure, l'immersion des blocs avant montage des murs ont été respectées. Cependant, les procédures de la RILEM s'adaptent difficilement à nos matériaux en raison, d'une part, de la grande dimension des briques en plan et de leur relative faible épaisseur, et, d'autre part, de la très faible résistance de notre mortier. Par exemple, il a été impossible de conserver tous les échantillons dans une enceinte climatisée pendant 2 mois, du fait du volume qu'ils occupaient. Notre but étant, avant tout, d'établir une relation entre loi de comportement des matériaux de base et comportement global du composite, nous nous sommes surtout attachés à appliquer les mêmes conditions de préparation, de stockage et d'essais à toutes les éprouvettes. En particulier, les éprouvettes de mortier et les composites briques – mortier ont été réalisées le même jour, avec la même gâchée, sans vibrer les mortiers, et finalement stockées dans la même pièce pendant toute la durée nécessaire.

#### **\* Définition des sandwiches.**

Les dimensions transversales des sandwiches (Figure 46) ont été choisies suffisamment faibles pour faciliter l'exécution de nombreuses éprouvettes, et augmenter la fiabilité des résultats. Des briques ont été découpées en six de façon à former des morceaux d'environ 12cm de côté. On a

<sup>104</sup> Les récentes recommandations RILEM TC – 127 – MS s'adressent uniquement aux ouvrages existants, et, en particulier, aux essais in situ non destructifs.

choisi d'empiler 3 couches de briques, de sorte que la hauteur des échantillons atteigne, au minimum, le double de la base. La masse de l'échantillon est limitée à une valeur « raisonnable » d'environ 7kg. L'épaisseur des joints de mortier est de 2 cm d'épaisseur.

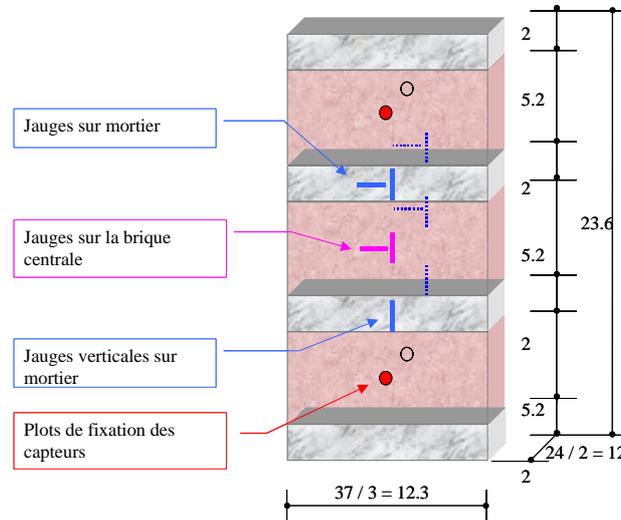


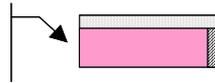
Figure 46 - Schéma des "sandwiches".

La dernière couche de mortier fut surfacée au mieux de façon à réaliser une surface perpendiculaire à l'axe. Les sandwiches ont été montés et conservés sur des tôles métalliques. Pour l'essai, un tôle d'acier de 1cm d'épaisseur fut, de plus, intercalée entre la dernière couche de mortier et le plateau de la presse. A chaque date, la rupture préalable de trois éprouvettes non équipées d'instruments de mesure a fourni la résistance des sandwiches. Puis trois autres éprouvettes étaient soumises aux cycles chargement - déchargement décrits plus hauts (vitesse de chargement 0.1MPa/s), en limitant la contrainte au tiers de la contrainte de rupture estimée a priori. L'instrumentation des éprouvettes, soit dix jauges et deux capteurs de déplacement, est visible sur la Figure 46. Nous avons testé ces sandwiches à 1 mois et à 2 mois.

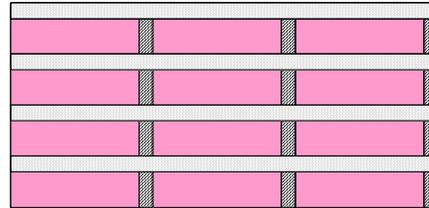
\* ***Définition du volume représentatif de la maçonnerie.***

Une étude préalable a été nécessaire pour définir la géométrie des murets. Son but était de définir le nombre de briques à mettre en place horizontalement et verticalement de façon à obtenir un élément se comportant comme une maçonnerie de grande dimension. La question posée était donc : quel est le nombre minimal de blocs au-delà duquel les caractéristiques mécaniques moyennes  $E$  et  $\nu$  (dans le domaine élastique) ne varient plus ? Pour répondre à cette question, un modèle numérique périodique a été construit, c'est-à-dire un modèle dont la géométrie est obtenue par répétition d'un élément de base en translation dans les trois directions de l'espace. La Figure 47 montre l'élément de base et le principe de répétition.

Élément de base répété dans les 3 dimensions de l'espace



La zone hachurée est, alternativement, de la brique et du mortier



On obtient, ainsi, des joints verticaux en quinconce.



Figure 47 - Construction numérique d'un mur en brique à l'aide d'un élément de base répété en translation.

Le nombre de répétitions étant un paramètre du modèle, il est aisé avec un logiciel tel que CASTEM, de déterminer la variation des caractéristiques géométriques élastiques de l'ensemble du composite en fonction du nombre d'éléments de base, et donc la valeur du paramètre au-delà de laquelle les caractéristiques n'évoluent quasiment plus. La simulation numérique a été menée en compression simple uniquement (obtenue par un déplacement imposé de la face supérieure de l'élément).

D'après les calculs, l'évolution du module moyen de l'élément est inférieure à 1 ‰ dès que la hauteur du mur dépasse 4 briques. Le nombre de briques, en plan, n'influence pas ce résultat. Nous avons choisi de monter des murets dont la base est formée d'une seule brique, et dont la hauteur est composée non pas de 4 briques mais 9 briques, de façon à avoir un volume dont la hauteur est supérieure à deux fois la base.

Finalement, les murets sont composés de neuf épaisseurs de briques séparées par des joints de mortier de 1.5 cm d'épaisseur (voir photos de la Figure 48) et ont une hauteur de 61.8cm (et une masse d'environ 110 kg). Ils sont équipés de 4 capteurs de déplacement et de 10 jauges (Figure 48). Les murets ont été construits sur un linteau en béton très fortement armé, de rigidité très supérieure au muret puis équipés de dix jauges collées sur les grands côtés (cinq sur chaque grande face) et de quatre capteurs de déplacements (un par face). La procédure d'essai fut conforme à celle exposée plus haut pour les sandwichs (en particulier, trois cycles de chargement - déchargement). Les essais ont eu lieu à deux mois.

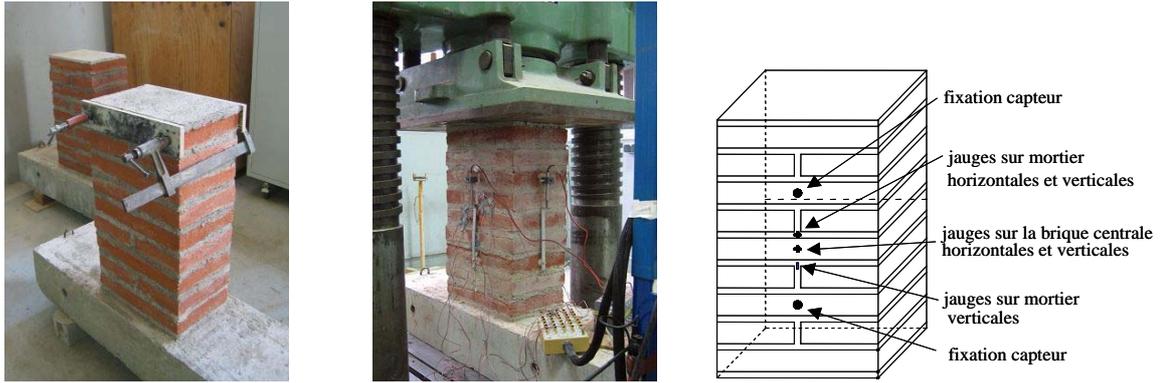


Figure 48 - Photo des murets, avant et pendant l'essai. Schéma de la position des jauges et des capteurs.

#### IV.2.2 Résultats des essais sur sandwichs.

Pendant les essais, on a pu observer la formation brutale de fissures provoquant l'éclatement des échantillons, sans glissement relatif entre les matériaux (Figure 49). Le comportement est quasi linéaire jusqu'à environ 40% de la contrainte de rupture.



Figure 49 - Essais sur sandwichs. Photos après rupture.

#### \* *Résistance à la compression.*

La résistance à la compression indiquée dans le Tableau 12 est le rapport de la charge de rupture à la section moyenne de l'éprouvette. A titre de comparaison, le Tableau 13 rappelle les valeurs du mortier pur et de la brique.

fc (MPa)	1	2	3	4	5	6	Moyenne	Ecart type
1 mois	5.5	8.26	7.29	7.79	7.88	10.36	7,85	1,57
2 mois	10.77	8.9	9.57	9.73	6.09	9.04	9,02	1,58

Tableau 12 - Résistance moyenne des sandwichs.

$f_c$ (MPa)	sandwiches	mortier 4*4*16	Mortier cyl. 6*12	brique
1 mois	7,85	3.58	3.84	13.76
2 mois	9,02	3.93	3.48	
Moyenne des deux mois	8.43	3.76	3.69	

Tableau 13 - Résistance des sandwichs et comparaison avec les matériaux de base.

La résistance à la compression des sandwichs est intermédiaire entre celle de chacun des deux matériaux constitutifs, et quasiment égale à leur valeur moyenne. Bien que les essais sur mortier n'aient pas montré d'augmentation significative de la résistance du mortier entre 1 mois et 2 mois, une nette augmentation de la résistance des sandwichs, d'environ 15%, est visible (Tableau 12).

\* **Module d'Young moyen du composite.**

La Figure 50 montre la variation de la déformation moyenne des sandwichs entre points de fixation des capteurs, en fonction de la contrainte moyenne appliquée.

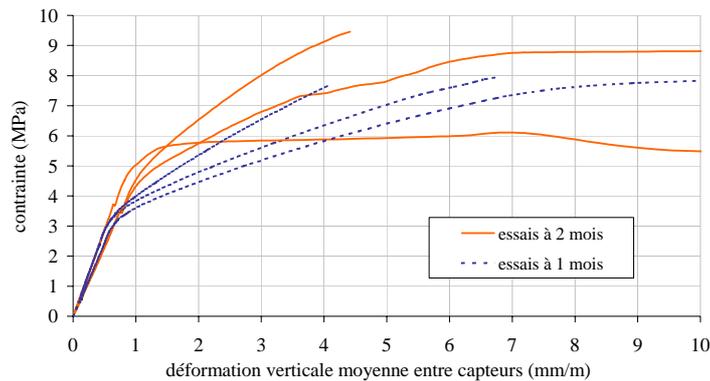


Figure 50 - Essais sur sandwichs. Variation contrainte – déformation moyenne entre capteurs, à 1 mois et 2 mois.

Le raccourcissement enregistré par les capteurs permet de calculer un module moyen du composite brique / mortier ( Tableau 14 ).

E (Mpa)	4	5	6	Moyenne	Ecart type $\sigma$
1 mois	5991	4895	5294	5393	555
2 mois	4800	5809	4737	5116	601

Tableau 14 - Essais sur sandwichs. Module moyen entre capteurs.

On note une légère diminution de la valeur expérimentale du module d'Young moyen des sandwichs entre 1 mois et 2 mois. Cependant, compte tenu de la dispersion des valeurs, et de leur faible nombre, il convient de rester prudent, et de conclure que les essais tendent à prouver une

relative stagnation du module moyen (même conclusion que pour le mortier). Le Tableau 15 fournit les valeurs moyennes sur 1 et 2 mois, et rappelle les modules des matériaux de base. On constate que les trois matériaux, mortier, brique et composite, ont quasiment le même module.

E (MPa)	Sandwich		Mortier		Brique $E_3$	
date	m	e.t.	m	e.t.	m	e.t.
1 mois	5393	555	4871	1260	5524	1415
2 mois	5116	601	5537	332		
Moyenne sur les deux mois	5254	539	5204	901		

Tableau 15 - Module moyen des sandwichs. Comparaison avec les matériaux de base. m. = moyenne. e.t. = écart type.

\* **Déformations du mortier et de la brique.**

Les courbes de la Figure 51 et de la Figure 52 représentent la variation des déformations transversales (<0) et axiales (>0) du joint et des blocs, relevées par les jauges, en fonction de la contrainte axiale appliquée. La Figure 51 montre que le mortier conserve un comportement linéaire jusqu'à sa propre résistance à la compression. La brique (Figure 52), le conserve jusqu'à 80% de la résistance du sandwich.

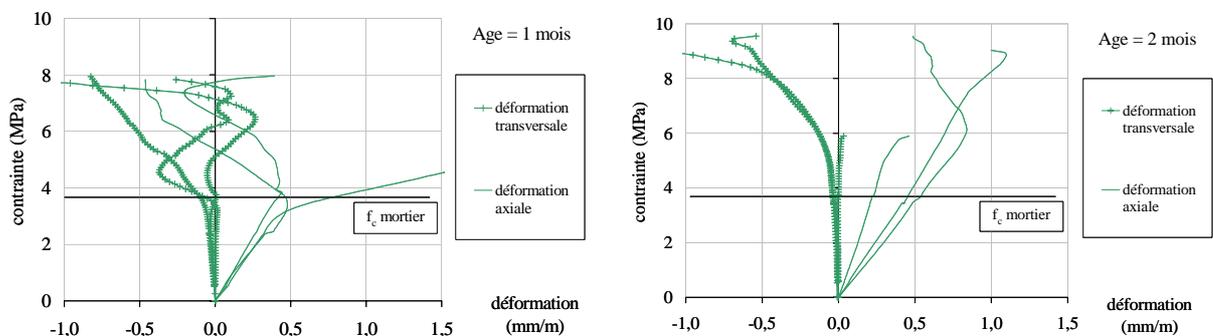


Figure 51- Essais sur sandwichs, comportement des joints de mortier.

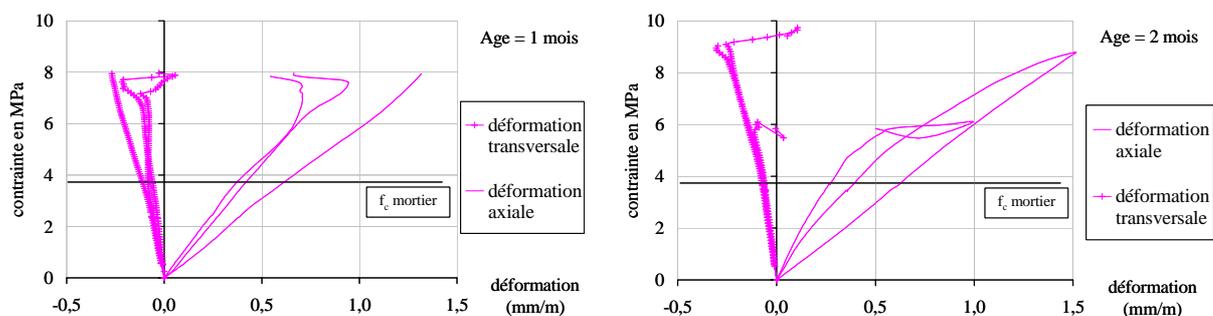


Figure 52 - Essais sur sandwichs, comportement des blocs de brique.

La plastification du mortier n'entraîne pas la rupture du sandwich, qui s'effondre lorsque la brique cède. Rappelons ici que, dans la direction transversale, la brique est trois fois plus rigide que le mortier. L'adhérence entre les deux matériaux, observée lors des essais, crée un effet de confinement du mortier qui, dans un premier temps, lui procure un écoulement positif et retarde sa rupture. Dans un second temps, les grandes déformations transversales du mortier déclenchent la rupture prématurée des briques. L'adhérence entre les deux matériaux a donc un rôle fondamental dans la résistance du composite. Cette adhérence est améliorée par la rugosité des briques, moulées à l'ancienne avec du sable, et le fait qu'elles ont été immergées avant montage des éléments.

#### IV.2.3 Résultats des essais sur murets.

Les éléments testés comportent des joints horizontaux et un joint vertical. Trois murets ont été réalisés. Nous donnons ici les résultats les plus significatifs.

\* *Résistance à la compression :*

Les photos de la Figure 53 montrent la fissuration d'un muret après rupture. Elle s'est développée sans glissement apparent entre les matériaux mortier et brique. Une fissure marquée s'est positionnée le long du joint vertical, à l'interface brique mortier.

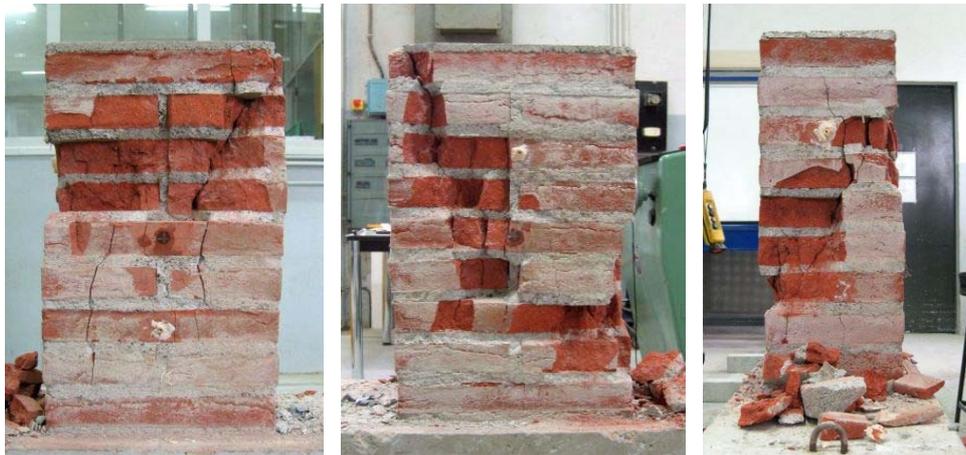


Figure 53 - Essais sur muret. Photos après rupture.

La Figure 54 montre la variation de la déformation moyenne du muret entre points de fixation des capteurs, en fonction de la contrainte moyenne appliquée. La résistance à la compression du muret testé fut : 10.2 MPa. Le Tableau 16 permet la comparaison avec les autres essais.

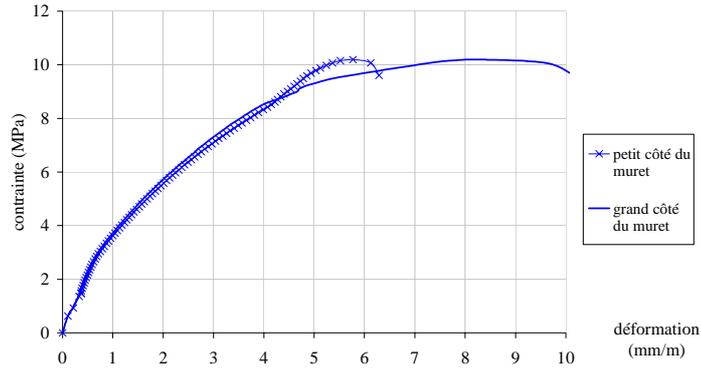


Figure 54 - Essais sur muret. Variation contrainte – déformation moyenne entre capteurs.

	muret	sandwiches	mortier 4*4*16	Mortier cyl. 6*12	brique
fc (MPa)	10.19	9,02	3.93	3.48	13.76
Ecart type		1.58	0.21	0.41	2.39

Tableau 16 - Résistance des murets, sandwiches, mortier et brique, à 2 mois. Récapitulatif des essais.

\* **Module d'Young moyen du composite.**

Le raccourcissement entre les capteurs permet de calculer le module moyen indiqué dans le Tableau 17. La valeur mesurée est légèrement plus faible que celle de chacun des composants.

	Grand côté	Petit côté	Moyenne muret	sandwiches	Mortier	Brique E <sub>3</sub>
E (MPa)	4499	4138	4311	5254	5204	5524
Ecart type				539	901	1415

Tableau 17 - Module moyen du muret, des sandwiches, du mortier et de la brique, récapitulatif des essais.

\* **Déformations du mortier et de la brique.**

Le tracé de la variation des déformations en fonction de la contrainte appliquée (Figure 55) met en évidence, pour le mortier, un comportement quasi linéaire jusqu'à environ 3MPa, c'est à dire la résistance propre au mortier. Comme pour les sandwiches, le dépassement de la contrainte du mortier n'entraîne pas la rupture du mur, et les remarques précédentes à ce propos s'appliquent ici. Pour la brique, le comportement reste quasi linéaire jusqu'à environ 7MPa, soit environ 70% de la résistance du muret.

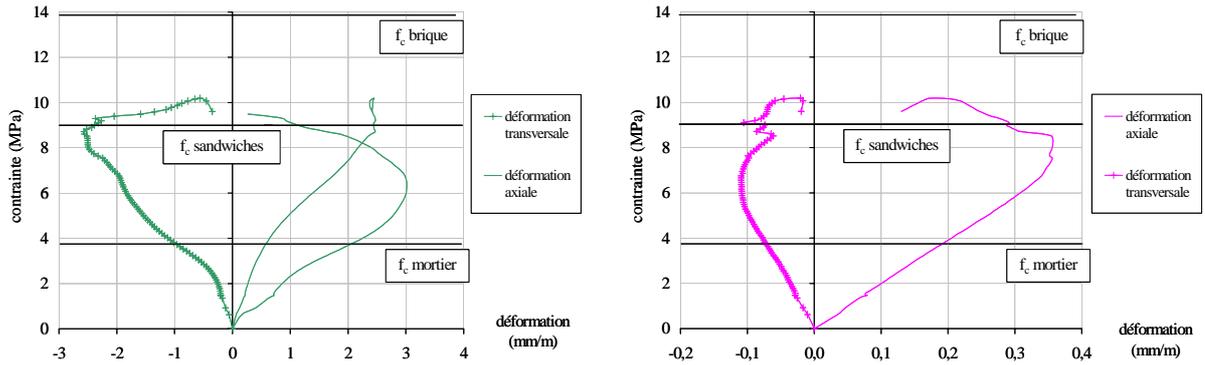


Figure 55 - Essais sur muret. Variation contrainte – déformations axiales et transversales des joints de mortier et des briques.

### IV.3 MODELISATION DE LA MAÇONNERIE DE BRIQUES.

Parmi les modèles de comportement disponibles dans le code CASTEM, et rappelés au chapitre II, nous avons choisi d'essayer, pour les deux matériaux de notre étude (mortier et brique), les modèles de comportement suivants :

- Modèle 1 : modèle élasto-plastique avec écrouissage, et critère de plasticité de type Von Mises,
- Modèle 2 : modèle élasto-plastique sans écrouissage, et critère de plasticité de type Drucker-Prager,
- Modèle 3 : modèle élastique endommageable type Mazars.

La démarche adoptée pour sélectionner le meilleur modèle s'est opérée en deux phases. Dans un premier temps, les paramètres théoriques ont été ajustés en conformité avec les résultats d'essais effectués sur les matériaux de base, brique, mortier, individuellement. Dans un deuxième temps, les lois de comportement paramétrées ont été intégrées à un calcul par élément fini reproduisant numériquement les essais de compression sur les sandwichs et les murets. La comparaison des courbes contraintes-déformations des composites, obtenues par simulations numériques, d'une part, et par les essais réels, d'autre part, fait apparaître les avantages et les inconvénients de chaque modèle. La méthode est résumée à la Figure 56.

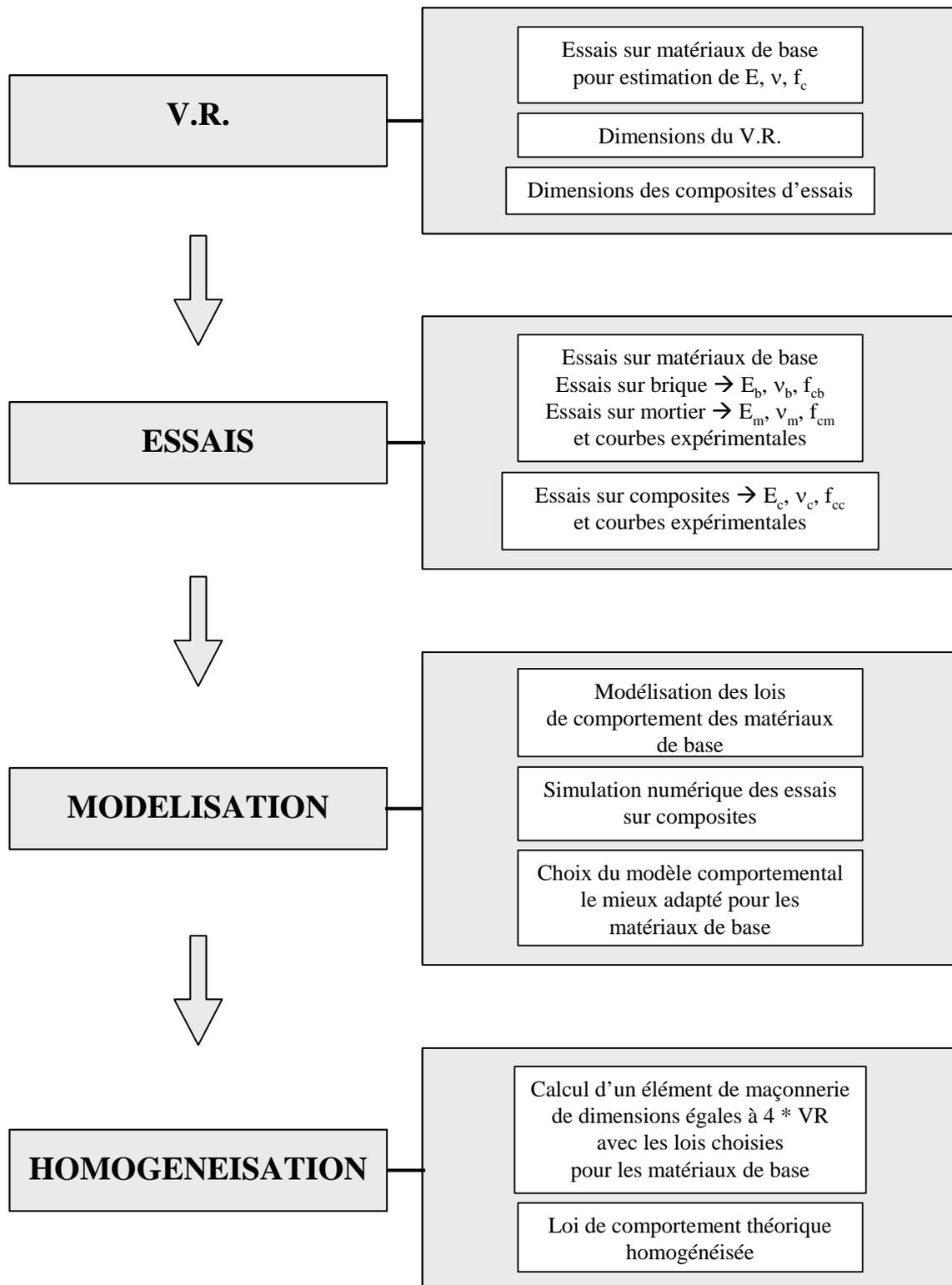


Figure 56 - Méthode d'homogénéisation expérimentale et numérique.

### IV.3.1 Modèles de comportement des matériaux de base.

Listons tout d'abord les paramètres à déterminer selon chacun des trois modèles retenus. Ils dépendent de la théorie propre à chaque loi, mais aussi du logiciel que nous avons utilisé et de ses capacités. Sur ce dernier point, précisons dès maintenant que l'utilisation de CASTEM a conduit à des simplifications. En effet, il est impossible, à l'heure actuelle, de mener un calcul prenant en compte à la fois la plasticité des matériaux, leur anisotropie, et des éléments joints type Coulomb. La première hypothèse simplificatrice pose donc que les briques sont isotropes<sup>105</sup>. Leur comportement est, dans leur propre plan, le même que perpendiculairement à leur plan. Nous avons donc conservé les caractéristiques élastiques hors plan, car c'est principalement dans cet axe que les briques travailleront dans le pont<sup>106</sup>.

\* *Le modèle 1 : plasticité avec écrouissage et critère de Von Mises.*

La loi de comportement du matériau est la même en traction et en compression. Elle est définie mathématiquement par une fonction  $\sigma(\varepsilon)$ , fonction trilineaire avec palier horizontal telle que représentée à la Figure 57. Les paramètres à définir sont donc :

- Le module d'Young  $E$ , et le coefficient de Poisson  $\nu$ ,
- La contrainte de palier  $f_c$ ,
- La limite élastique  $f_e$ , ou plutôt le rapport  $f_e/f_c$ ,
- La déformation  $\varepsilon_c$  correspondant au début de l'écoulement plastique (associé).

Les valeurs de  $E$ ,  $\nu$  et  $f_c$  retenues sont les valeurs moyennes expérimentales. Les simulations fixeront les valeurs de  $(f_e / f_c)$  et  $\varepsilon_c$ .

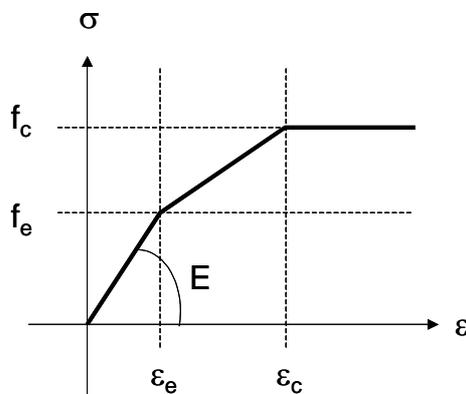


Figure 57 - Modèle 1 : modèle élasto-plastique, avec critère de plasticité de Von Mises.

<sup>105</sup> Nous ferons la même hypothèse pour les pierres, puis pour les voussoirs.

<sup>106</sup> Nous estimerons l'incidence de cette simplification au chapitre suivant, lors du calcul du pont dans son ensemble.

\* **Le modèle : plastique sans écrouissage et critère de Drucker-Prager.**

Rappelons que le critère de Drucker-Prager s'énonce (voir équations p.47) :

$$\sqrt{J_2} + \alpha \frac{I_1}{3} - \alpha H = 0$$

Les essais nous ont donné  $f_c$ . Le rapport ( $f_e / f_c$ ) est l'un des paramètres à déterminer. L'angle de frottement interne est à choisir, sans dépasser  $35^\circ$ , valeur au-delà de laquelle la théorie n'est plus valable<sup>107</sup>. La valeur de H est liée à celle de  $f_e$  et de  $\varphi$  :

$$H = \frac{f_e}{2} \left( \frac{1 - \sin \varphi}{\sin \varphi} \right) \quad \text{E. IV-3}$$

\* **Le modèle : endommagement type Mazars.**

Les cinq paramètres relatifs au modèle d'endommagement de Mazars sont rappelés p. 49 :  $k_0$ ,  $A_t$ ,  $B_t$ , en traction,  $A_c$ ,  $B_c$ , en compression.

\* **Bilan des simulations numériques.**

Voici, en conclusion, les paramètres qui sont apparus les mieux adaptés au comportement des briques et du mortier jeune (Figure 58 à Figure 60), conformément aux essais faits sur mortier (cylindres 6\*12) et briques (carottes) :

Matériau	Modèle 1 plasticité « Von Mises »	Modèle 2 plasticité « Drucker – Prager »	Modèle 3 Endommagement « Mazars »
Mortier	E = 5204 MPa v = 0.17 f <sub>c</sub> = 3.7 MPa f <sub>e</sub> / f <sub>c</sub> = 0.55 ε <sub>c</sub> = 2.5 ‰	φ = 30° f <sub>c</sub> = 3.7 MPa f <sub>e</sub> / f <sub>c</sub> = 0.85	k <sub>0</sub> = 0.8E <sup>-4</sup> A <sub>t</sub> = 0.5 B <sub>t</sub> = 5000 A <sub>c</sub> = 0.3 B <sub>c</sub> = 1000 β = 1
Brique	E = E <sub>3</sub> = 5524 MPa v = v <sub>23</sub> = 0.076 f <sub>c</sub> = 13.8 MPa f <sub>e</sub> / f <sub>c</sub> = 0.55 ε <sub>c</sub> = 3.5 ‰	φ = 25° f <sub>c</sub> = 13.8 MPa f <sub>e</sub> / f <sub>c</sub> = 1	k <sub>0</sub> = 1.8E <sup>-4</sup> A <sub>t</sub> = 0.7 B <sub>t</sub> = 1000 A <sub>c</sub> = 1.2 B <sub>c</sub> = 2000 β = 1

Tableau 18 - Modélisation du comportement des matériaux de base, brique et mortier. Paramètres des 3 modèles testés.

<sup>107</sup> Lire à ce propos Jacques DESRUÉS, *Limitations du choix de l'angle de frottement pour le critère de plasticité de Drucker-Prager*, publication RFGC – juin 2002, COSS'01, pages 853 à 862, ou bien P.Y. HICHER et J.F. SHAO *Elastoplasticité des sols et des roches*, Paris : Hermes, 2002, p.137.

### IV.3.2 Homogénéisation de la maçonnerie de briques.

Il s'agit ici de choisir parmi les 3 modèles retenus quel est celui qui se montre le plus performant vis à vis des résultats des essais effectués au laboratoire sur les éléments composites, sandwichs et murets. Les critères pour définir la « meilleure » performance sont relatifs à l'adéquation entre théorie et pratique dans le domaine linéaire ET dans le domaine non linéaire, la prévision de la ruine, l'aptitude à la convergence (mesurée sur le temps et le nombre de pas de calcul nécessaires).

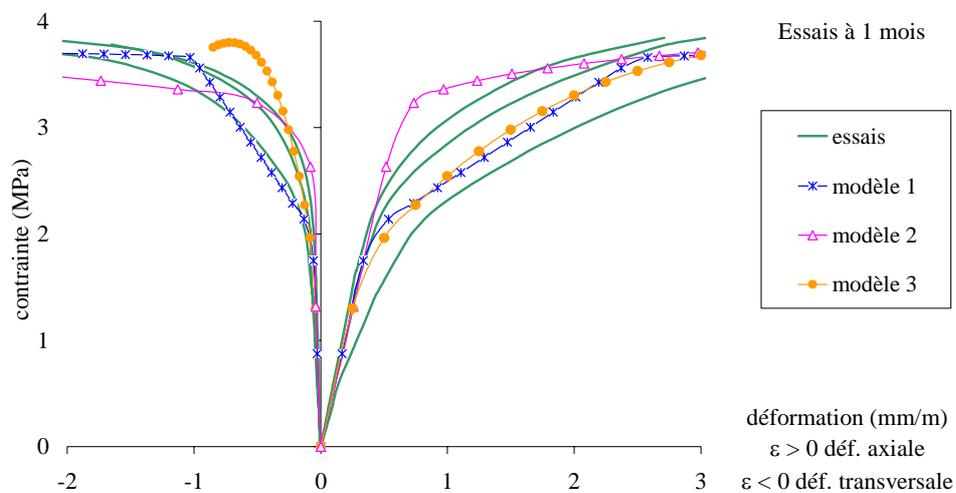


Figure 58 - Modélisation du comportement du mortier. Comparaison avec les 3 modèles retenus à 1 mois.

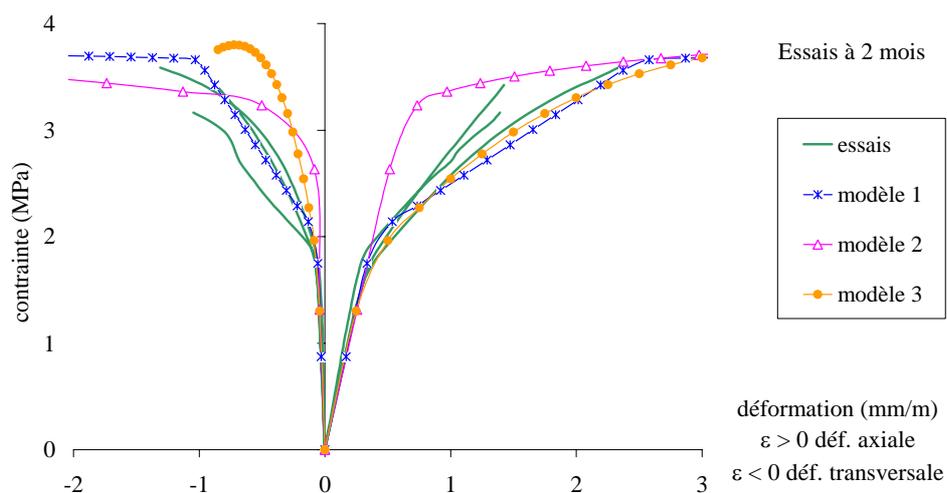


Figure 59 - Modélisation du comportement du mortier. Comparaison avec les 3 modèles retenus à 2 mois.

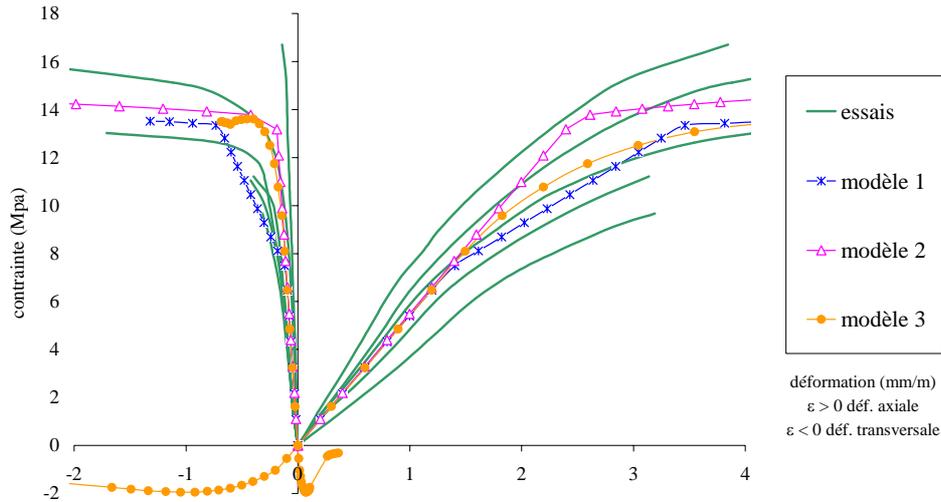


Figure 60 - Modélisation du comportement des briques. Comparaison avec les 3 modèles retenus.

Les résultats des essais expérimentaux et des simulations numériques sont comparés en ce qui concerne la déformation axiale moyenne des éléments (enregistrée par les capteurs de déplacements), les déformations axiales et transversales des joints de mortier et des briques (relevées par les jauges). La Figure 61 et la Figure 62 (resp. Figure 63) présentent la juxtaposition des essais et des modèles concernant, successivement, les sandwiches à 1 mois, puis les sandwiches à 2 mois (resp. les murets).

\* ***Adéquation entre théorie et pratique dans le domaine linéaire.***

Comparons tout d'abord les déformations axiales moyennes de l'élément enregistrées par les capteurs de déplacements (Figure 61a, Figure 62a et Figure 63a). Les pentes des courbes contrainte – déformation théoriques et expérimentales sont identiques. En fait, cela n'est pas étonnant dans la mesure où les modules des deux matériaux de base, brique et mortier, ont le même ordre de grandeur (environ 5200MPa).

\* ***Adéquation entre théorie et pratique dans le domaine non linéaire.***

Sur cette question, les réponses apportées par les trois modèles théoriques sont nettement différentes. Observons tout d'abord la Figure 61 a et Figure 62 a, c'est-à-dire le raccourcissement moyen des éléments, enregistré par les capteurs sur les sandwiches, à 1 mois et à 2 mois. Les essais montrent clairement un changement de pente de la courbe contrainte – déformation, pour une contrainte égale à 3.2 MPa à 1 mois, 4.5 MPa à 2 mois. La moyenne de ces deux valeurs est égale à 3.85 MPa, à comparer avec la contrainte de rupture mesurée sur éprouvettes de mortier seul : 3.7MPa. Comparons avec les simulations numériques. Le modèle 2 n'affiche aucun changement de pente avant la plastification totale de l'élément, comme si la plastification du mortier n'avait

aucune influence sur le comportement du composite, ce qui est démenti par l'expérience. Le modèle 3 montre l'endommagement du sandwich, mais pour une contrainte théorique plus élevée que la contrainte observée : entre 5 et 6 MPa. Le modèle 1 montre un adoucissement du comportement dès 2 MPa, puis, plus fortement, vers 6 MPa. La courbe reste ensuite quasiment parallèle au fuseau formé par les trois essais, avant de s'aplanir.

Concernant les joints de mortier (figures b), on observe dans l'ensemble que les modèles 1 et 3 décrivent assez bien la déviation brutale des valeurs mesurées aux alentours de 4 MPa. Les pentes des courbes théoriques et expérimentales au-delà de 4 MPa sont semblables. Ce n'est pas le cas vis à vis du modèle 2. Quant aux déformations des briques (figures c), elles sont surestimées par la théorie, quelque soit le modèle envisagé.

\* ***Prévision de la ruine.***

On appellera « ruine théorique » le début du palier de plasticité pour les modèles 1 et 2, et le pic de contraintes pour le modèle 3. Le Tableau 19 synthétise les valeurs de la contrainte de rupture obtenues.

fc en MPa	essais	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3
Sandwiches, moyenne 1-2 mois	8.4	10.3	11.5	8.7
Différence en %		+ 23 %	+ 37 %	+ 4 %
muret	10.2	10.1	10.8	8.8
Différence en %		- 1 %	+ 6 %	+ 14 %

Tableau 19 - Contrainte de rupture du composite. Comparaison essais et modèles.

On observe que la théorie correspond particulièrement bien aux essais réalisés sur muret (mais attention il n'y a qu'un seul essai retenu). Le modèle 2 apparaît le moins performant.

\* ***Aptitude à la convergence.***

Il n'y a eu aucune difficulté à exécuter les simulations avec les deux premiers modèles, à contrario du modèle 3. Le modèle « endommagement » converge très difficilement dès qu'on s'approche du pic de contrainte.

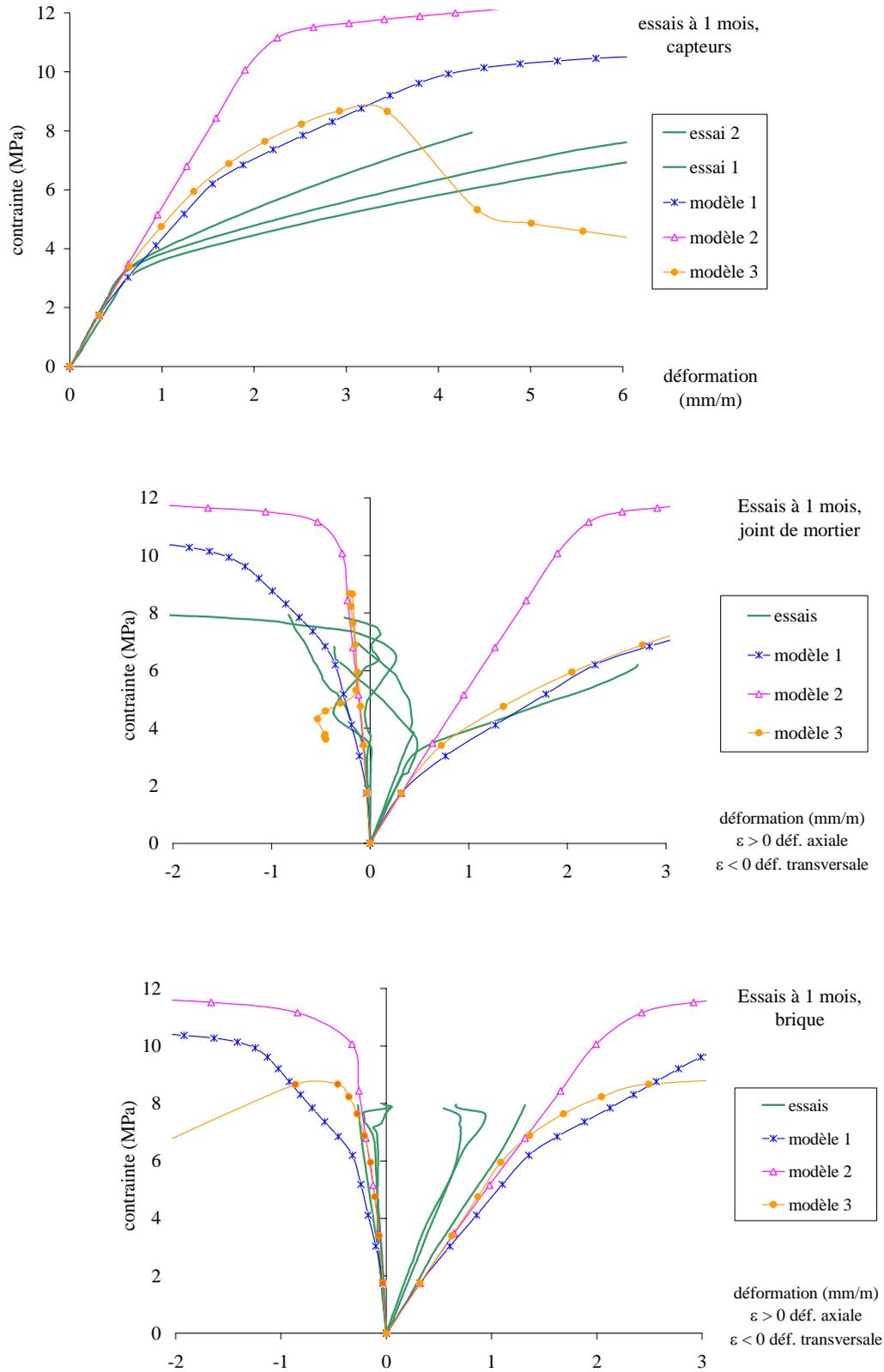


Figure 61 - Modélisation du comportement des **sandwiches** à 1 mois. Comparaison des 3 modèles et des essais.  
*a* : en haut, enregistrement des capteurs ;  
*b* : au milieu : enregistrement des jauges collées sur les joints de mortier ;  
*c* : en bas , enregistrement des jauges collées sur les briques.

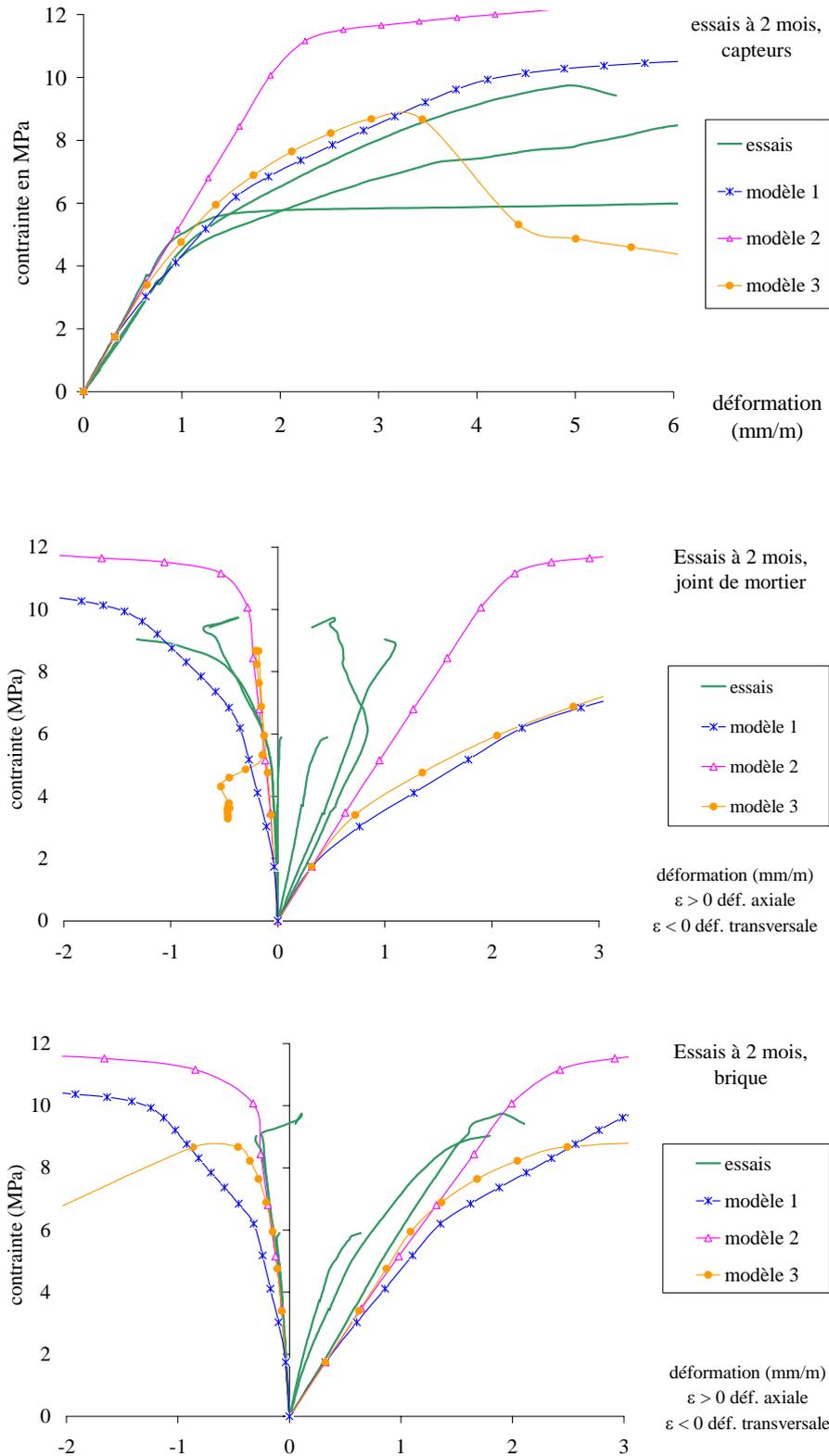


Figure 62 - Modélisation du comportement des sandwichs à 2 mois. Comparaison des 3 modèles et des essais.

a : en haut, enregistrement des capteurs ;

b : au milieu : enregistrement des jauges collées sur les joints de mortier ;

c : en bas, enregistrement des jauges collées sur les briques.

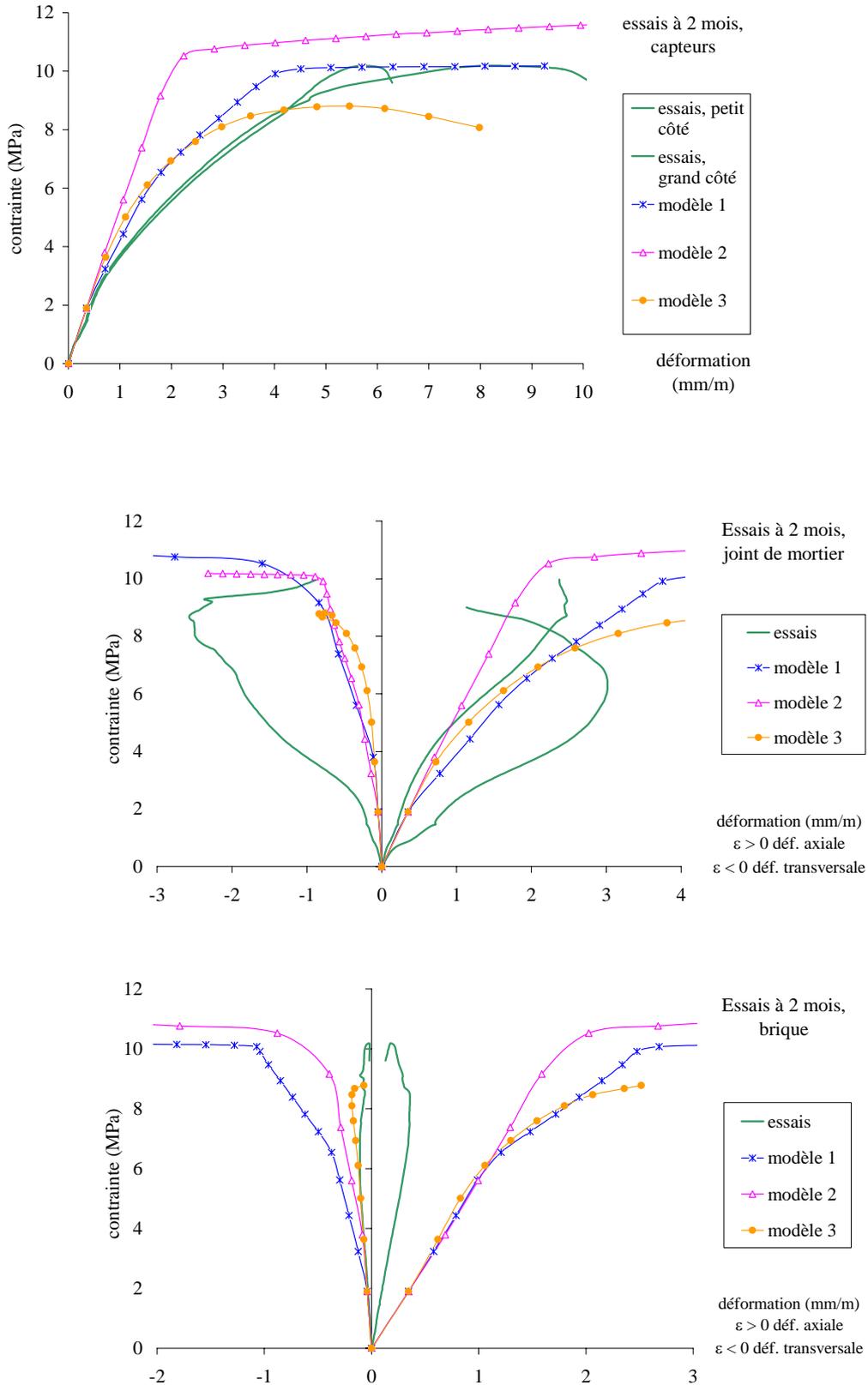


Figure 63 - Modélisation du comportement des **murets** à 2 mois. Comparaison des 3 modèles et des essais.  
*a* : en haut, enregistrement des capteurs ;  
*b* : au milieu : enregistrement des jauges collées sur les joints de mortier ;  
*c* : en bas , enregistrement des jauges collées sur les briques.

\* ***Bilan.***

La différence de performance des trois modèles apparaît seulement dans le domaine non linéaire, et donc au-delà de 3MPa. Le comportement observé après dépassement de la résistance du mortier (environ 4MPa) est bien mieux décrit par le modèle 1, élasto-plastique « Von Mises », et le modèle 3, élastique endommageable « Mazars ». Mais ce dernier converge difficilement, ce qui est un inconvénient majeur vis à vis du calcul d'un pont dans son ensemble. En conclusion, le modèle 1, modèle élasto-plastique avec une loi d'évolution contraintes-déformations trilineaire, associée à un critère de plasticité de Von Mises, est adopté pour la suite de la recherche. Les éléments joints rétablirons les possibilités de rupture à la traction.

### **IV.3.3 Loi de comportement homogénéisée pour l'ouvrage.**

La loi de comportement homogénéisée de la maçonnerie de briques peut maintenant être calculée. L'homogénéisation est obtenue par simulation numérique en utilisant le modèle numérique périodique décrit par la Figure 47. Les calculs sont lancés pour un grand nombre de briques : 4 briques sur chaque face, 16 briques verticalement (soit 4 fois le volume d'un VR).

Les dimensions des briques prises en compte dans le calcul sont celles du pont réel, c'est-à-dire 27 \* 36 \* 4.5. L'épaisseur des joints du modèle est l'épaisseur moyenne des joints de l'ouvrage (1.6cm perpendiculairement aux briques, 1.5cm dans les deux autres directions<sup>108</sup> ; le schéma de la Figure 80, page 143, fournit un détail de l'appareillage des briques et des pierres, et de l'épaisseur des joints). L'homogénéisation n'a été faite qu'avec les caractéristiques du mortier vieilli (voir modèle et résultats des essais à la Figure 64). Les lois de comportement des matériaux de base sont de type « modèle 1 ». Les courbes « contraintes – déformations axiales » et « contraintes - déformations transversales » obtenues par le calcul sont ensuite lissées pour obtenir la loi de comportement du matériau homogène. Elles sont tracées à la Figure 65. Il s'agit d'une loi trilineaire. La limite élastique est égale à la moitié de la contrainte de rupture. Le palier plastique démarre pour une déformation axiale égale à 3‰. Le comportement est identique en traction et en compression. Le critère de plasticité est le critère de Von Mises. Le Tableau 20 synthétise les résultats.

---

<sup>108</sup> On notera, par ailleurs, que les briques sont rayonnantes, mais d'épaisseur constante.

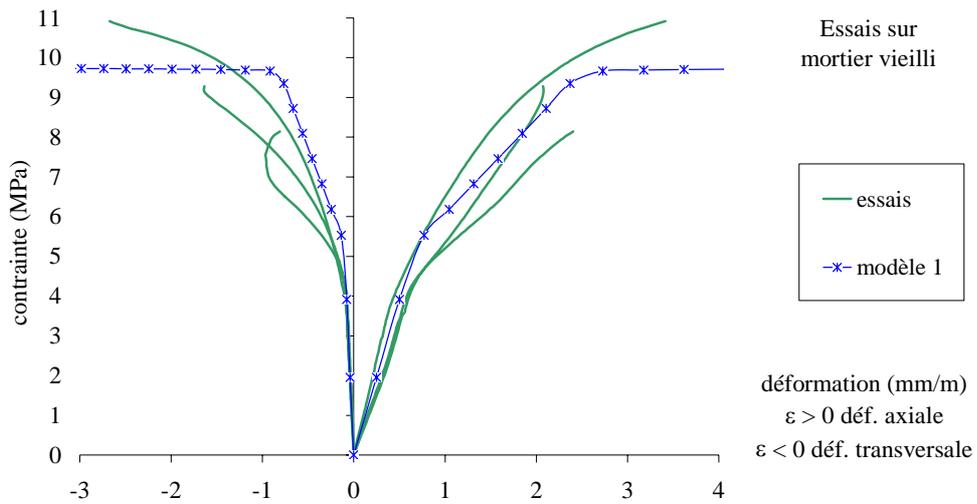


Figure 64 - Modélisation du comportement du mortier vieilli.

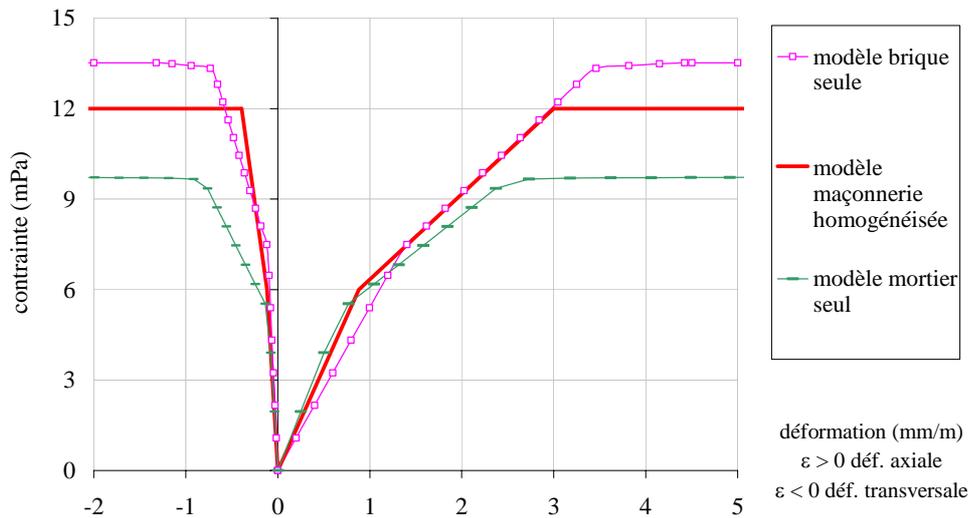


Figure 65 - Modélisation de la maçonnerie de brique. Comparaison avec les matériaux de base.

	brique	Mortier vieilli	Maçonnerie homogénéisée
E (Mpa)	5524	7777	6810
$\nu$	0.23	0.15	0.13
$f_e / f_c$	0.55	0.55	0.5
$f_c$ (Mpa)	13.8	9.7	12
$\varepsilon_c$ (mm/m)	3.5	2.5	3

Tableau 20 - Récapitulatif des caractéristiques du modèle de comportement adopté pour les briques, le mortier vieilli et la maçonnerie homogénéisée.

#### IV.4 COMPORTEMENT DE L'INTERFACE BRIQUE MORTIER.

Les phénomènes de rupture en traction ou cisaillement de la maçonnerie sont supposés se concentrer au niveau des joints de mortier, et plus précisément, à la surface de contact joint-bloc. L'identification expérimentale du comportement à rupture de l'interface mortier-brique soumise à un chargement mécanique perpendiculaire et/ou tangent au joint a donc été nécessaire. Les procédures d'essais existantes sont adaptées à des briques de format standard 22\*11\*6, et difficilement transposables à des briques de grands formats 37\*24\*5. Par conséquent, il a fallu imaginer une procédure d'essai spécifique. Nous avons choisi d'adapter un essai de mécanique de sol qui utilise un matériel appelé « boîte de Casagrande ». Après un bref rappel du principe de cet essai, nous décrivons ci-après notre procédure expérimentale et le modèle théorique construit.

##### IV.4.1 La boîte de Casagrande.

L'appareil de Casagrande est constitué de deux demi boîtes libres de coulisser l'une sur l'autre. Il a pour fonction d'identifier la courbe intrinsèque d'un sol, en le soumettant à un cisaillement direct suivant un plan imposé, noté AB sur la Figure 66. La demi boîte inférieure est entraînée horizontalement à une vitesse constante imposée par l'opérateur. La force de cisaillement T est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique. Une compression N est appliquée sur l'échantillon au moyen de poids en quantité fixée par l'opérateur pour chaque essai. L'ensemble est équipé de comparateurs afin de mesurer le déplacement relatif des deux boîtes  $\Delta L$  et la variation de hauteur de l'échantillon  $\Delta h$  (contraction ou gonflement du sol). Dans le plan de cisaillement, l'état de contraintes est composé d'une contrainte normale  $\sigma = N / S_c$ , et d'une contrainte tangentielle moyenne  $\tau = T / S_c$ , où  $S_c$  est la section réellement cisailée, c'est-à-dire la section initiale diminuée du fait du déplacement relatif des deux demi boîtes. Au cours de l'essai, N est maintenu à une valeur constante, T est augmenté jusqu'à rupture de l'échantillon, c'est-à-dire glissement uniforme à effort T constant. En faisant varier la charge de compression, on obtient une série de couples de rupture  $(\sigma, \tau)$ . Les points, portés dans le plan de Mohr, sont réunis pour former la courbe intrinsèque du matériau.

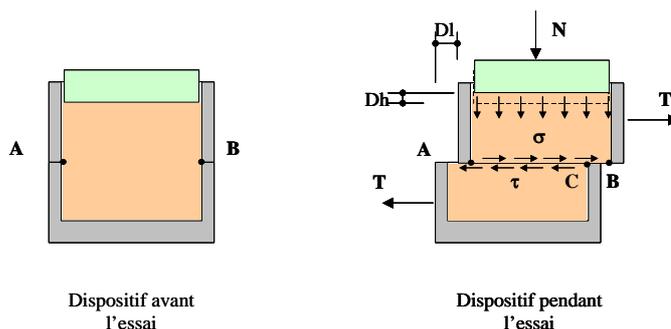


Figure 66 - boîte de Casagrande.

Pour les sols, l'expérience montre que cette courbe peut être modélisée par deux demi droites symétriques par rapport à l'axe ( $O\sigma$ ), les droites de Coulomb définies par un angle de frottement  $\varphi$  et une cohésion  $C$  et d'équation  $|\tau| = C + \sigma \tan \varphi$ .

#### IV.4.2 Essais de cisaillement de l'interface brique – mortier.

Les éprouvettes cylindriques mixtes sont composées d'un cylindre en brique surmonté d'une couche de mortier (Figure 67). Le cylindre a été obtenu par carottage dans une brique pleine, puis sciage et rectification de sorte que la hauteur du cylindre obtenu place le plan de cisaillement (limite entre les deux boîtes) exactement au niveau de l'interface mortier / brique. Après avoir fixé un petit coffrage en carton autour de ce cylindre, du mortier a été versé dans le moule puis pilé 5 fois, comme l'ont été les éprouvettes cylindriques de mortier 6\*12, façonnées en parallèle. On a pris garde de couler le mortier sur la face brute du cylindre de brique, et non la face sciée et rectifiée. A l'âge d'un mois, cinq points de rupture ont été déterminés (masse sur l'échantillon, notée  $M$ , égale à 10, 75, 150, 215, 280 kg), quatre points à deux mois (masses de 10, 75, 150, 225 kg). Chaque point est la moyenne de deux essais. Les contraintes normales appliquées varient dans l'intervalle de 0 à 1.2MPa, ce qui permet d'atteindre le domaine de travail prévisible des matériaux dans l'ouvrage réel. La vitesse de cisaillement imposée fut 0.2 millimètres par minute.



Figure 67 - Dispositif d'essai de cisaillement de l'interface brique - mortier.

#### IV.4.3 Résultats des essais de cisaillement de l'interface brique - mortier.

La Figure 68 présente les courbes expérimentales obtenues à 1 mois et à 2 mois : la variation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement dans le plan de cisaillement, pour les quatre compressions imposées. De ces courbes, on tire la série de couples ( $\sigma$ ,  $\tau$ ) correspondant au glissement de l'interface, dont les valeurs sont récapitulées dans le Tableau 21.

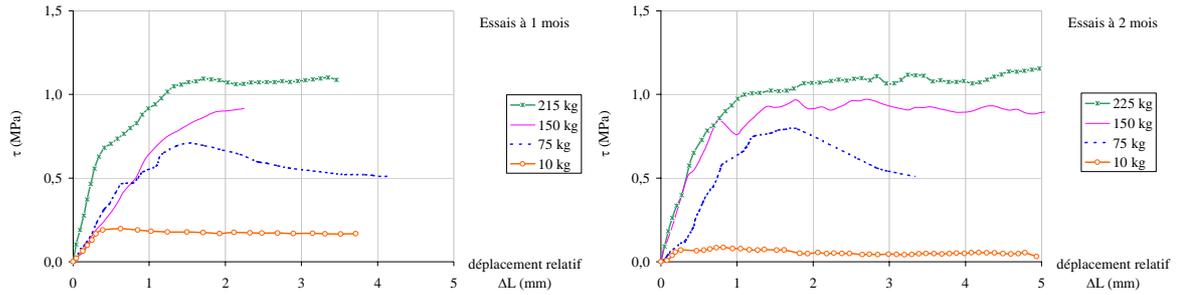


Figure 68 - Essais à l'aide de la boîte de Casagrande. Variation  $\tau / \Delta L$  à 1 mois et 2 mois.

	Essais à 1 mois					Essais à 2 mois			
M (kg)	10	75	150	215	280	10	75	150	225
$\sigma$ (MPa)	0,041	0,321	0,619	0,853	1,118	0,040	0,307	0,625	0,920
$\tau$ (MPa)	0,161	0,527	0,903	1,083	1,413	0,048	0,507	0,920	1,091

Tableau 21 - Essais de cisaillement de l'interface brique/mortier. Résultats expérimentaux. Couples de valeurs ( $\sigma, \tau$ ) à rupture, pour diverses masses M.

Les couples de valeurs ( $\tau, \sigma$ ) correspondant aux points de glissement s'alignent sur une droite (voir Figure 69). Les droites obtenues à un mois et deux mois sont quasiment confondues. La droite théorique la plus proche des points expérimentaux, tous points confondus, s'écrit :

$$\tau = 0,11 + \sigma \cdot \tan(49,5^\circ).$$

E. IV-4

La cohésion est donc très faible, ce qui confirme l'hypothèse de base selon laquelle la résistance de l'interface à la traction est nulle. L'angle de frottement est élevé, proche de  $50^\circ$ .

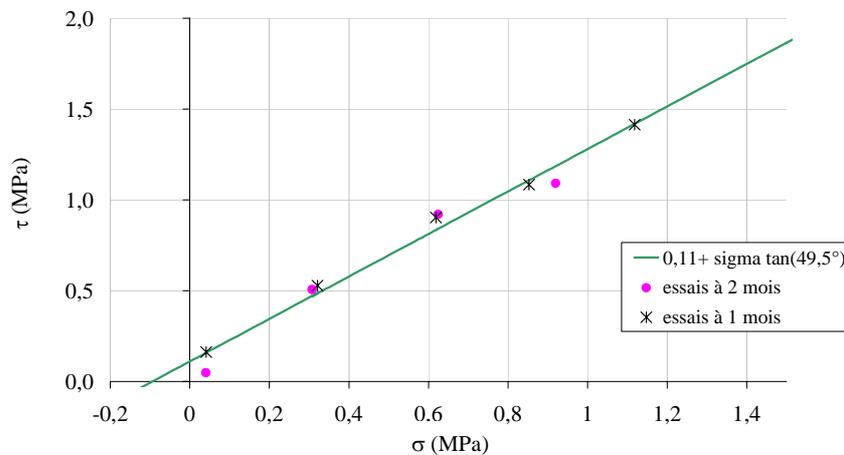


Figure 69 - Essais à l'aide de la boîte de Casagrande. Courbe intrinsèque de l'interface brique/mortier.

#### IV.4.4 Le modèle théorique.

Le modèle « joint Coulomb », disponible dans le code CASTEM, décrit l'évolution du cisaillement et de la contrainte normale lorsque le joint se déforme dans son propre plan et perpendiculairement à son plan. Précisons ici les paramètres nécessaires à le définir.

La Figure 70 montre, à gauche, la variation de la contrainte de cisaillement  $\tau$  en fonction du déplacement  $\Delta L$  dans le plan cisailé, et, à droite, la variation de la contrainte normale  $\sigma$  en fonction du déplacement normal au joint  $\Delta h$  (ouverture ou fermeture).

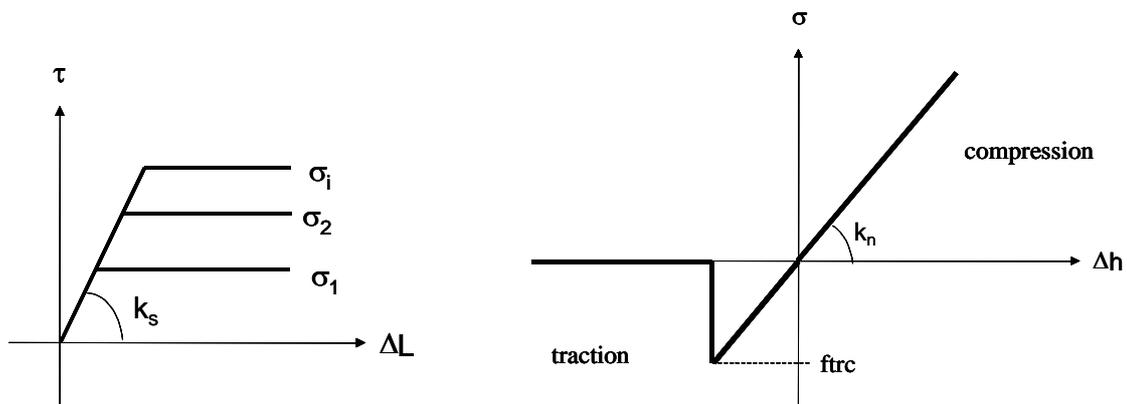


Figure 70 - Modèle de joint. A gauche : comportement en cisaillement.  
A droite : comportement en traction / compression.

L'augmentation de la compression sur le joint repousse le seuil de glissement. Mais, avant glissement, le comportement est linéaire, de pente notée  $k_s$ . Elle est indépendante de la contrainte normale appliquée. Perpendiculairement au plan du joint, le comportement est également linéaire, de pente notée  $k_n$ . En traction, le joint rompt au delà d'un seuil de contrainte notée  $f_{trc}$ . Le modèle intègre un critère de plasticité de type Coulomb : la courbe intrinsèque est une droite caractérisée par une cohésion  $C$  et un angle de frottement  $\varphi$ .

Les valeurs retenues pour  $f_{trc}$ ,  $C$  et  $\varphi$  sont directement celles issues des essais :

Cohésion :  $C = 0.11\text{MPa}$

Angle de frottement interne :  $\varphi = 49^\circ 5'$

Seuil de traction :  $f_{trc} = 0.6\text{MPa}$ .

Le modèle de joint CASTEM est étudié pour représenter tout le joint de mortier, c'est-à-dire un matériau d'épaisseur fixée (par exemple 2cm), et doué d'un comportement élastique caractérisé par  $k_s$  et  $k_n$ . Mais, notre option est différente : le modèle joint représente l'interface, c'est à dire un élément infiniment mince. Les deux paramètres  $k_n$  et  $k_s$  doivent être fixés (suffisamment grands)

pour ne pas interférer avec le mortier, ni la brique. Une simulation numérique de l'essai de cisaillement sur un petit échantillon a permis de valider les valeurs suivantes :  $k_s=10^5\text{MPa}$  et  $k_n=10^7\text{MPa}$ .

Enfin, pour terminer sur ce thème, nous supposerons, d'une part, que les paramètres de l'interface pierre / mortier sont identiques à ceux que nous venons de définir, et d'autre part, que les caractéristiques de l'interface ne dépendent pas de l'âge du mortier.

## IV.5 ETUDE DES MAÇONNERIES DE PIERRE.

Le lieu d'extraction exact mentionné dans les documents d'archives et repéré par le lieudit de la carrière n'a pu être retrouvé. Les pierres qui ont été essayées sont issues d'une ancienne carrière de la commune de Lautrec (dans le Tarn). Le lieu d'extraction est situé à seulement quelques kilomètres du lieu supposé de la carrière véritablement utilisée en 1870, et sur la même commune que l'ouvrage, et dans un même bassin géologique. Nous ferons donc l'hypothèse que nos essais pourront être transposés à l'étude du pont de la Millette. Cette pierre est de nature calcaire, de couleur blanchâtre (Figure 71). Sa masse volumique apparente mesurée avant les essais mécaniques, est  $2369\text{ kg/m}^3$ .



Figure 71 - Pierre d'essai prélevée dans une ancienne carrière de Lautrec dans le Tarn.

### IV.5.1 Loi de comportement de la pierre seule.

#### \* *Les essais.*

Des échantillons ont été prélevés par carottage de diamètre de 26 mm dans les pierres collectées. Leur longueur, après rectification étant de 54 mm, les cylindres ont un élanement d'environ 2. Ces carottes ont été équipées de deux jauges parallèles à l'axe, et de deux jauges transversales, diamétralement opposées, comme pour les essais précédents (Figure 72). La procédure d'essais adoptée fut la même que pour les carottes en brique.

Les courbes des normes AFNOR de 1969 et celles proposée par Mesnager (voir p. 25) nous ont permis d'estimer a priori la valeur de la résistance à la compression  $f_c$  à 53.1 et 51.2 MPa, soit une valeur moyenne d'environ 50MPa. Les essais ont abouti aux valeurs indiquées dans le Tableau 22.

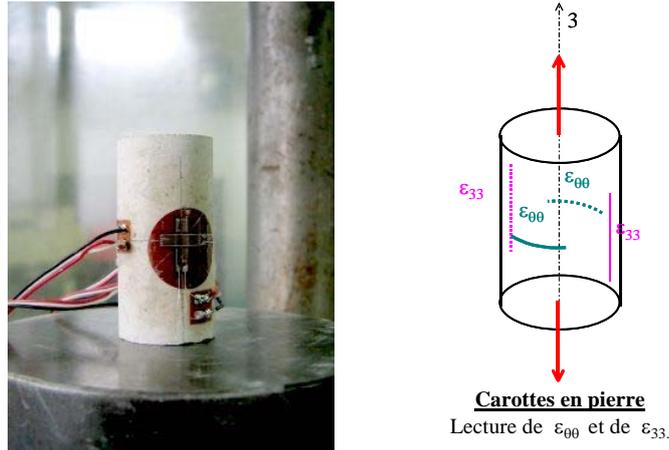


Figure 72 - Echantillons de pierre pour essais mécaniques.

N° éprouvette	1	2	3	4	5	6	moyenne	Ecart type
Résistance à la compression (MPa)	52.12	76.43	47.12	51.54	33.35	36.65	49.54	15.28
E Young (Mpa)				28698	26469	29244	28137	1470
Coefficient de Poisson				0.26	0.23	0.27	0.25	0.019

Tableau 22 - Essais sur la pierre. Résultats.

On observe sur la Figure 73, un comportement élastique jusqu'à environ 20MPa et une résistance moyenne à la compression de 50 MPa (ce qui correspond parfaitement à l'estimation préalable). Le module d'Young moyen mesuré est égal à 28137 MPa. Le coefficient de Poisson est égal à 0.25. De toute évidence, ces valeurs sont sans commune mesure avec les valeurs mesurées pour le mortier de chaux : résistance et module environ 10 fois plus forts.

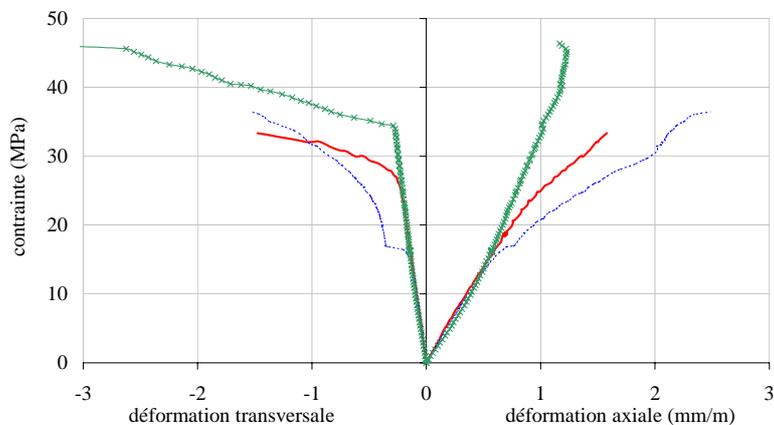


Figure 73 - Comportement des pierres. Résultats des essais.

\* **Modèle de comportement de la pierre.**

Nous avons choisi d'appliquer ici le même modèle que pour les briques à savoir une loi théorique trilinéaire associée à un critère de plasticité de Von Mises (Figure 74). La valeur du module E et la résistance  $f_c$  sont les valeurs données par les essais. Les résultats sont synthétisés dans le Tableau 23.

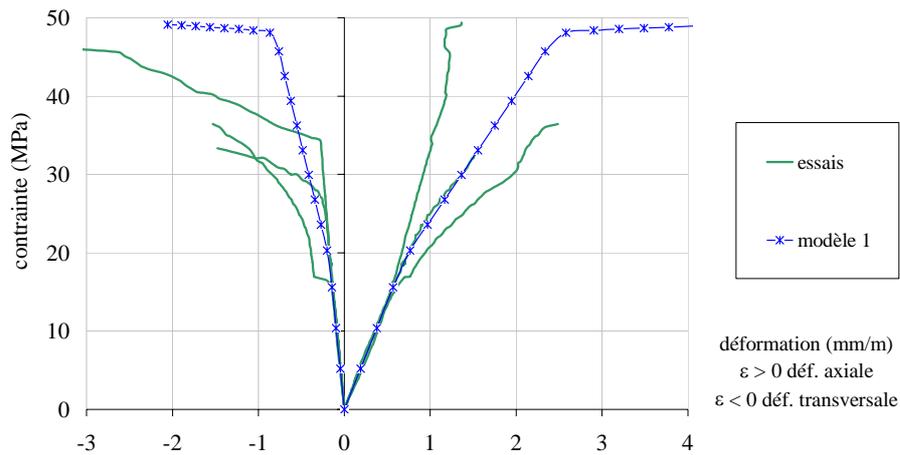


Figure 74 - Comportement de la pierre. Essais et modèle théorique.

E (Mpa)	$\nu$	$f_e / f_c$	$f_c$ (Mpa)	$\epsilon_c$ (mm/m)
28137	0.25	0.4	49.54	2.5 ‰

Tableau 23 - Récapitulatif des caractéristiques mécaniques théoriques de la pierre.

#### IV.5.2 Homogénéisation du bandeau en pierre.

Le bandeau du pont de la Millette est formé d'une succession de blocs de pierre de 80cm d'épaisseur espacés de joints de mortier de 1cm d'épaisseur. Il constitue donc un multicouche et, comme tel, nous avons réutilisé le modèle numérique des sandwichs pour estimer les caractéristiques homogénéisées de cette maçonnerie. La simulation d'un chargement en compression simple montre que la présence des joints de mortier, qui ne représente que 4% du volume total de la maçonnerie, n'affecte pas le comportement global. Il est donc convenu de conserver, pour ce bandeau, la loi de comportement ci-dessus établie pour la pierre seule.

#### IV.5.3 Homogénéisation de la maçonnerie de moellons.

La maçonnerie de moellons n'est pas un assemblage périodique d'éléments parallélépipédiques, mais plutôt un ensemble de blocs, ni cubiques ni parfaitement sphériques, plongés dans une pâte de

mortier. Les méthodes d'exécution du pont, rapportées dans le chapitre précédent, ont été telles qu'on peut supposer une bonne répartition des blocs, quasi homogène par rapport à la taille du pont, avec des joints de mortier d'épaisseur quasi constante, de sorte que la proportion relative de mortier et de pierre puisse être considérée constante dans les murs et le remplissage. Pour modéliser le comportement de cette maçonnerie, dans le domaine élastique linéaire, nous avons choisi d'appliquer la méthode de Mori Tanaka. Cette méthode analytique s'applique aux matériaux constitués d'une matrice (par exemple de mortier) comportant des inclusions sphériques (ici, de pierre)<sup>109</sup>. Elle fournit la valeur du module de compressibilité  $k$  et du module de cisaillement  $\mu$  de la maçonnerie en fonction des modules de chacun des deux matériaux constitutifs et de leur concentration volumique  $c$ . Rappelons que l'expression générale de ces modules est :

$$\text{Module de compressibilité : } k = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad \text{E. IV-5}$$

$$\text{Module de cisaillement : } \mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{E. IV-6}$$

En notant  $\mu_m$ , le module de cisaillement du mortier (resp.  $\mu_i$  pour la pierre), et  $k_m$  le module de compressibilité du mortier (resp.  $k_i$  pour la pierre), on calcule le module de compressibilité et de cisaillement de la maçonnerie à l'aide des expressions suivantes :

$$\mu = \mu_m + \frac{c(\mu_i - \mu_m)}{1 + (1-c) \left[ \frac{\mu_i - \mu_m}{\mu_m + \frac{\mu_m(9k_m + 8\mu_m)}{6(k_m + 2\mu_m)}} \right]} \quad \text{E. IV-7}$$

$$k = k_m + \frac{c(k_i - k_m)}{1 + (1-c) \left[ \frac{k_i - k_m}{k_m + \frac{4}{3}\mu_m} \right]} \quad \text{E. IV-8}$$

Sur la base de notre étude historique sur la composition des maçonnerie du pont de la Millette, nous pouvons dire que les pierres représentent environ 80% du volume de la maçonnerie. La théorie de Mori Tanaka donne, avec ce pourcentage :

<sup>109</sup> Elle est décrite par Robert LE ROY dans *Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances*, LCPC, Série ouvrages d'art – OA22, septembre 1996, pp. 134-135.

$$E = 21736 \text{ MPa} \quad \nu = 0.22.$$

Une simulation numérique, à l'aide du modèle périodique de VER déjà construit, a été réalisée en prenant des blocs cubiques de pierre de 20cm de côté et des joints de 2 cm d'épaisseur. Ce calcul a donné un module moyen similaire à la méthode de Mori Tanaka (21012 MPa exactement) et l'allure du comportement non linéaire. La méthode d'homogénéisation est résumée à la Figure 76. En conclusion, la loi de comportement de la maçonnerie de moellon est modélisée par la loi décrite à la Figure 75, et résumée dans le Tableau 24:

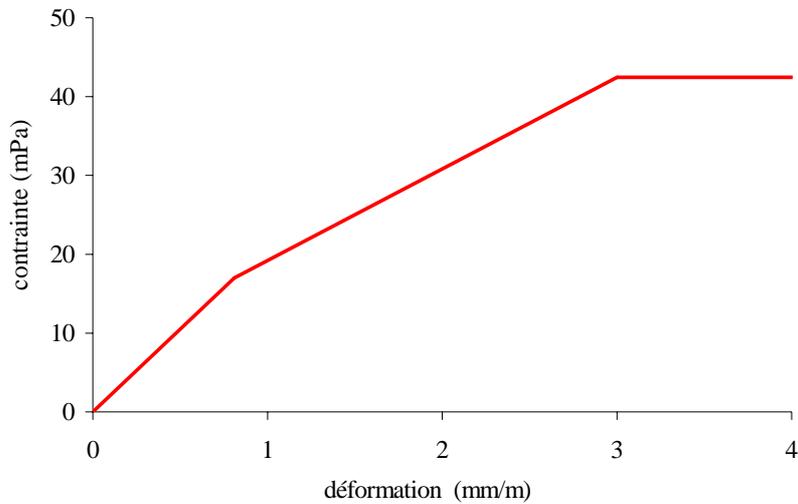


Figure 75 - Modélisation du comportement des maçonneries de moellons.

	pierre	Mortier vieilli	Maçonnerie homogénéisée
E (MPa)	28137	7777	21736
$\nu$	0.25	0.15	0.22
$f_e / f_c$	0.4	0.55	0.4
$f_c$ (MPa)	49.54	9.7	42.5
$\epsilon_c$ (mm/m)	2.5	2.5	3

Tableau 24 - Modélisation de la maçonnerie de moellons. Caractéristiques mécaniques homogénéisées.

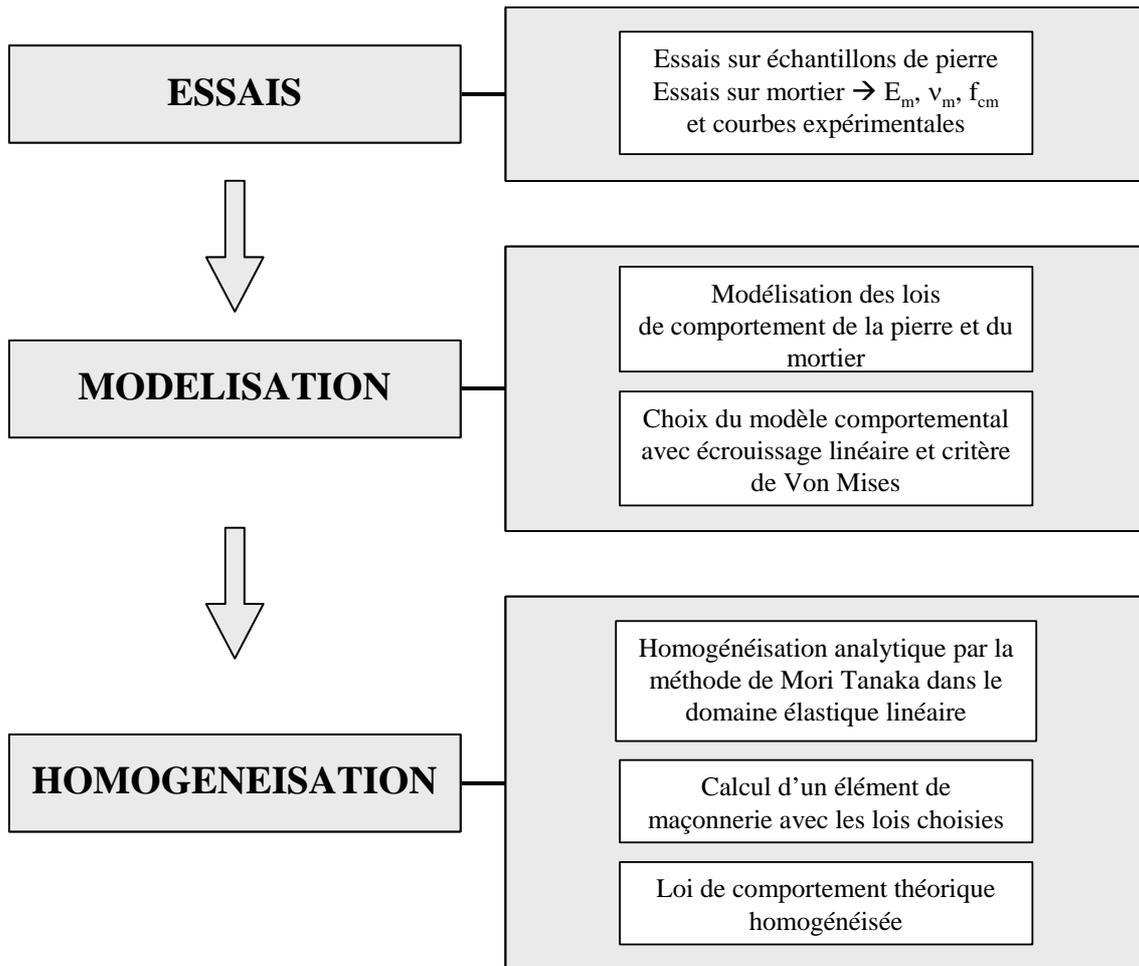


Figure 76 - Méthode d'homogénéisation de la maçonnerie de moellons en opus incertum.

## IV.6 CONCLUSION.

Une campagne d'essais a été réalisée pour décrire le comportement mécanique des briques, du mortier de chaux et des pierres jusqu'à rupture. Nous avons observé, pour ces trois matériaux testés, une phase élastique linéaire, jusqu'à 40 à 50% de la charge de rupture selon les matériaux, suivie d'une phase d'écrouissage quasi rectiligne, menant à la ruine.

Précisons ici les valeurs essentielles. La résistance à la compression  $f_c$  des briques, perpendiculairement à leur plan, est de l'ordre de 14MPa et leur module d'Young,  $E$ , de 5500MPa. Elles sont isotropes transverses et leurs caractéristiques mécaniques dans leur propre plan sont plus élevées (résistance  $f_c$  deux fois plus forte, module multiplié par 3).

Les caractéristiques du mortier ont le même ordre de grandeur à l'âge d'un mois et deux mois et sont :  $f_c = 3.7\text{MPa}$ ,  $E = 5200\text{MPa}$  (remarquons que briques et mortier, au vu de ces résultats, ont quasiment la même déformabilité en phase travaux, et, en particulier, au moment du décintrement). Notre étude a montré que, du fait du vieillissement, la résistance du mortier, à long terme, atteint

2.2 à 2.7 fois sa résistance à un mois. Le module du mortier augmente jusqu'à 7800MPa environ. Une loi de vieillissement a été proposée. Ainsi, aujourd'hui, phénomènes de corrosion et d'altération mis à part, briques et joints ont une résistance similaire, mais, contrairement aux idées couramment admises, c'est le mortier qui est le plus rigide. C'est la raison pour laquelle les formules d'homogénéisation proposées par différents chercheurs depuis ces 10 dernières années, ne sont pas applicables. La pierre, quant à elle, a une résistance de 50MPa et un module de 28000MPa, ce qui en fait, et de très loin, le matériau le plus performant des ponts de la ligne Castres - Albi.

Nous avons expliqué et mis en œuvre une méthode d'homogénéisation numérique qui nous a permis de construire un modèle homogénéisé intégrant la phase élastique et la phase non linéaire jusqu'à rupture (Figure 77). Les paramètres sont résumés dans le Tableau 25. Notre modèle prédit la charge de ruine des maçonneries à partir de la loi de comportement de ses composants. Au vu des résultats numériques, la voûte en brique apparaît nettement comme l'élément le plus faible du pont, et non pas le remplissage, comme on aurait pu s'y attendre. En effet, elle a un module et une résistance à la compression quatre fois plus faible que les autres parties de l'ouvrage. Le bandeau est l'élément le plus rigide.

Cependant, des hypothèses simplificatrices ont été nécessaires, comme l'isotropie des briques et des pierres, et finalement l'isotropie des maçonneries homogénéisées.

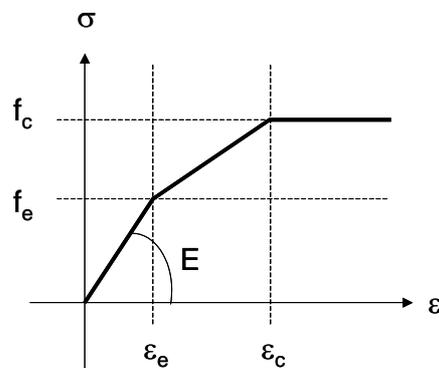


Figure 77 - Modèle de comportement adopté pour les matériaux des ponts de l'ancienne ligne de chemin de fer.

	Voûte en briques	Bandeau et sommier en pierre	Murs tympan en moellons	Remplissage en moellons bruts
E (MPa)	6810	28137	21736	21736
$\nu$	0.13	0.25	0.22	0.22
$f_e / f_c$	0.5	0.4	0.4	0.4
$f_c$ (MPa)	12	49.5	42.5	42.5
$\epsilon_c$ (mm/m)	3	2.5	3	3

Tableau 25 - Caractéristiques mécaniques des maçonneries homogénéisées.

Les phénomènes de fissuration (rupture par traction et/ou glissement) sont concentrés dans les joints, éléments surfaciques infiniment minces qui représentent l'interface entre les blocs et le mortier. Pour déterminer le comportement de cette interface, une procédure expérimentale a été développée, spécifiquement. Les essais, restreints au contact brique-mortier, mais dont nous étendrons les résultats au contact pierre-mortier, ont conclu que la courbe intrinsèque de l'interface est une droite de type Coulomb, avec une cohésion très faible (0.1MPa) et un angle de frottement relativement élevé (près de 50°). La résistance à la traction, dans l'hypothèse où la droite se poursuit dans la zone des tractions, est de l'ordre de 0.6MPa. Les paramètres des joints sont résumés dans le Tableau 26.

	joints entre voussoirs
$k_s$ (MPa)	$10^5$
$k_n$ (MPa)	$10^7$
$f_{trc}$ (MPa)	0.6
C (MPa)	0.11
$\varphi$	49°5

Tableau 26 - Caractéristiques mécaniques des joints.

Sur la base de tous ces paramètres, le calcul du pont choisi, le pont de la Millette, est maintenant possible.



## **V      CALCUL D'UN OUVRAGE VOUTE**

## SOMMAIRE DU CHAPITRE V

<b>V.1</b>	<b>Description du pont de la Millette.</b>	<b>140</b>
<b>V.2</b>	<b>Principes de la modélisation.</b>	<b>144</b>
	V.2.1 Maillage tridimensionnel du pont.	144
	V.2.2 Répartition des matériaux.	147
	V.2.3 Conditions aux limites.	148
<b>V.3</b>	<b>Les chargements.</b>	<b>149</b>
<b>V.4</b>	<b>Résultats du calcul de base.</b>	<b>151</b>
	V.4.1 Déplacement vertical des points d'impact du tandem.	151
	V.4.2 Glissement de la fondation sur le sol.	152
	V.4.3 Déformée du pont et ouverture des fissures.	153
	V.4.4 Compressions principales.	154
	V.4.5 Contraintes normales aux joints.	158
	V.4.6 Tractions transversales.	159
	V.4.7 Conclusion du calcul de base.	163
<b>V.5</b>	<b>Etude Paramétrique.</b>	<b>163</b>
	V.5.1 Variante 1 : résistance des joints à la traction diminuée.	164
	V.5.2 Variante 2 : fondations bloquées sur le sol.	167
	V.5.3 Variantes 3 et 4 : remplissage, murs et bandeau moins résistants et moins rigides.	169
	V.5.4 Variante 5 : tandem excentré au bord de la route.	172
	V.5.5 Variante 6 : coefficients de Poisson plus forts.	173
<b>V.6</b>	<b>Conclusion.</b>	<b>173</b>

La dernière phase de cette recherche est la mise en œuvre du calcul d'un ouvrage particulier, le « passage supérieur du chemin d'exploitation de la Millette ». Tous les éléments sont maintenant réunis pour le faire : les plans de l'ouvrage, les lois de comportement des matériaux homogénéisés et l'outil de calcul aux éléments finis : le logiciel CASTEM. Il s'agit ici de « lancer » le calcul, c'est-à-dire, dans un premier temps, de construire le modèle de l'ouvrage complet (construction du maillage, positionnement des matériaux, choix des conditions aux limites), puis d'appliquer un chargement mécanique et de l'accroître jusqu'à la ruine de l'ouvrage.

Le dépouillement des résultats permet, tout d'abord, de s'assurer de la validité du calcul. Il faut ensuite cibler les grandeurs qui illustrent le mieux le comportement de l'ouvrage et observer leur évolution. L'objectif visé est de comprendre le fonctionnement du pont chargé (circulation des efforts internes, phénomènes de fissuration, par exemple) et d'évaluer sa capacité portante, mais pas seulement. Par des calculs « variantes », nous étudierons l'influence des paramètres sur le comportement du pont de la Millette, dans l'espoir d'aboutir à des conclusions généralisables à l'ensemble des ponts en maçonnerie.

## **V.1 DESCRIPTION DU PONT DE LA MILLETTE.**

Le lecteur trouvera des reproductions des plans d'origine du pont de la Millette (datés de 1868) pages 141 et 142. Ces plans décrivent parfaitement la géométrie de l'ouvrage, jusqu'à la position et la taille des pierres et des briques au millimètre près.

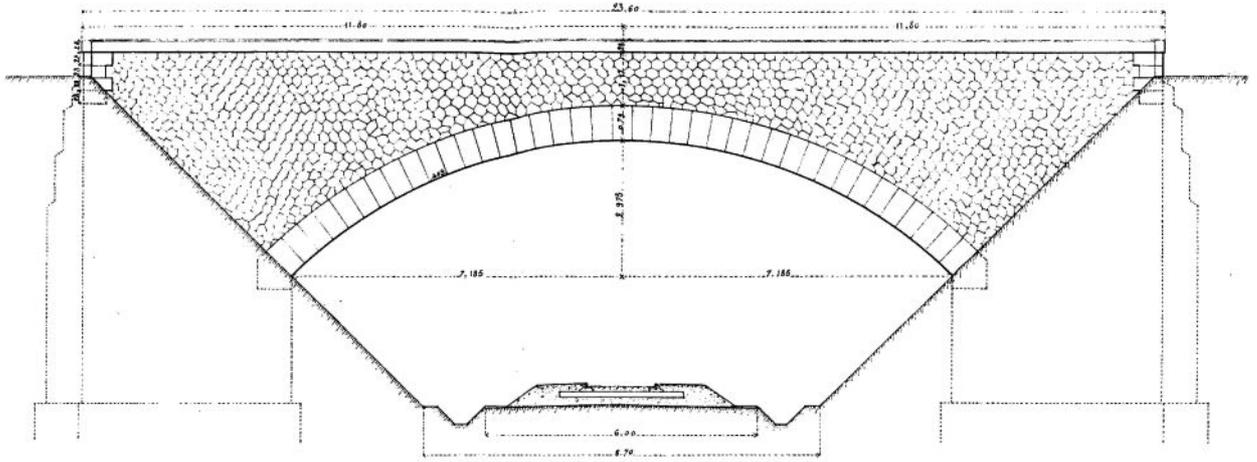
Il s'agit d'un pont voûte en arc surbaissé de 14.37m d'ouverture et 2.975m de flèche. Le rayon de l'intrados est égal à 10.18m. L'épaisseur de la voûte en clé est égale à 79cm. Le pont est droit et symétrique. La voûte est en maçonnerie de brique, appuyée sur deux culées en maçonnerie de moellons. Les briques ne sont pas posées en rouleaux successifs<sup>110</sup>. Elles sont toutes rayonnantes, alternativement posées en boutisses et en panneresses (voir schéma de la Figure 80). Bandeaux et sommiers sont en pierre de taille. Les deux murs tympans, en maçonnerie de moellons en opus incertum comportent un redan intérieur : son épaisseur est variable de 1.50m, à la base, à 50cm, en tête.

---

<sup>110</sup> Séjourné a utilisé cette technique une dizaine d'années plus tard.

de.

Elevation de la tête amont.



Coupe suivant l'axe du passage supérieur.

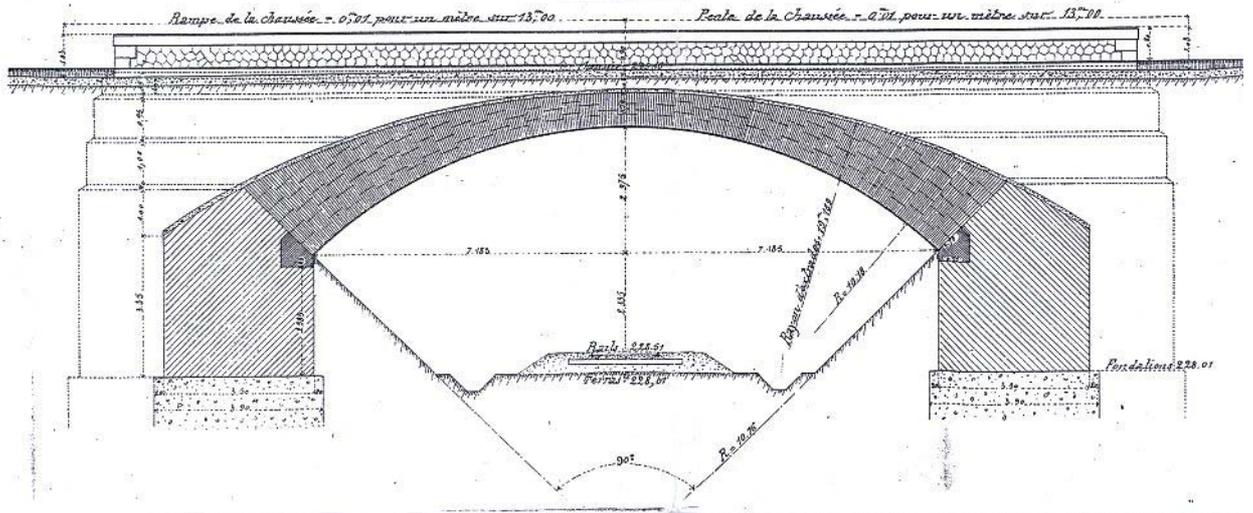
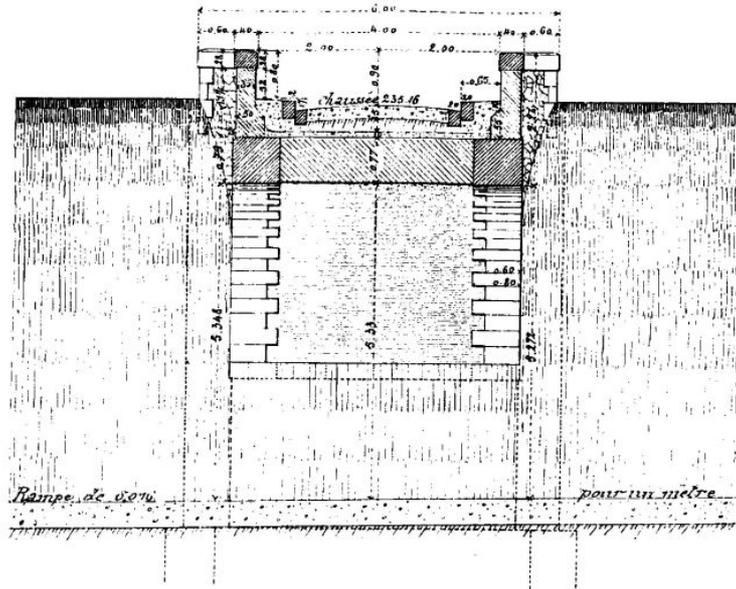


Figure 78 - Pont de la Millette, plans d'origine, d'après archives SNCF. Planche 1.

Coupe suivant l'axe du chemin de Fer.



Plan après l'achèvement des remblais.

Plan avant l'achèvement des remblais.

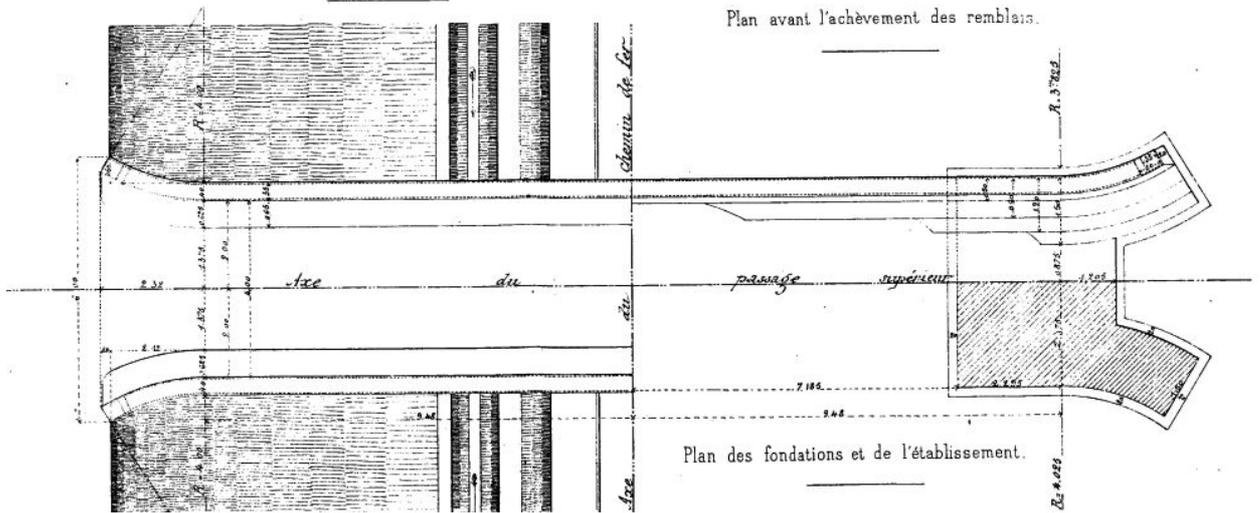


Figure 79 - Pont de la Millette, plans d'origine, d'après archives SNCF. Planche 2.

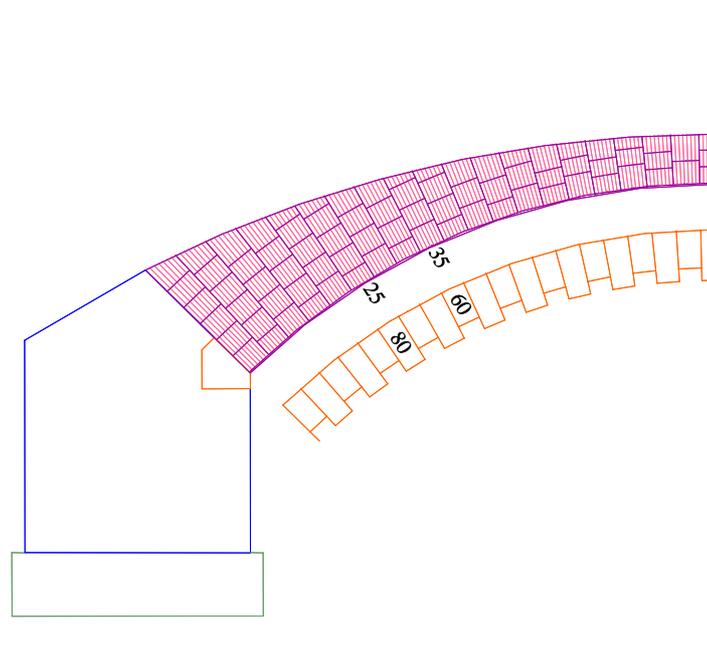
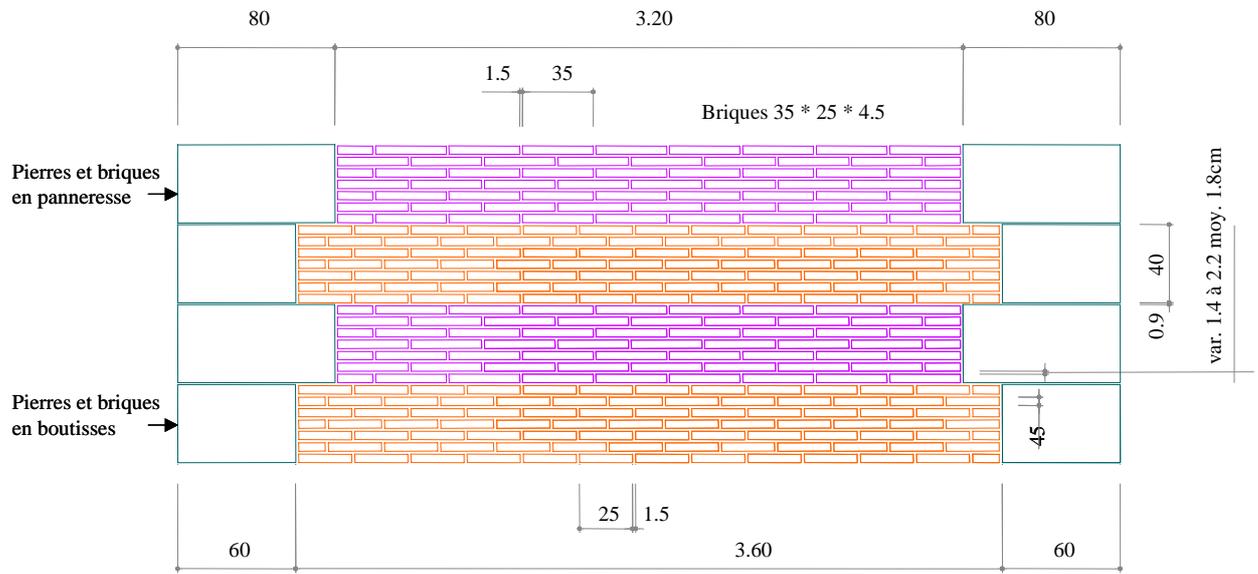


Figure 80 - Pont de la Millette, Appareillage de la voûte.

En haut : schéma de la douelle, vue de dessous.

En bas : coupe dans la voûte en briques et la culée gauche.

On observe que la position des briques est liée à la position des pierres du bandeau.

## V.2 PRINCIPES DE LA MODELISATION.

Trois principes fondamentaux ont été appliqués pour construire le modèle de calcul :

- Le maillage du pont est automatisé (pour une utilisation ultérieure) à partir d'un minimum de paramètres donnés par l'utilisateur.
- Le modèle du pont est constitué de 4 types de maçonneries différentes (voûte – bandeau – murs latéraux – remplissage) coupées par des joints rayonnants découpant le pont en voussoirs pouvant se séparer les uns des autres par glissement et/ou décollement.
- Le pont peut glisser et se décoller par rapport au sol de fondation.

Détaillons chacun de ces principes.

### V.2.1 Maillage tridimensionnel du pont.

La démarche adoptée pour définir la géométrie est celle qui fut également adoptée par les concepteurs du pont de la Millette en 1868. Ils fixaient tout d'abord la forme de l'intrados pour respecter le gabarit de passage (ici du train), puis l'épaisseur de la voûte en clé (de façon empirique), et enfin les dimensions des culées (qui ont des cotes « rondes »). La forme de l'extrados et les dimensions des murs en résultent. Ainsi, avec ce raisonnement, la géométrie du pont est obtenue à partir de 12 paramètres, 10 dans le plan longitudinal  $Oxz$ , et 2 dans le plan transversal  $Oxy$  (Figure 81). Les voici :

- Le niveau du centre du cercle décrivant l'intrados,  $niv_0$
- Le niveau de fondation,  $niv_1$ , le niveau supérieur des murs,  $niv_{sup}$
- Le rayon de l'intrados  $R$ , et son angle d'ouverture  $\theta$
- L'épaisseur du bandeau en clé,  $h_{cle}$ , et de la voûte en clé,  $(h_{cle} + h_{decal})$
- La hauteur du sommier  $h_{som}$
- Les dimensions des culées  $X_{culée}$  et  $Z_{culée}$
- L'épaisseur du mur et des bandeaux,  $y_{ban}$ , et la largeur de la voûte en brique,  $y_{doubl}$ .

Le lecteur constatera qu'une simplification a été faite : les murs bien que comportant des redans, sont dessinés avec une épaisseur constante<sup>111</sup>. Par ailleurs, alors qu'en réalité, les deux arcs de cercle formant l'extrados du bandeau et de la douelle sont tangents en clé, un décalage est introduit dans le modèle. Celui-ci est nécessaire car une distance minimale entre les nœuds des éléments joints est exigée par le code CASTEM.

---

<sup>111</sup> Pour ce calcul « prototype », nous avons choisi délibérément de faire des simplifications, sachant qu'il faudra, en final, en évaluer l'importance. Des améliorations du modèle pourront être apportées ultérieurement.

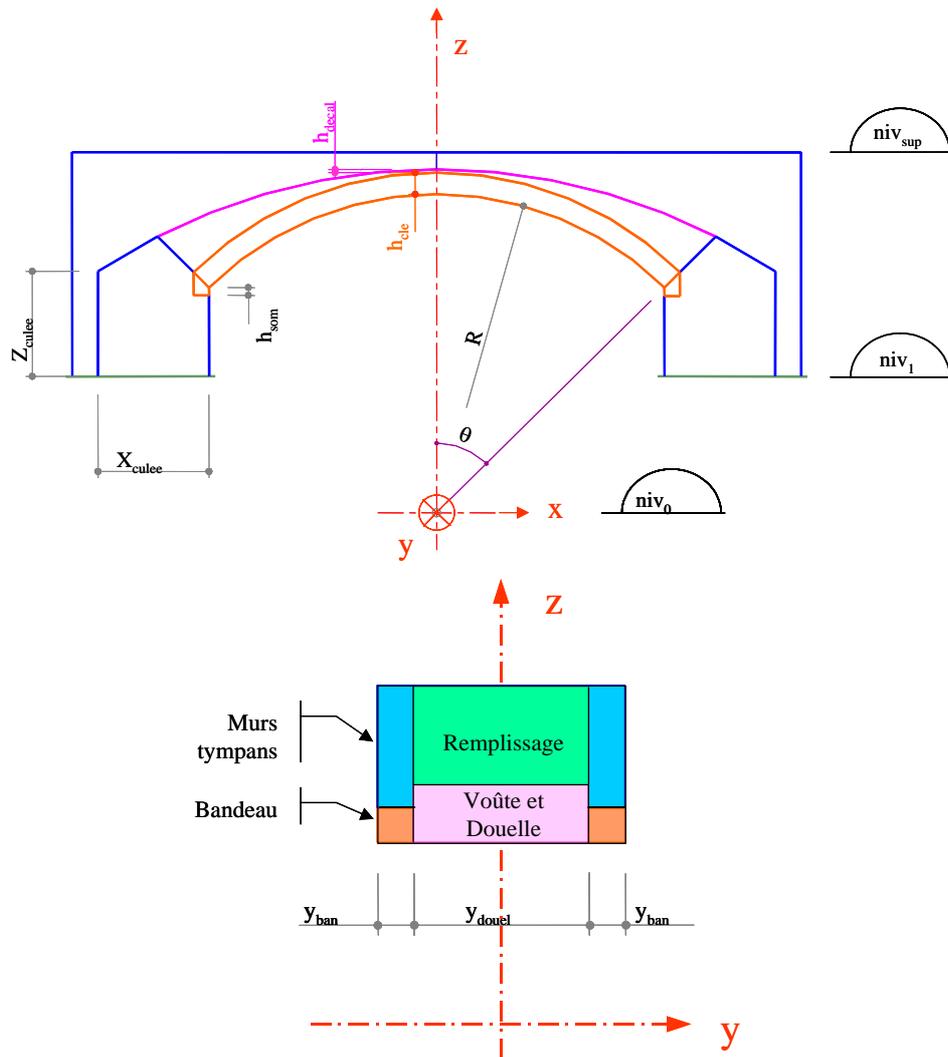


Figure 81 - Calcul du pont de la Millette, géométrie du modèle.

Toutes les autres dimensions de l'ouvrage sont calculées à partir des 12 paramètres qui viennent d'être listés. En particulier, le rayon et le centre du cercle représentant l'extrados de la voûte en briques sont déduits, ainsi que la géométrie de la surface supérieure des culées (dans le prolongement).

A partir des données, le programme génère les coordonnées des nœuds, puis les surfaces des sections transversales et enfin les volumes entre les sections. Toutes ces quantités sont rangées dans des tables indicées, dans le but de faciliter la récupération des résultats en un lieu précis. L'ouvrage est découpé en sections, selon la Figure 82 : trois sections pour chacune des culées, et, pour la voûte, autant de sections que l'utilisateur le souhaite. Celui-ci fournit donc, en plus des 12 paramètres géométriques, le nombre de voussoirs désiré (obligatoirement pair). Transversalement, tous les nœuds sont situés sur 4 plans parallèles (Figure 83). Les plans 2 et 3 représentent la limite remplissage / mur et la limite voûte en brique / bandeau en pierre.

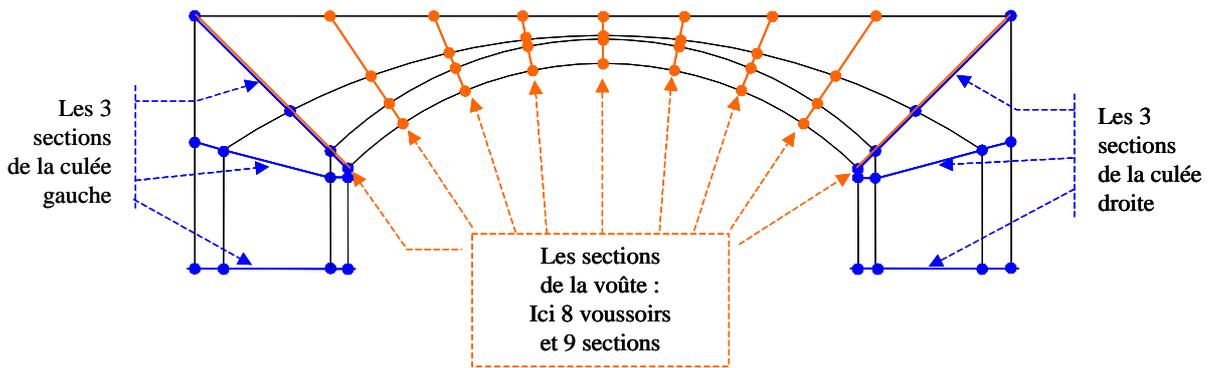


Figure 82 - Maillage du pont. Découpage du pont en sections. Dessin pour 8 voussoirs.

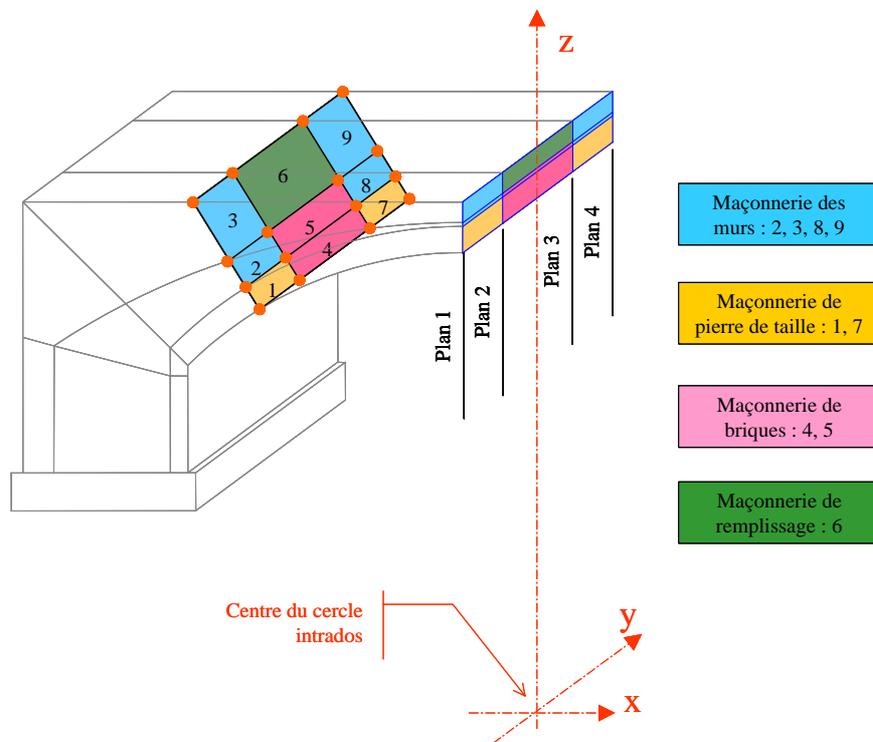


Figure 83 - Maillage du pont. Découpage des sections en 9 surfaces élémentaires. Tous les points sont sur 4 plans parallèles.

La Figure 83 montre le découpage de chaque section en 9 surfaces élémentaires. Les volumes élémentaires sont créés par translation entre deux surfaces élémentaires de deux sections successives. Ainsi, un voussoir est donc constitué de 9 volumes élémentaires. L'intrados et l'extrados suivent donc une ligne brisée, d'autant plus proche de l'arc de cercle que le nombre de voussoirs est grand.

## V.2.2 Répartition des matériaux.

Le pont est constitué de quatre maçonneries homogénéisées. Chaque volume maillé est associé à l'une de ces quatre maçonneries (Figure 84).

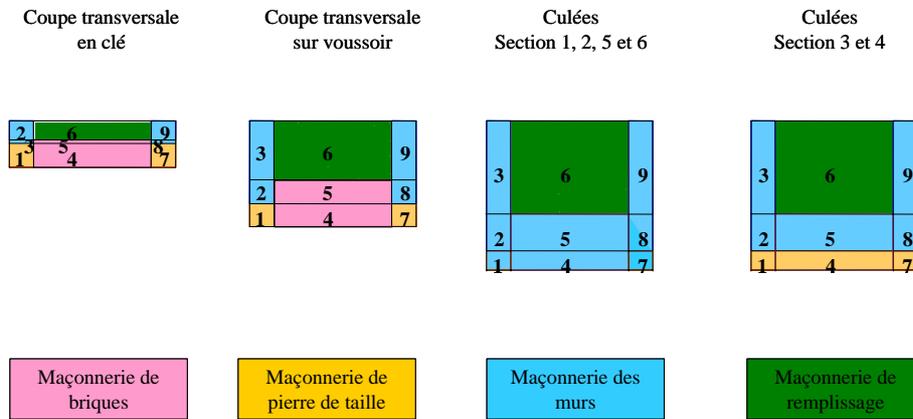


Figure 84 - Modélisation du pont. Position des 4 maçonneries homogénéisées.

Les nœuds et les sections de la voûte sont doublés (deux points exactement au même endroit) pour créer les joints : Les éléments « joints » sont des liaisons entre deux surfaces en vis à vis, confondues, l'une appartenant au voussoir de gauche, l'autre au voussoir de droite.

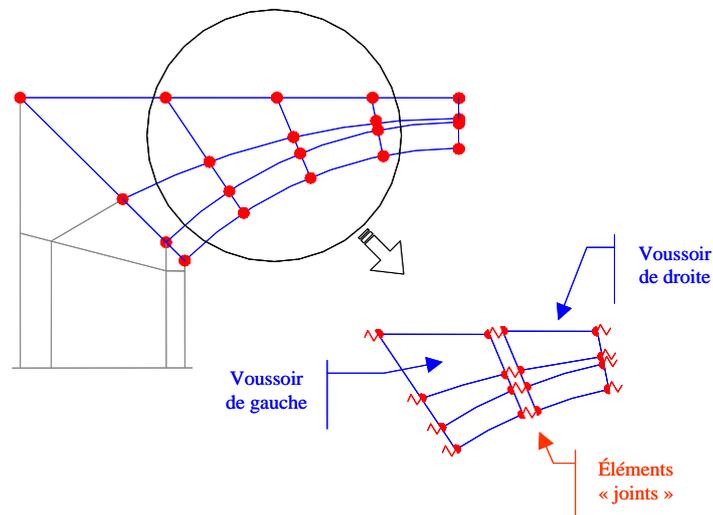


Figure 85 - Principe du découpage de la voûte en voussoirs liés par des joints. Dessin éclaté, pour 8 voussoirs.

Les caractéristiques des quatre maçonneries et des joints sont celles qui ont été fixées au chapitre précédent. Rappelons-les ici brièvement.

La loi de variation des contraintes en fonction des déformations, pour chacune des maçonneries, est trilinéaire avec palier de plasticité horizontal (Figure 86). Le critère de plasticité adopté est de type Von Mises. Les caractéristiques mécaniques sont résumées dans le Tableau 27.

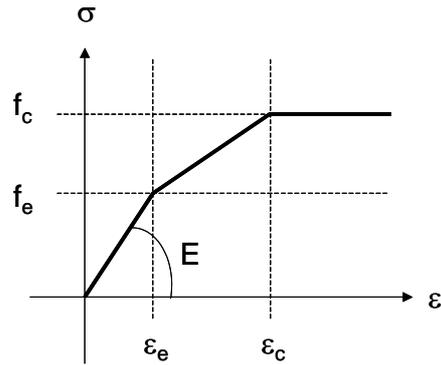


Figure 86 - Modèle de comportement adopté pour les matériaux des ponts de l'ancienne ligne de chemin de fer.

	Voûte en briques	Bandeau et sommier en pierre	Murs tympan en moellons	Remplissage en moellons bruts
E (Mpa)	6810	28137	21736	21736
$\nu$	0.13	0.25	0.22	0.22
$f_e / f_c$	0.5	0.4	0.4	0.4
$f_c$ (Mpa)	12	49.5	42.5	42.5
$\epsilon_c$ (mm/m)	3	2.5	3	3

Tableau 27 - Rappel des caractéristiques mécaniques des maçonneries homogénéisées.

Les phénomènes de fissuration sont concentrés dans les joints, éléments surfaciques infiniment minces. Ils ont un comportement différent en traction et en compression. Leur critère de plasticité est de type Coulomb. Les paramètres des joints sont résumés dans le Tableau 28.

	joints entre voussoirs
$k_s$ (MPa)	$10^5$
$k_n$ (MPa)	$10^7$
$f_{trc}$ (MPa)	0.6
C (MPa)	0.11
$\varphi$	$49^\circ 5$

Tableau 28 - Rappel des caractéristiques mécaniques des joints.

### V.2.3 Conditions aux limites.

Un blocage total de l'ouvrage sur le sol ne serait pas réaliste. Un joint est donc prévu entre la section inférieure de la culée et des murs (surface de contact avec le sol), et le sol lui-même. Ce dernier est représenté par une surface rigide, totalement bloquée. Le type de joint, du point de vue

mécanique, est le même que celui des joints qui relient les voussoirs (modèle élasto-plastique avec critère de Coulomb). Il est défini par une raideur tangentielle  $k_s$ , une raideur normale  $k_n$ , une résistance à la traction  $f_{trc}$ , une cohésion  $C$  et un angle de frottement  $\varphi$ . Pour les raideurs, nous adoptons les mêmes valeurs que pour les joints entre voussoirs. Par sécurité, nous choisissons une résistance à la traction et une cohésion nulle. L'angle de frottement est pris égal à  $30^\circ$ , valeur couramment admise pour les matériaux granulaires. Les valeurs sont récapitulées dans le Tableau 29.

$k_s$ (MPa)	$k_n$ (MPa)	$f_{trc}$ (MPa)	$C$ (MPa)	$\varphi$
$10^5$	$10^7$	0	0	$30^\circ$

Tableau 29 - Modélisation du pont, caractéristiques du contact avec le sol.

La terre remblayée à l'arrière des culées n'est pas considérée comme un appui (butée négligée). Les dessins de la Figure 88 récapitulent le maillage du modèle de calcul du pont de la Millette, découpé en 16 voussoirs.

### V.3 LES CHARGEMENTS.

Avec le logiciel éléments finis CASTEM, tous les chargements sont possibles, ponctuels ou répartis, ainsi que les tassements d'appuis (déplacement imposé de la surface rigide représentant le sol). Nous présentons ici les résultats des calculs prenant en compte un véhicule positionné sur le tablier (en plus du poids propre du pont qui représente 10MN). Il est constitué d'un tandem d'essieux, conforme au type TS de l'EUROCODE 1<sup>112</sup>. La charge de chaque essieu est 300kN ; le véhicule pèse donc 600kN. Le tandem est positionné sur l'ouvrage selon la Figure 87. Il n'est pas axé longitudinalement pour produire l'effet le plus défavorable.

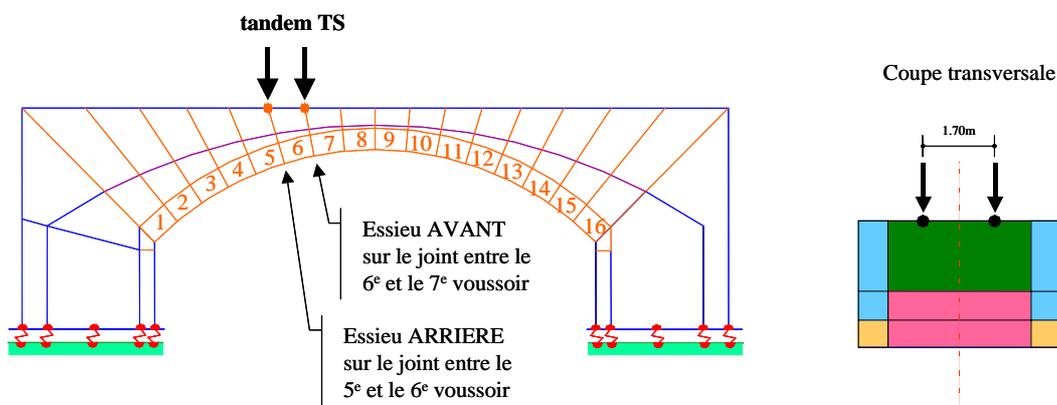


Figure 87 - Chargement du pont, position du tandem sur l'ouvrage.

<sup>112</sup> Il s'agit du modèle de charge 1, seul modèle à prendre en compte pour un ouvrage de ce type, selon l'EUROCODE1, avec  $\alpha_Q = 1$ . Les deux roues d'un même essieu sont espacées de 2m, les deux essieux sont espacés de 1.20m.

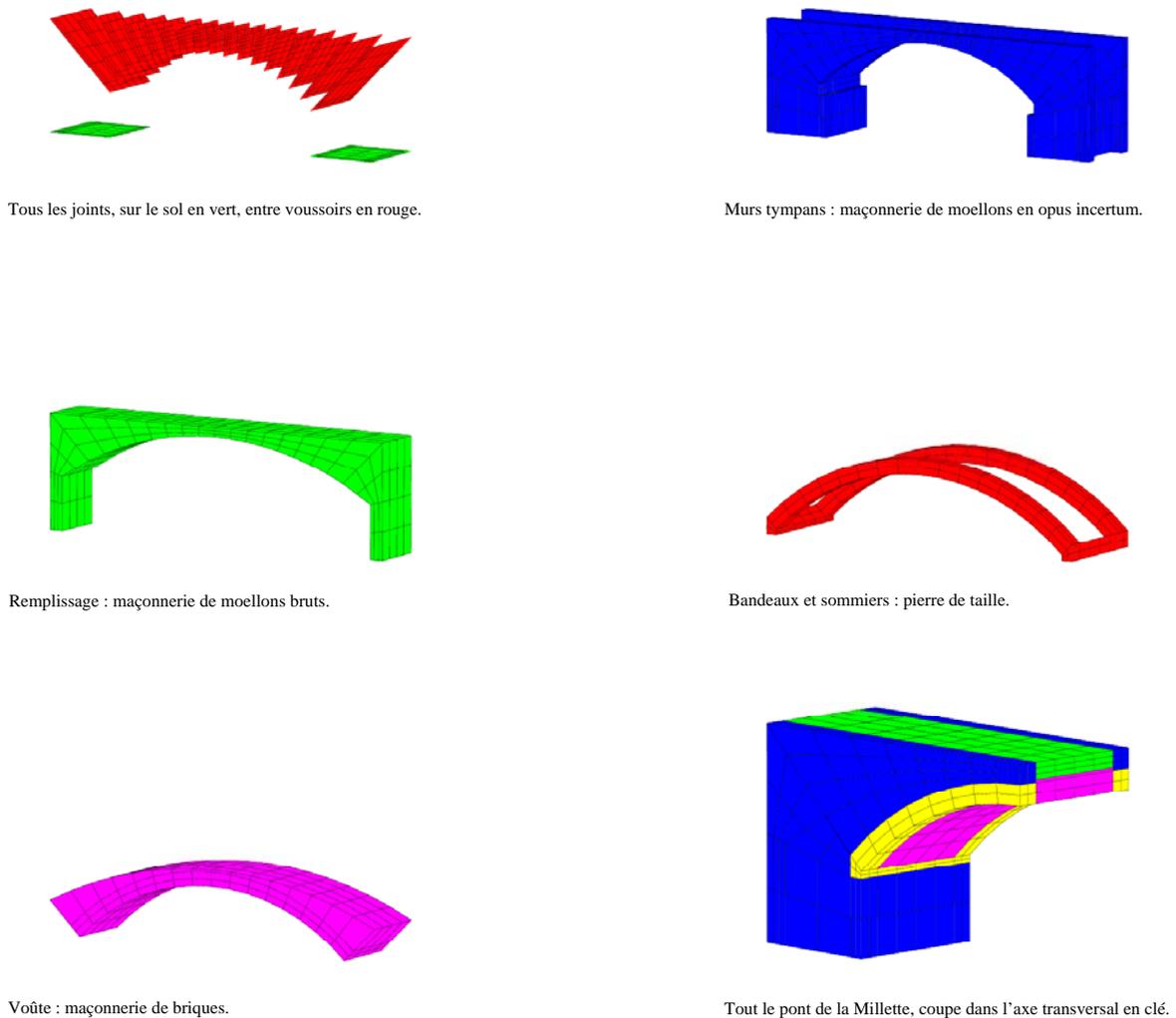


Figure 88 - Modélisation du pont de la Millette avec 16 voussoirs. Répartition des 4 maçonneries et des joints.

Les forces sont concentrées sur des nœuds situés au niveau du 6<sup>ème</sup> et du 7<sup>ème</sup> joint. La voûte étant découpée en 16 voussoirs, la distance entre l'essieu avant et l'essieu arrière est bien égale à 1.20m. Par contre, transversalement, les roues sont légèrement plus serrées qu'il ne devrait (1.70m au lieu de 2m).

Le chargement appliqué à l'ouvrage est globalement la combinaison de deux types d'actions appliquées successivement, l'une après l'autre. Le poids propre (force volumique) est appliqué en premier. L'action des essieux vient ensuite s'ajouter, sous la forme d'un déplacement imposé des nœuds d'impact du tandem TS. Cette action s'applique progressivement, pas à pas, jusqu'à l'instabilité de l'ouvrage. La valeur des charges ponctuelles représentant le véhicule sont donc l'un des résultats du calcul (total des réactions d'appui verticales sur le sol déduction faite du poids propre).

## V.4 RESULTATS DU CALCUL DE BASE.

Dans ce chapitre sont présentés les résultats principaux du calcul exécuté avec les paramètres résumés page 148. Nous l'appellerons calcul de base. Parmi tous les résultats exploitables à l'issue du calcul CASTEM, certaines entités sont ciblées, parce qu'elles semblent les plus significatives du comportement du pont. Les voici :

- Le déplacement vertical des points d'impact des essieux tandem,
- Le glissement des fondations sur le sol,
- La déformée du pont et l'ouverture des fissures,
- La compression extrême dans les matériaux,
- La compression normale aux joints des voussoirs,
- Les tractions transversales dans la voûte.

Il s'agit d'examiner maintenant quelles valeurs atteignent ces entités, sous le seul fait du poids propre de l'ouvrage (noté G), et lorsque le poids du tandem augmente (noté T). Pour la suite, le poids réglementaire du tandem sera noté Q. La charge dite « de service »,  $G + Q$ , sera notée  $P_{ser}$ .

$$G = 10 \text{ MN}$$

$$Q = 0.6 \text{ MN}$$

$$P = G + T$$

$$P_{ser} = G + Q = 10.6 \text{ MN.}$$

### V.4.1 Déplacement vertical des points d'impact du tandem.

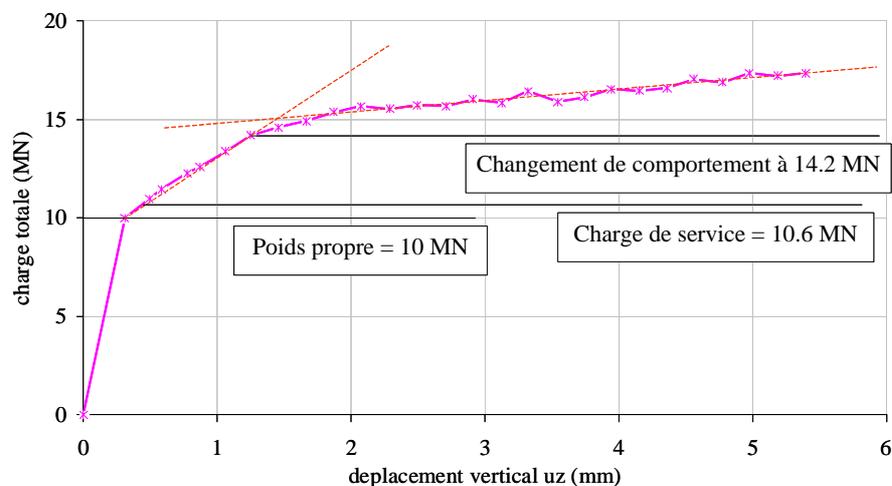


Figure 89 - Calcul de base : déplacement vertical des points d'impact des essieux.

La Figure 89 montre la variation des déplacements des points d'impact du tandem en fonction de la

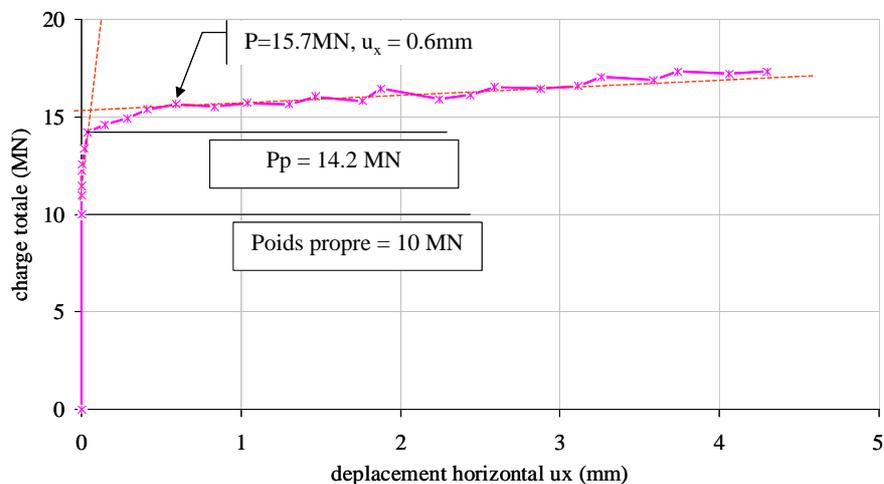
charge totale  $P$ . On constate que la courbe se divise en trois parties. Dans la première partie, correspondant à l'application des charges permanentes (de  $P = 0$  à  $P = G$ ), la variation est linéaire. On observe un net changement de régime lorsque le tandem est appliqué sur le pont. Dans la deuxième partie (de  $P = G$  à  $P = 14.2\text{MN}$ ), l'évolution est quasi rectiligne. Au delà de  $P = 14.2\text{MN}$ , l'évolution est extrêmement lente et tend vers un palier (charge constante entre 2 et 3 mm de déplacement vertical). Au delà de cette charge, que nous noterons  $P_p$ , il n'est plus nécessaire, ou presque, d'augmenter la charge pour faire croître la déformation. La charge  $P_p = 14.2\text{MN}$  est donc un seuil correspondant à un changement de comportement du pont. Il devient instable. Le véhicule pèse alors  $4.2\text{MN}$ , soit 7 fois la charge nominale du tandem. Le calcul est arrêté lorsque la convergence n'est plus possible, avec une précision acceptable ( $17\text{MN}$ ).

Sous poids propre seul ( $G$ ), le déplacement vertical est de  $0.31\text{mm}$ . Il passe à  $0.42\text{mm}$  en service ( $G + Q$ ) et n'atteint que  $1.2\text{mm}$  pour la charge de  $14.2\text{MN}$ . On notera que le rapport  $P_p / P_{\text{ser}}$  est égal à  $1.34$ .

#### V.4.2 Glissement de la fondation sur le sol.

L'animation de la déformée (amplifiée sur la Figure 91), visualise le glissement de la culée droite sur le sol, au-delà d'une certaine valeur du poids du tandem. La Figure 90 indique que le démarrage de ce phénomène de glissement a lieu pour  $14.2\text{MN}$ , c'est-à-dire la charge  $P_p$ . On en conclut que c'est le glissement du pont sur le sol (culée droite) qui provoque l'augmentation subite de la flèche constatée au paragraphe précédent. La fondation glisse véritablement à partir de  $15.7\text{MN}$ , c'est-à-dire lorsque le déplacement horizontal  $u_x$  dépasse  $0.6\text{mm}$ , ce qui est très faible.

On observe, également, que le déplacement horizontal des appuis est quasi nul en-dessous de  $14.2\text{MN}$  (inférieur à  $0.1\text{mm}$ ). Il n'y a donc ni glissement ni déplacement horizontal notable en service ( $P_{\text{ser}} = G + Q = 10.6\text{MN}$ ).



### V.4.3

La Figure 92 illustre les premières ouvertures de la structure.

Les premières fissures se sont ouvertes d'une manière localisée sur le pont.

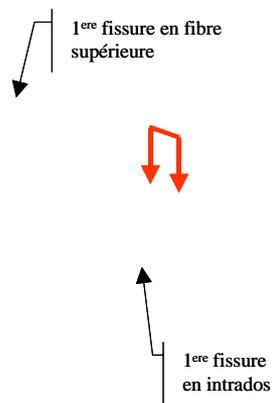


Figure 92 - Déformée du pont et fissuration au dernier pas de calcul.

La Figure 93 montre que la fissure d'intrados, sous l'essieu avant, commence à s'ouvrir vers 11MN. Son ouverture est de 0.37mm au démarrage du glissement de la culée droite. Il n'y a donc pas de fissuration en intrados en service (ouverture inférieure à 0.01mm).

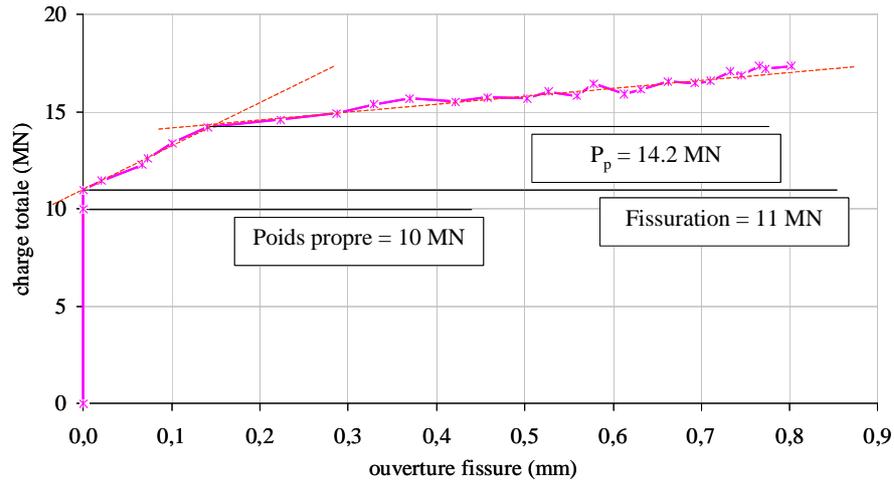


Figure 93 - Calcul de base : ouverture des fissures sous l'essieu avant.

On peut se demander si des fissures seraient apparues à l'arrière de la culée gauche (Figure 94), si le modèle avait comporté des joints à cet endroit. Pour le savoir, il suffit de lire la valeur des contraintes de tractions sur la 2<sup>ème</sup> section de la culée. La contrainte principale de traction dans cette zone est de l'ordre de 0.4MPa. Dans ce calcul, la résistance des joints, à la traction, étant de 0.6MPa, le joint, s'il avait existé, ne se serait donc pas ouvert. Mais on notera que cette zone est une zone sensible.

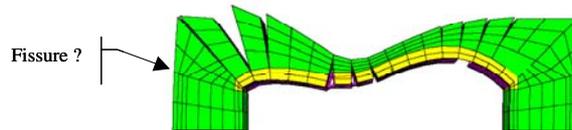
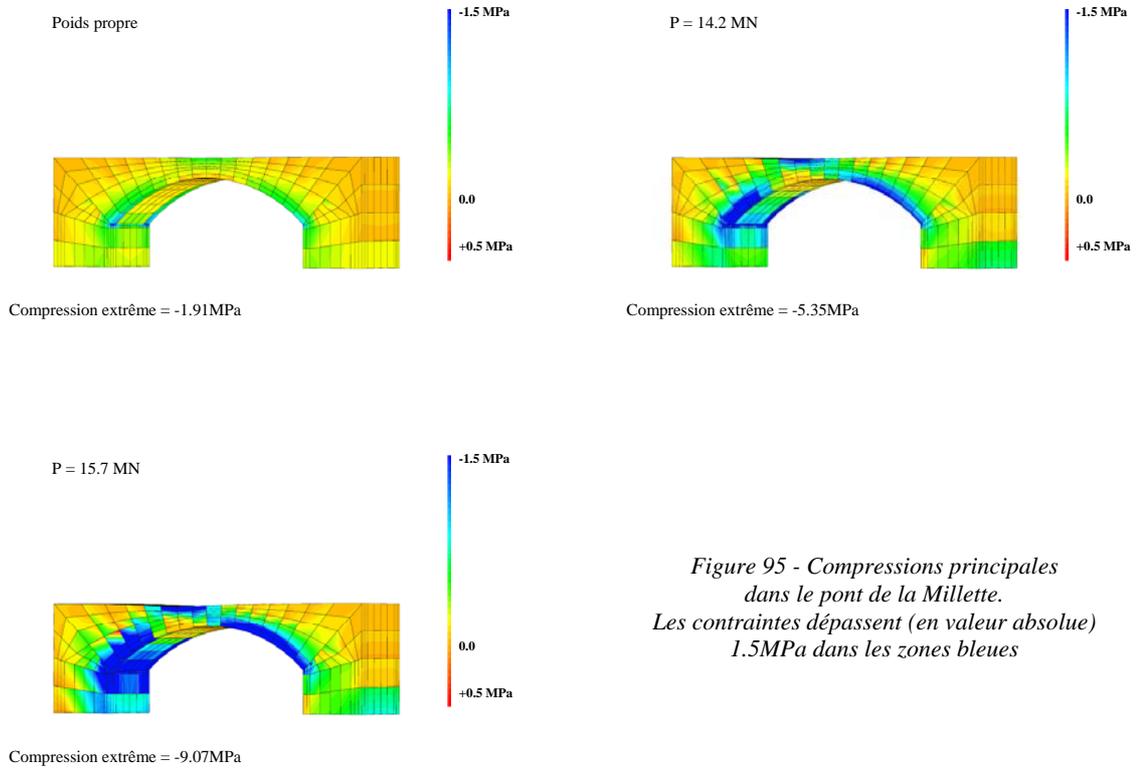


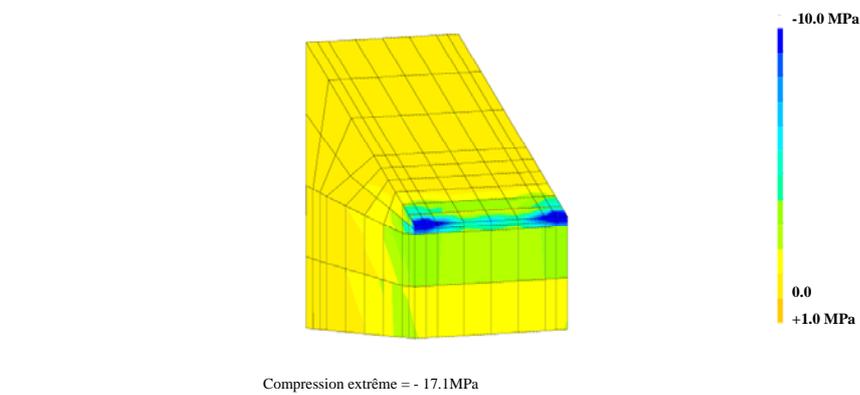
Figure 94 - Position éventuelle de fissures à l'arrière de la culée gauche.

#### V.4.4 Compressions principales.

L'évolution des contraintes principales de compression est décrite par la Figure 95. Les compressions se concentrent d'abord dans le bandeau et le sommier (zones bleues), très sollicité dans les angles (ceci est confirmé par la Figure 96, qui représente les compressions principales sur la culée pour  $P=P_p$ ). Petit à petit une voûte se forme partant du sommier vers le sommet du remplissage, au niveau des points d'impact du tandem.

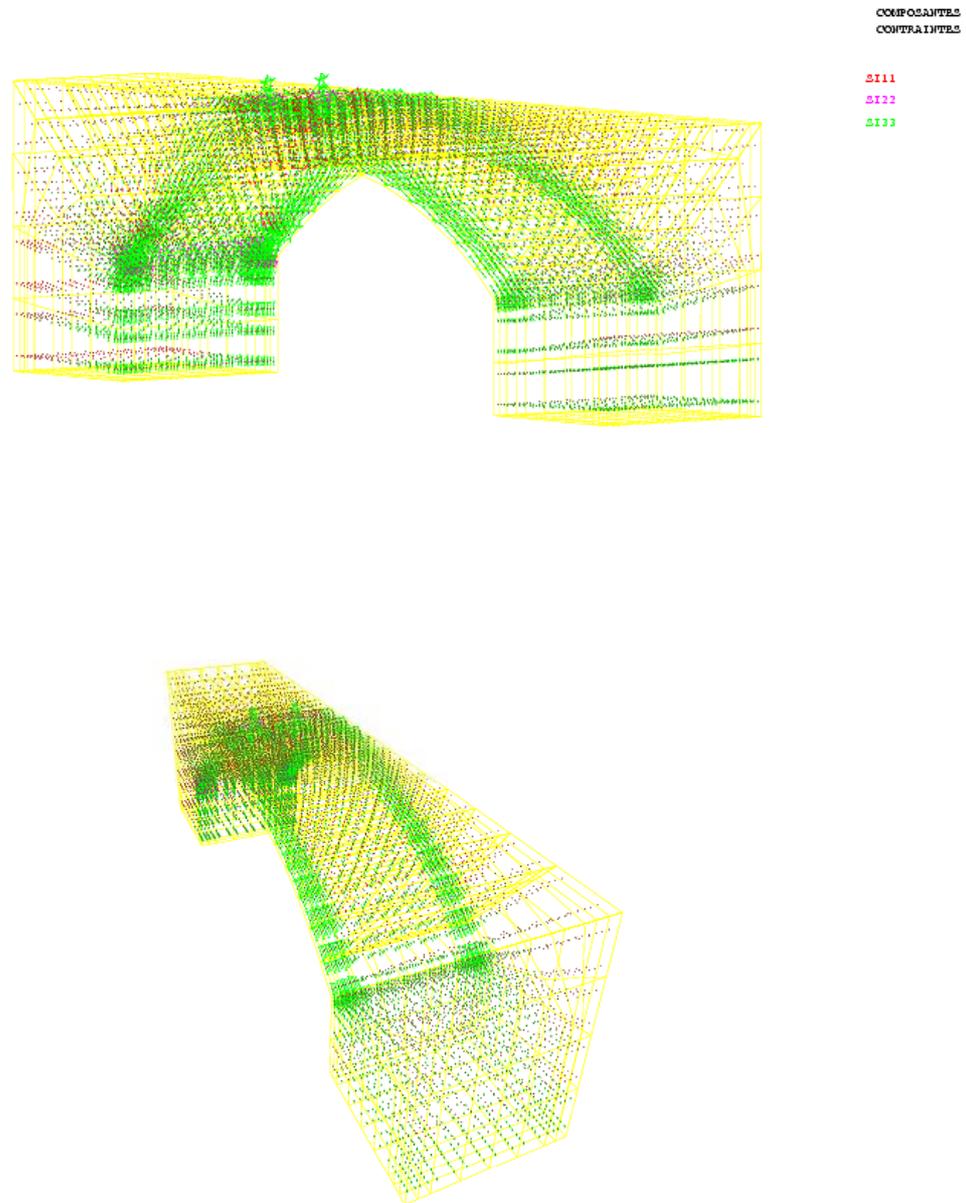


*Figure 95 - Compressions principales dans le pont de la Millette. Les contraintes dépassent (en valeur absolue) 1.5MPa dans les zones bleues*



*Figure 96 - Compressions principales sur la culée gauche, dernier pas de calcul.*

Sur la Figure 97, les contraintes principales sont représentées comme des vecteurs, ce qui permet de visualiser le chemin suivi majoritairement par les forces internes. Le bandeau se détache nettement du dessin. On observe donc que les efforts transitent essentiellement par les bandeaux, éléments de l'ouvrage les plus sollicités en compression. Des bielles de compression, inclinées, sont formées depuis les points d'impact du tandem sur la tablier, pour rejoindre les bandeaux latéraux. Il s'en suit inévitablement des tractions internes dont nous reparlons ultérieurement.



*Figure 97 - Compressions principales dans le pont de la Millette, représentées comme des vecteurs.  
Compressions en vert, tractions en rouge.*

Observons maintenant l'amplitude des contraintes principales de compression dans les différentes maçonneries du pont. Sur les courbes de la Figure 98, 3 phases se distinguent : une première phase linéaire de O à G, puis une phase rectiligne dans laquelle les contraintes évoluent rapidement, et enfin une zone de progression très lente de la contrainte. La limite entre ces deux dernières zones se situe vers la charge  $P_p$ .

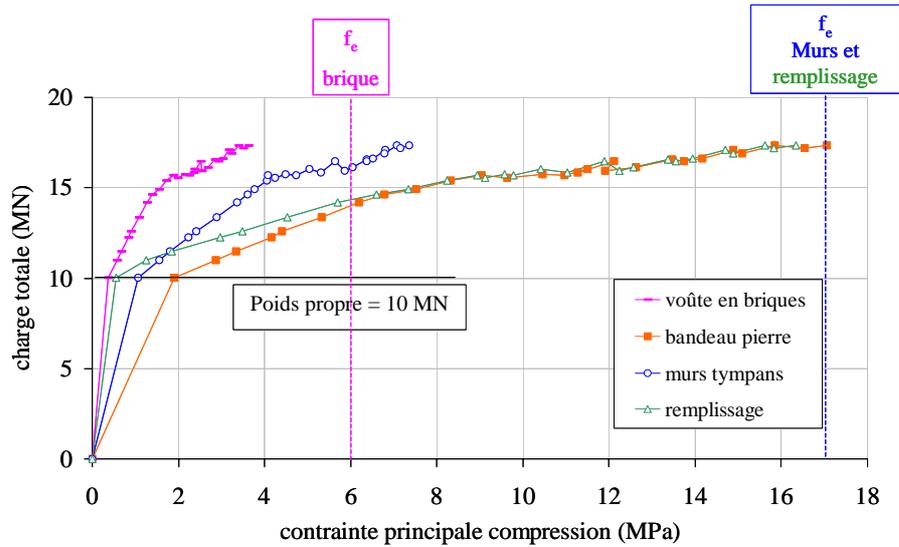


Figure 98 - Calcul de base : compression principale dans les matériaux.

La valeur des contraintes pour chaque maçonnerie, et pour chaque charge  $G$ ,  $P_{ser}$ ,  $P_p$ , est donnée dans le Tableau 30. La limite élastique et la résistance à la compression sont rappelées, à titre de comparaison. On constate que les contraintes de compression atteintes en service sont très faibles. Elles atteignent 8 % de la limite élastique dans la voûte en brique, moins de 13% de la limite élastique dans les maçonneries en pierre. Les contraintes au démarrage du glissement de la fondation restent largement en dessous de la limite élastique, et inférieure à 21% de la résistance.

	Voûte en brique	Bandeau et sommier en pierre	Murs tympan	remplissage
$\sigma (G)$	0.4	1.9	1.1	0.6
$\sigma (P_{ser})$	0.5	2.5	1.4	1
$\sigma (P_p)$	1.3	6.2	3.4	5.7
$\sigma (15.7MN)$	1.9	9	4.1	9.8
$f_e$	6	19.8	17	17
$f_c$	12	49.5	42.5	42.5

Tableau 30 - Calcul de base. Compressions extrêmes dans les maçonneries (en MPa).

En conclusion, lorsque l'instabilité du pont survient (déformation incontrôlée du pont à charge constante, et glissement de la fondation), toute la capacité portante des matériaux n'est pas mobilisée, bien au contraire. La marge de sécurité, vis à vis des contraintes, est grande.

On remarquera, par ailleurs, que les contraintes augmentent de 25 à 30% lorsque la charge passe du poids propre à la charge de service, pour toutes les maçonneries sauf le remplissage. Autrement dit, les contraintes présentes dans la voûte chargée proviennent en majeure partie du poids propre (75 à 80%).

Concernant le remplissage, l'augmentation des contraintes approche les 70%. En passant de  $G$  à  $P_p$ , les contraintes dans cette maçonnerie de moellons bruts sont multipliées par 10, alors qu'elles ne

sont multipliées que par 3 dans les autres maçonneries. Son rôle s'accroît lorsque les charges dépassent la charge de service. En fait, il s'accroît lorsque le bandeau et la voûte, découpés en morceaux par les fissures, ne forment plus un arc continu entre appuis.

#### V.4.5 Contraintes normales aux joints.

Les joints cèdent lorsque la contrainte normale de traction excède 0.6MPa. La contrainte est donc bornée à cette valeur. En compression, la valeur peut librement augmenter (en valeur absolue), en suivant la loi de comportement adoptée pour les joints (sans pour autant dépasser le critère de plasticité de la maçonnerie adjacente). Par exemple, sous l'essieu arrière du tandem, le long de l'axe vertical du pont, les contraintes normales au joint varient selon la Figure 99 (chacun trait représente un pas de calcul, toutes les courbes sont cumulées sur le même graphique). Evidemment, la zone comprimée s'amincit de plus en plus : l'axe neutre remonte au fur et à mesure que le chargement augmente. Au dernier pas de calcul convergent, la contrainte normale atteint 9.8MPa au niveau de la fibre supérieure du remplissage. On est loin de la résistance à la compression de ce matériau. La Figure 100 donne une vue globale de l'évolution des contraintes normales aux joints, à quatre étapes du chargement (G, P<sub>p</sub>, 15.7MN et dernier pas de calcul). On voit clairement une voûte de circulation des efforts internes se former au dessus de la voûte en briques.

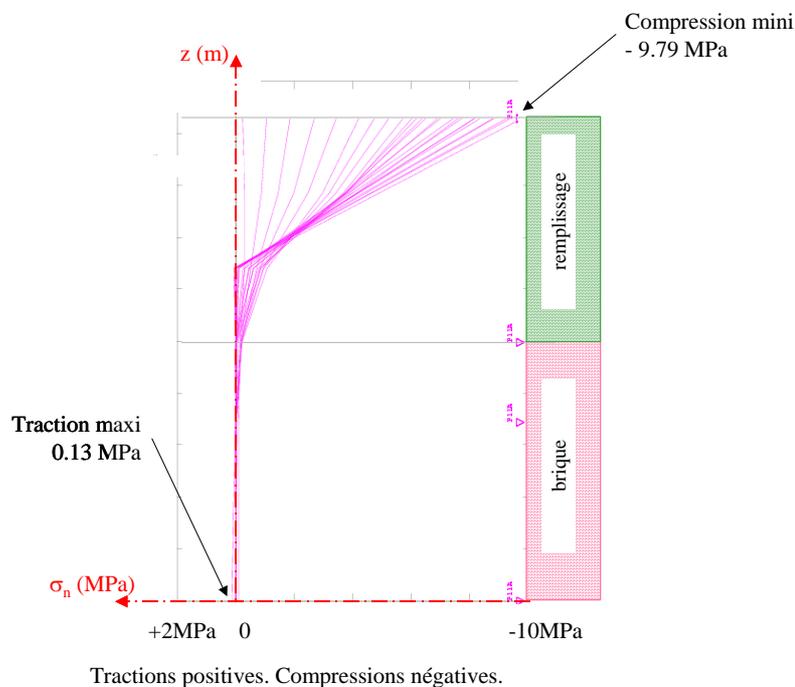


Figure 99 - Contraintes normales au joint situé sous l'essieu arrière du tandem.  
Variation de  $\sigma_n$  le long de l'axe vertical du pont.

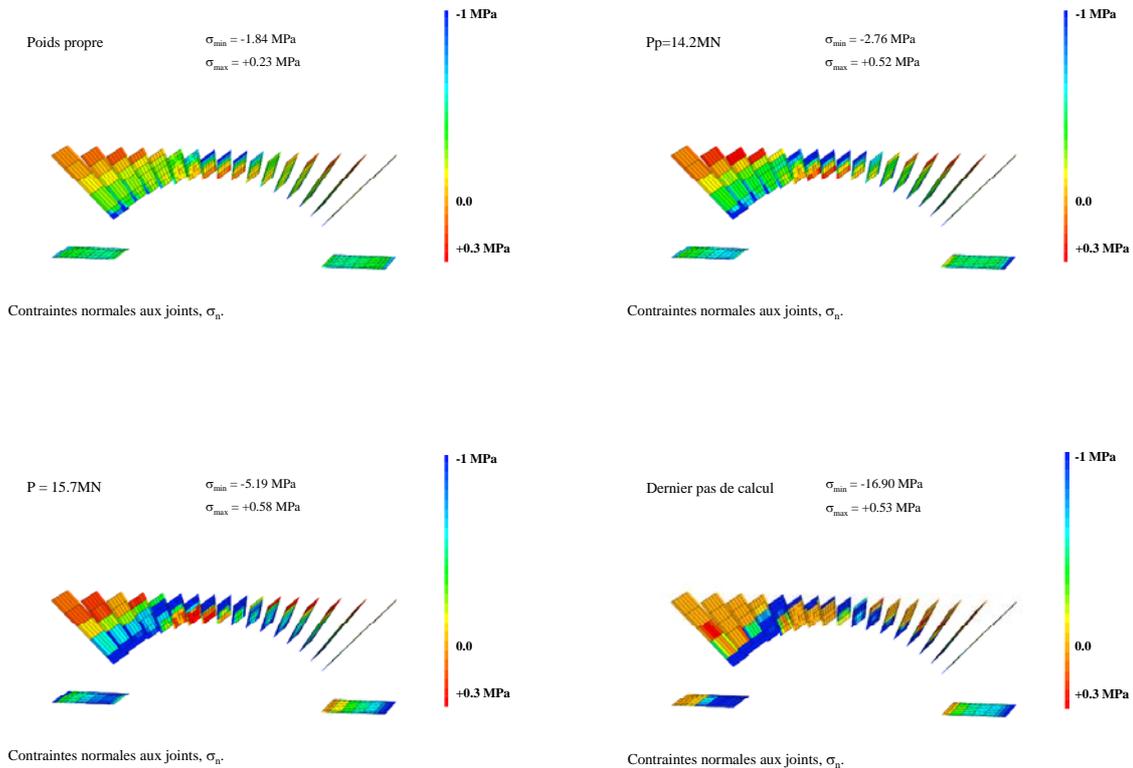


Figure 100 - Contraintes normales aux joints. La compression dépasse (en valeur absolue) 1 MPa dans les zones bleues. La traction dépasse 0.3MPa dans les zones rouges.

#### V.4.6 Tractions transversales.

Il est important d'observer l'évolution des contraintes de traction, notamment suivant la direction  $Oy$ , transversale. En effet, ce sont ces contraintes qui sont responsables de l'ouverture des fissures longitudinales, fissures qui font partie des pathologies courantes des ponts en maçonneries.

La Figure 101 visualise les zones tendues (en rouge) dans le pont. Les tractions apparaissent en intrados à l'aplomb des essieux, ainsi qu'à l'arrière de la culée gauche (nous avons déjà observé que, dans cette zone de la culée gauche, les tractions existent mais restent faibles en regard de la limite admise pour ce calcul). Ces contraintes de traction augmentent jusqu'à  $P=15.7MN$ , puis stagnent ou progressent très lentement (Figure 102). Les valeurs significatives sont données dans le Tableau 31.

charge	G	$P_{ser}$	$P_p$
$\sigma_{yy}$ en MPa	0.02	0.06	0.38

Tableau 31 - Calcul de base. Contraintes de traction  $\sigma_{yy}$ , sous l'essieu avant.

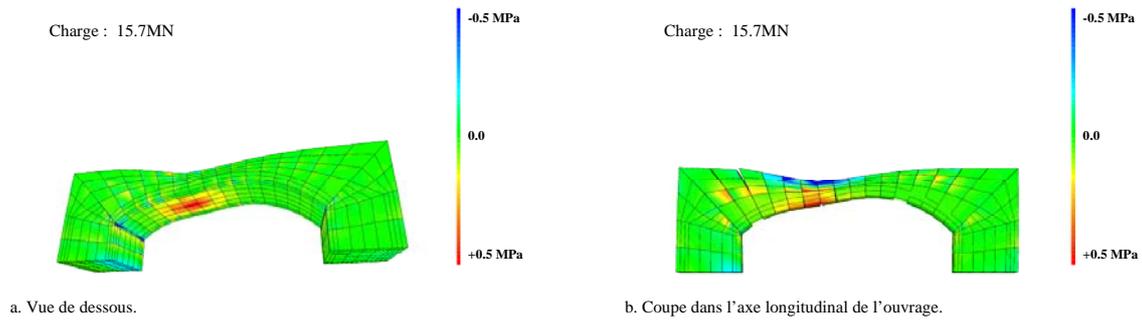


Figure 101 - Tractions principales dans le pont de la Millette pour  $P = 15.7MN$ .  
Les contraintes de traction dépassent 0.5MPa dans les zones rouges.

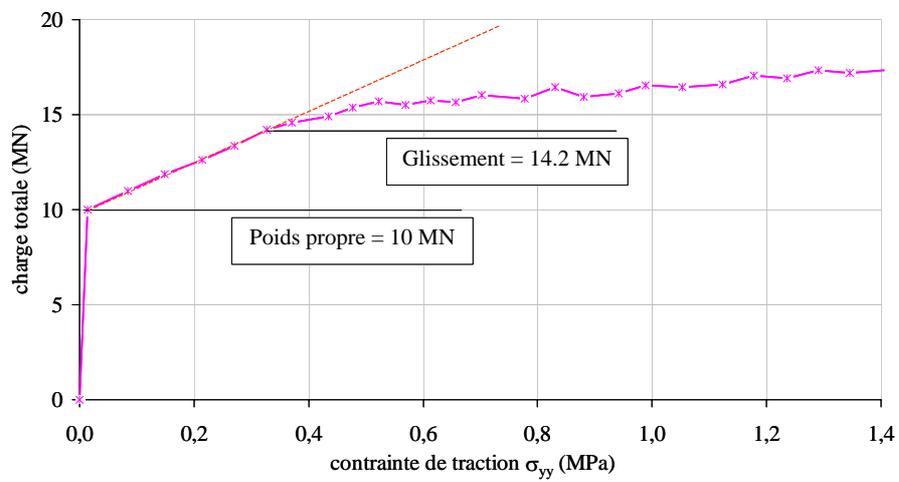


Figure 102 - Variation de la traction maximale  $\sigma_{yy}$ , dans l'axe du pont, sous l'essieu avant.

Rapprochons nous de la zone d'impact des essieux et observons les contraintes  $\sigma_{yy}$  dans une section transversale située entre les essieux du tandem (Figure 103). Les fibres supérieures sont comprimées (en bleu), les fibres inférieures tendues (en rouge). La zone tendue envahit petit à petit toute la section de la voûte en briques.

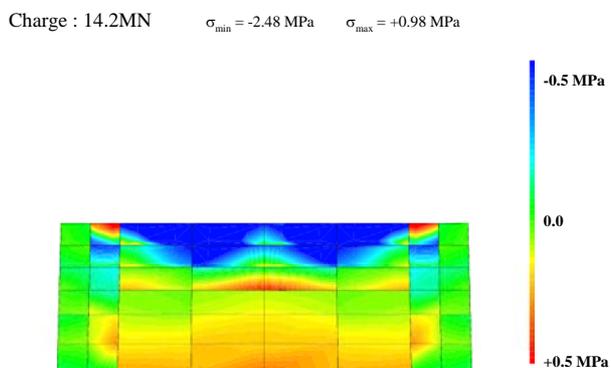


Figure 103 - Contraintes  $\sigma_{yy}$  entre les essieux du tandem pour  $P=14.2MN$ .

Zones rouges : traction supérieure à 0.5MPa.  
Zones bleues : compression inférieure à -0.5MPa.

Sous l'essieu avant, la variation des contraintes transversale  $\sigma_{yy}$ , le long de l'axe vertical est tracée à la Figure 104. On constate que les contraintes de traction règnent sur toute l'épaisseur de la voûte, de façon quasi uniforme. Le remplissage est comprimé.

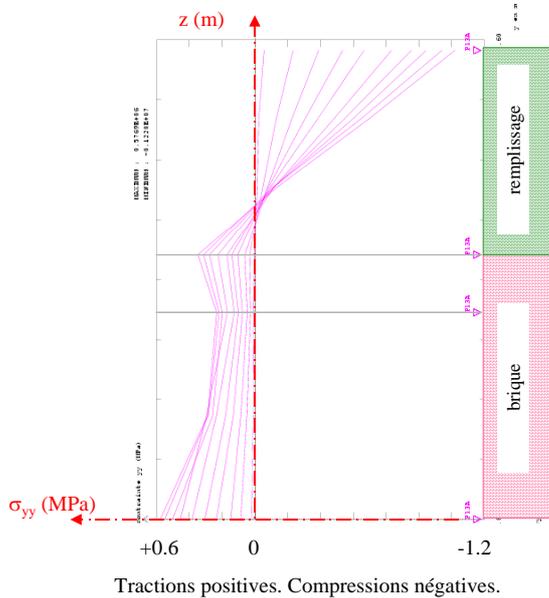


Figure 104 - Variation des contraintes  $\sigma_{yy}$  dans l'axe du pont (en MPa), sous l'essieu avant. Charge  $P$  variable de  $G$  à  $15.7MN$ .

Observons la variation des contraintes transversales  $\sigma_{yy}$  toujours, mais, cette fois, le long de l'intrados (Figure 105). On constate que ces contraintes sont importantes sur toute la largeur du corps de la voûte en briques, et maximales dans l'axe de l'ouvrage (CASTEM indique un pic de contrainte mais, cette valeur donnée au nœud central est une extrapolation des valeurs réellement calculées au points de Gauss. Les courbes lissées aux vrais points de calcul sont superposées aux courbes données par CASTEM).

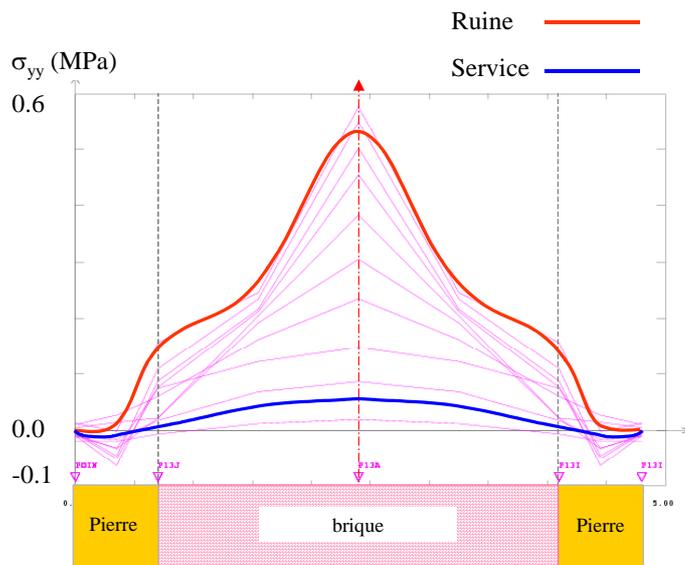


Figure 105 - Contraintes  $\sigma_{yy}$  le long de l'intrados, sous l'essieu avant du tandem.

Tractions positives. Compressions négatives.

A ces contraintes de traction, s'ajoutent des cisaillements entre les plans verticaux,  $\tau_{yz}$  (Figure 106) et  $\tau_{xy}$  (Figure 107). Les valeurs de ces contraintes ont été relevées (Tableau 32) pour  $P = P_p$ .

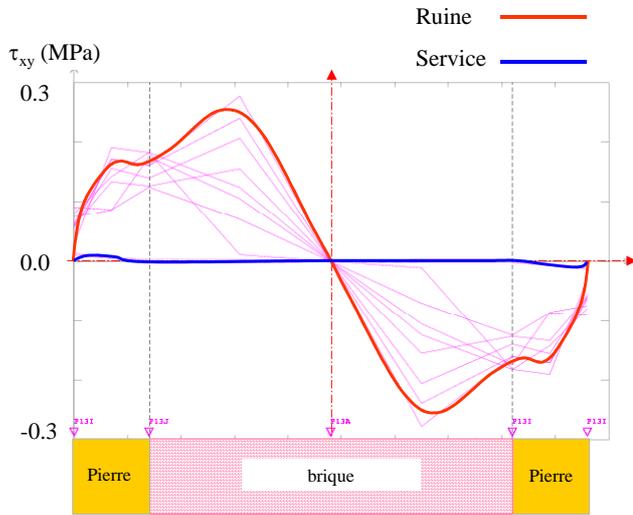


Figure 106 - Contraintes de cisaillement  $\tau_{yz}$  le long de l'intrados, sous l'essieu avant du tandem.

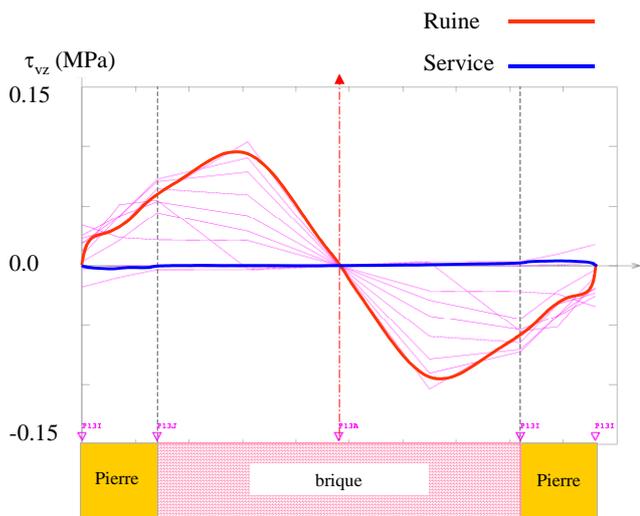


Figure 107 - Contraintes de cisaillement  $\tau_{xy}$  le long de l'intrados, sous l'essieu avant du tandem.

$\tau$ en MPa	$\sigma_{yy}$	$\tau_{yz}$	$\tau_{xy}$	$\sqrt{\tau_{yz}^2 + \tau_{xy}^2}$
Dans l'axe du pont (point A)	0.58	0	0	0
A la frontière bandeau / voûte (point F)	0.13	0.17	0.05	0.18

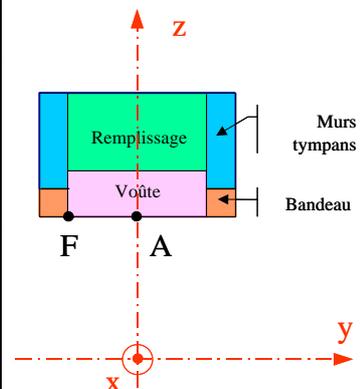


Tableau 32 - Contrainte normales  $\sigma_{yy}$  et contraintes de cisaillement  $\tau_{yz}$  et  $\tau_{xy}$  dans l'axe (point A) et à la frontière bandeau / voûte (point J), en intrados. Valeurs pour  $P = P_p$ .

Ainsi, lorsque l'instabilité apparaît ( $P=P_p$ ), les contraintes de traction restent inférieures à la résistance à la traction de l'interface mortier / brique ( $f_{trc} = 0.6\text{MPa}$ ). Dans l'axe du pont (point A), il n'y a pas de cisaillement concomitant, et donc, en théorie, pas de risque de fissuration longitudinale. Par contre, au point F, et pour tout autre point que A, des cisaillements s'ajoutent aux tractions, si bien que le critère de Coulomb est dépassé (voir courbe intrinsèque Figure 69, p. 127). La Figure 107 indique que c'est au niveau du point F, frontière entre le bandeau en pierre et la voûte en brique, que les contraintes de cisaillement sont maximales, dès que la charge P dépasse G (3<sup>ème</sup> pas de calcul). C'est donc bien là que le risque de fissuration et de décollement est le plus grand.

#### **V.4.7 Conclusion du calcul de base.**

L'analyse des résultats du calcul « de base » a dégagé des informations essentielles sur la circulation des efforts internes et sur le mécanisme de ruine de l'ouvrage. Il semble que celui-ci soit associé au glissement de l'une des fondations, et que, de ce fait, la résistance à la compression des maçonneries ne soit pas mise en jeu. Par ailleurs, des tractions transversales relativement élevées ont été décelées sous la zone d'impact du tandem, associées à des contraintes de cisaillement, qui compromettent la résistance de l'ouvrage. S'il avait été possible d'ajouter des joints longitudinaux (par exemple au niveau des plans 2 et 3, ainsi que dans l'axe de l'ouvrage), ces tractions internes n'auraient pu se développer, et le comportement du pont aurait été différent (dans quel sens ?). Une tentative infructueuse a montré qu'il n'est pas possible, à l'heure actuelle, avec l'outil CASTEM, d'ajouter des joints perpendiculaires à ceux des voussoirs. Il faudra donc nous contenter du modèle ne comportant que des joints transversaux pour la suite de l'étude. Ce qui est possible de faire, en revanche, c'est de modifier la qualité des matériaux (leur résistance à la compression et à la traction), et des joints (résistance à la traction), pour tester la réactivité du modèle.

#### **V.5 ETUDE PARAMETRIQUE.**

Cinq calculs appelés « variantes » vont être maintenant présentés. Pour chacun d'eux, un ou plusieurs paramètre(s) du calcul de base sont modifiés. Le but est de déterminer les facteurs qui influencent le fonctionnement mécanique du pont.

La résistance à la traction des joints semble, à priori, un facteur important. Dans la première variante, cette résistance est fortement diminuée.

Dans la mesure où, nous l'avons vu, le glissement de la fondation semble provoquer l'instabilité et donc la ruine, on peut se demander si le blocage de la fondation sur le sol repousserait la ruine, et jusqu'à quelle nouvelle limite. C'est l'objet de la variante 2, dans laquelle les fondations sont bloquées.

Des différentes parties du pont, c'est la voûte qui a la plus faible résistance et la plus grande souplesse. Du coup, le bandeau concentre les efforts. Qu'en serait-il si les quatre maçonneries avaient des qualités similaires ? Pour répondre à cette question, nous avons abaissé la résistance à la compression et le module d'Young des maçonneries de pierre dans les variantes 3 et 4.

L'étude des phénomènes transversaux nous semble à approfondir car ils sont à l'origine de pathologies courantes et nuisibles sur les ouvrages. Deux facteurs, à priori, nous semblent pouvoir agir dans ce domaine : la position transversale des charges et la déformabilité transversale du remplissage et de la voûte (mesurée par le coefficient de Poisson). C'est la raison pour laquelle nous avons ajouté les variantes 5 et 6.

En résumé, les calculs « variantes » sont :

Variante 1 : la résistance à la traction des joints est divisée par 6 ( $f_{trc} = 0.1\text{MPa}$ );

Variante 2 :  $f_{trc} = 0.1\text{MPa}$  et les fondations sont bloquées sur le sol ;

Variante 3 :  $f_{trc} = 0.1\text{MPa}$  et la résistance et le module d'Young du remplissage et des murs tympan sont divisés par 4,

Variante 4 :  $f_{trc} = 0.1\text{MPa}$  et la résistance et le module d'Young du remplissage, des murs tympan ET du bandeau sont divisés par 4,

Variante 5 : le tandem est décalé transversalement. Les caractéristiques des matériaux sont celles de la variante 4.

Variante 6 :  $f_{trc} = 0.1\text{MPa}$  et les coefficients de Poisson de la voûte en brique et du remplissage sont multipliés par 2.

Les variantes ont en commun le fait d'avoir une résistance à la traction, dans les joints, limitée à 0.1MPa. Nous les comparerons donc entre elles.

### **V.5.1 Variante 1 : résistance des joints à la traction diminuée.**

On peut penser a priori que, les joints étant plus fragiles à la traction, la résistance du pont diminue et qu'il se déforme davantage. Qu'en est-il ?

A la lecture de la Figure 108, nous constatons que le phénomène de glissement démarre ici pour une charge totale de 13.7MN (contre 14.2MN avec le calcul de base). Les courbes se rejoignent à partir de 16MN environ. Les déplacements horizontaux et verticaux en service restent négligeables.

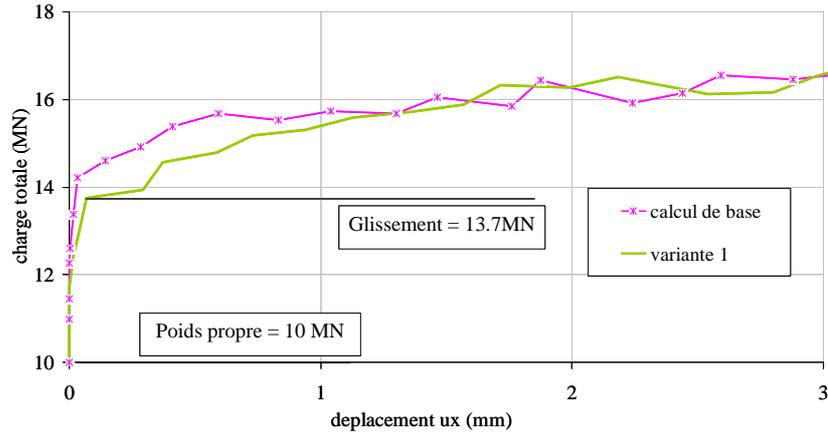


Figure 108 - Calcul variante 1. Glissement sur le sol de fondation.

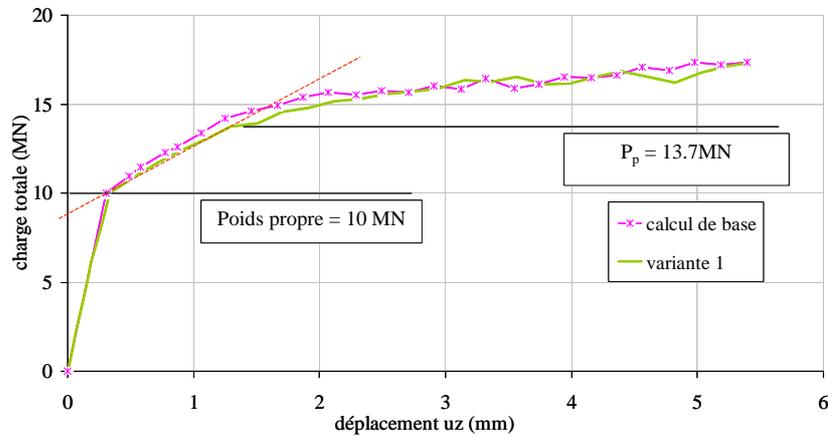


Figure 109 - Calcul variante 1. Déplacement vertical des points d'impact du tandem.

Les fissures commencent à s'ouvrir au-delà de 10MN, c'est-à-dire dès que la charge de tandem est appliquée. En service, la largeur d'ouverture des fissures reste négligeable : 0.01mm. La Figure 110 montre que les fissures s'ouvrent davantage que pour le calcul de base (par exemple 0.25mm pour 14MN au lieu de 0.13mm, et donc une largeur doublée).

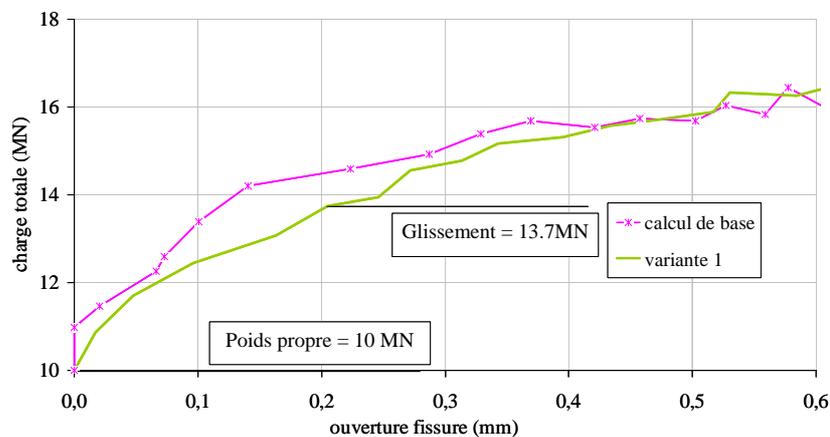


Figure 110 - Calcul variante 1. Ouverture des fissures.

Ainsi, la résistance des joints à la traction étant plus faible, la largeur d'ouverture des fissures augmente. Ceci est autorisé par un glissement sur le sol plus important et déclenché un peu plus tôt : la charge de glissement  $P_p$  diminue de 5%.

Les contraintes de traction transversales  $\sigma_{yy}$  sont peu affectées par la baisse de la résistance à la traction des joints (Figure 111), ainsi que les compressions principales dans les quatre maçonneries, en service (Figure 112).

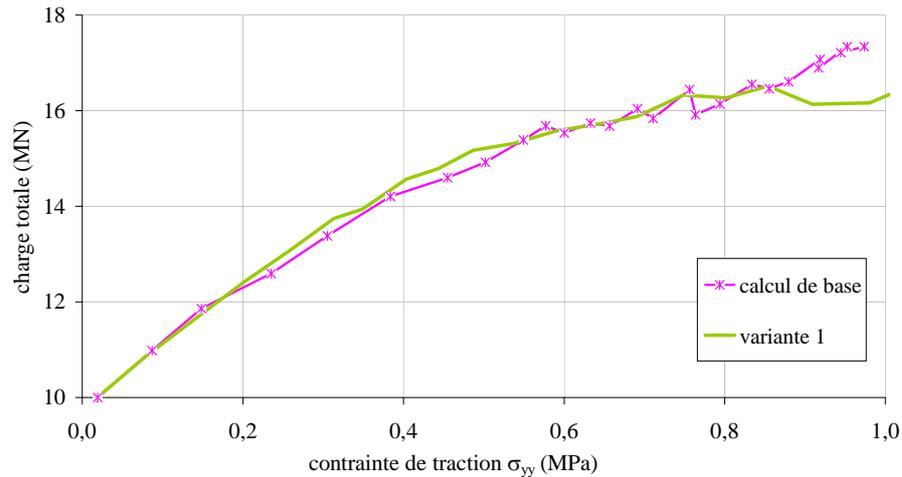


Figure 111 - Calcul variante 1. Contrainte de traction en intrados, sous l'essieu avant.

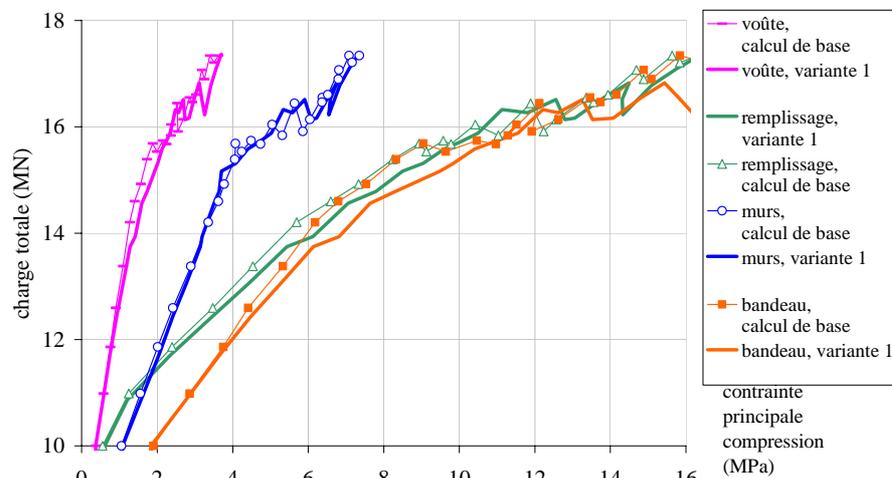


Figure 112 - Calcul variante 1. Compressions principales dans les matériaux.

L'augmentation des contraintes de compression dans les matériaux, par rapport au calcul précédent, est de l'ordre de 10% dans le remplissage et les murs latéraux, et reste négligeable dans les autres parties du pont. Les contraintes restent bien en dessous des limites admises (Tableau 33).

	Voûte en brique	Bandeau et sommier en pierre	Murs tympans	remplissage
$\sigma (G)$	0.4	1.9	1.1	0.6
$\sigma (P_{ser})$	0.5	2.5	1.3	1
$\sigma (P_p)$	1.3	6.1	3.1	5.4
$f_e$	6	19.8	17	17
$f_c$	12	49.5	42.5	42.5

Tableau 33 - calcul variante1. Compressions extrêmes dans les maçonneries (en MPa).

En conclusion, le fait de diminuer la résistance à la traction des joints dans un rapport 1 à 6 diminue légèrement la charge  $P_p$  (5%), et n'a de réelle incidence que sur la fissuration. En effet, pour une charge de 14MN environ (1.3 fois  $P_{ser}$ ), l'ouverture des fissures passe de 0.13mm à 0.24mm, soit une augmentation de 80%<sup>113</sup>.

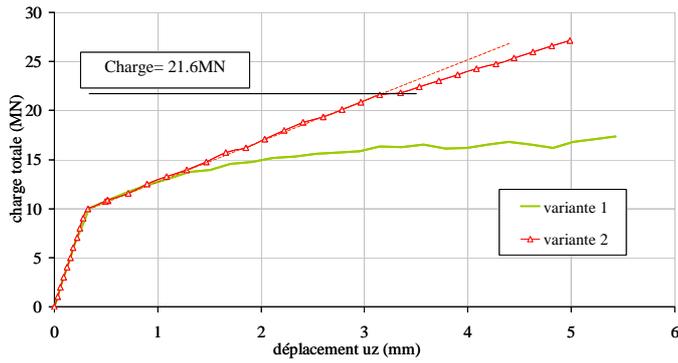
### V.5.2 Variante 2 : fondations bloquées sur le sol.

Pour le calcul dont nous allons parler maintenant, les appuis sur le sol sont bloqués totalement : il n'y a plus ni glissement ni soulèvement possible. La résistance des joints à la traction reste égale à 0.1MPa.

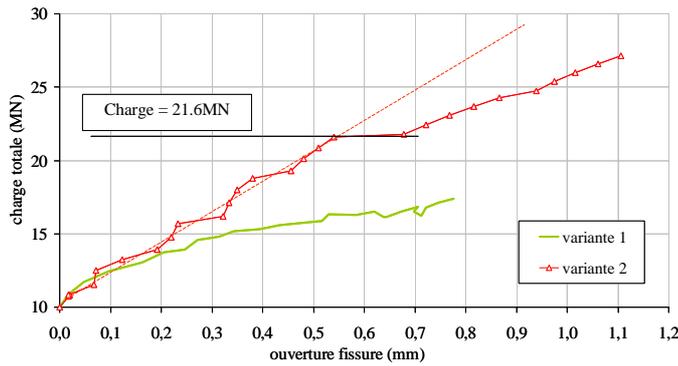
Les calculs ont été interrompus pour une charge totale de 27MN, c'est-à-dire un véhicule pesant 17MN, alors qu'aucun palier n'est perceptible (Figure 113). En observant la variation de  $u_z$ , on comprend bien l'influence du choix des conditions aux limites sur le sol. Si on ne bloque pas les fondations, le déplacement croît quasi linéairement, de G jusqu'à la charge maximale atteinte. Le fait d'autoriser le glissement des appuis abaisse la portance du pont en dessous de 15MN.

On constate une inflexion des courbes vers 21.6MN. A cet instant, les fissures sont ouvertes de 0.6mm et les contraintes de compression n'atteignent pas la limite élastique. Mais, les contraintes de traction transversales dépassent 1MPa. Cette valeur ne peut vraisemblablement pas être supportée par les matériaux du pont de la Millette : nous constatons donc une des limites de notre modèle.

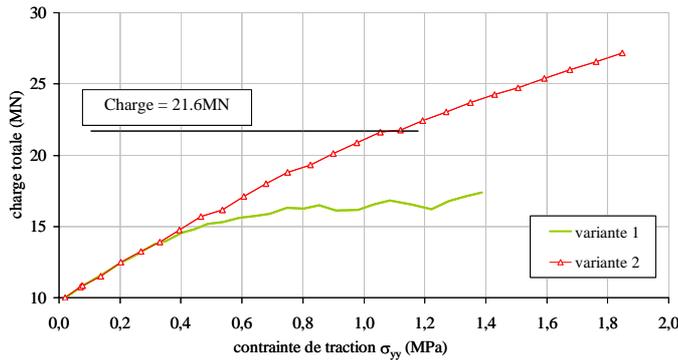
<sup>113</sup> Rappelons que l'ouverture des fissures dont il s'agit ici est en fait l'ouverture des joints entre voussoirs, espacés d'environ 1.10m.



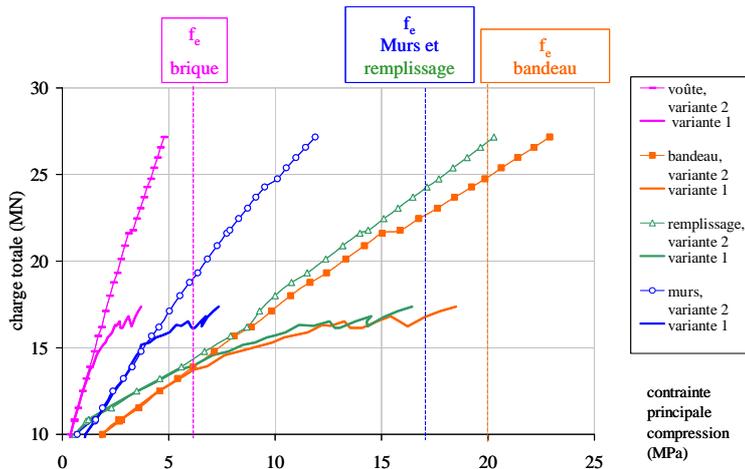
a. Variation du déplacement  $u_z$



b. Ouverture de la fissure sous l'essieu avant.



c. Contraintes de traction transversales en intrados, sous l'essieu avant.



d. Contraintes de compressions extrêmes (en valeur absolue) dans chaque maçonnerie.

Figure 113 - Calcul variante 2. Comparaison avec la variante 1.

Remarquons, par ailleurs, que ce calcul « variante 2 » est, parmi ceux que nous présentons, le plus proche des conditions adoptées pour le calcul VOUTE du SETRA, puisque la voûte est bi-

encastrée. A titre de comparaison, nous avons effectué un calcul avec ce programme, pour le chargement considéré ici. L'examen des résultats de ce programme du SETRA montre que l'équilibre limite correspond à un coefficient de sécurité de 10.4<sup>114</sup>. Cet équilibre s'accompagne d'une réaction d'appui inclinée sur la culée d'un angle de 51° par rapport à la verticale, et sur le sol de fondation d'un angle d'environ 41°. Cette valeur est supérieure aux angles de frottement couramment admis. Le programme ne fait pas la vérification des culées. Nous voyons bien que le coefficient de sécurité calculé suppose l'existence d'un dispositif de blocage des fondations, par exemple par butée sur les remblais.

### V.5.3 Variantes 3 et 4 : remplissage, murs et bandeau moins résistants et moins rigides.

Dans la variante 3, murs et remplissage ont une résistance à la compression et un module d'Young divisé par 4. Dans la variante 4, les caractéristiques du bandeau ( $f_c$  et  $E$ ), sont elles aussi divisées par 4. On notera qu'avec ces dernières hypothèses, la résistance et la limite élastique des maçonneries des murs et du remplissage deviennent plus faibles que celles de la voûte en brique, et que celles de la voûte et du bandeau deviennent similaires (Tableau 34).

	Voûte en briques	Bandeau et sommier en pierre	Murs tympans en moellons	Remplissage en moellons bruts
E (Mpa)	6810	28137 / 4 = <b>7034</b>	21736 / 4 = <b>5434</b>	21736 / 4 = <b>5434</b>
$f_c$ (Mpa)	12	49.5 / 4 = <b>12.4</b>	42.5 / 4 = <b>10.6</b>	42.5 / 4 = <b>10.6</b>

Tableau 34 - Variantes 3 et 4. Rappel des caractéristiques mécaniques.

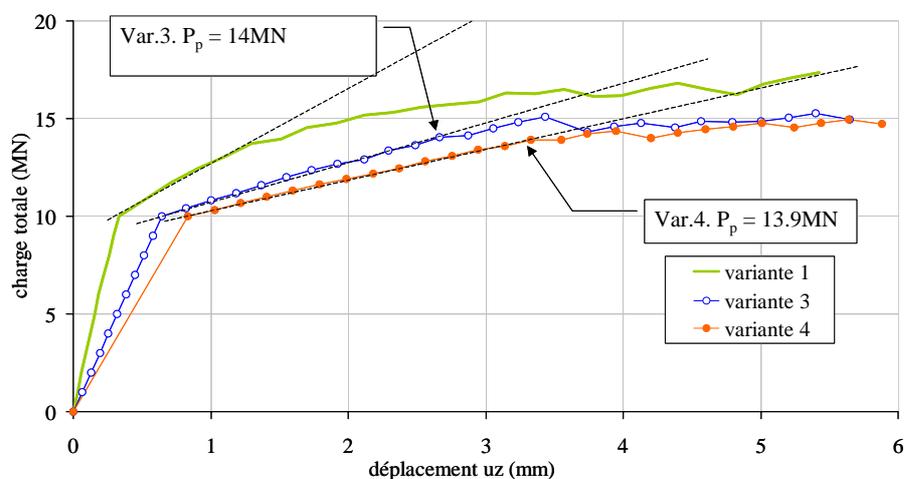


Figure 114 - Calculs variantes 3, 4 et 5 : déplacement vertical du point d'impact du tandem.

<sup>114</sup> Rappelons que ce coefficient est le rapport de la charge limite d'équilibre plastique, à la charge pondérée à l'Etat Limite Ultime.

Faisons la comparaison des résultats avec ceux de la variante 1 (Tableau 35). On constate (Figure 114) que la charge  $P_p$ , pour laquelle le glissement s'amorce, est peu affectée (variations inférieures à 2%), mais que, à ce stade du chargement, le pont est 2 à 3 fois plus déformé. Le fait de diminuer la résistance et la raideur des 3 maçonneries de pierre par 4 (passage de la variante 1 à la variante 4), abaisse cependant la charge maximale atteinte : de l'ordre de 15MN au lieu de 15.7MN.

	Calcul de base	Variante 1	Variante 3	Variante 4
$P_p$ (MN)	14.2	13.7	14	13.9
$u_z$ (mm)	1.3	1.3	2.7	3.6

Tableau 35 - Comparaison des charges  $P_g$  et  $P_p$  des variantes 1, 3 et 4.

Avant le démarrage du glissement de la culée droite, les déplacements horizontaux de la culée droite restent infimes (Figure 115).

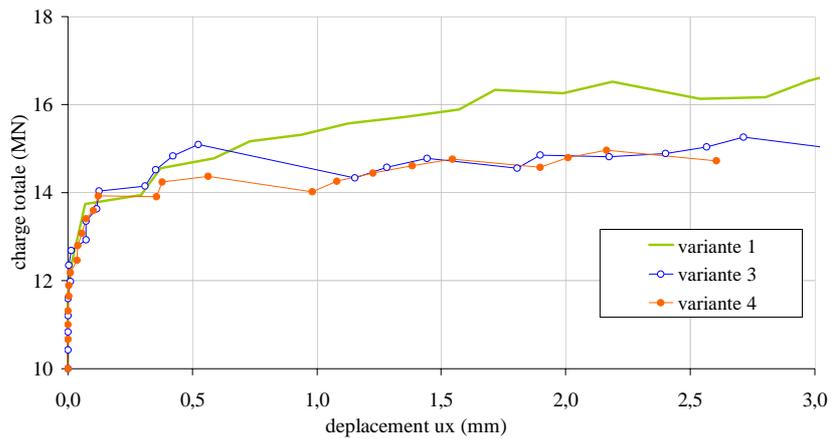


Figure 115 - Calculs variantes 3, 4 et 5 : glissement sur le sol de fondation.

Par contre, pour une charge totale de 14MN, l'ouverture des fissures a augmenté de 60% (Figure 116) et les contraintes de tractions transversales de 30 % (Figure 117).

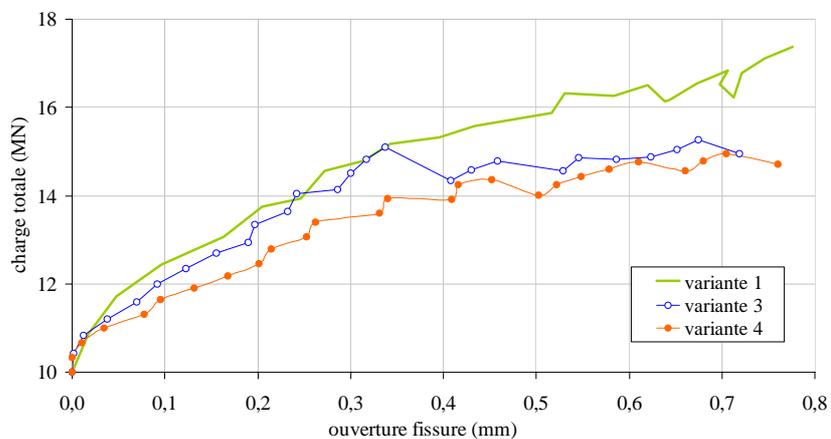


Figure 116 - Calculs variantes 3, 4 et 5 : ouverture des fissures sous l'essieu avant.

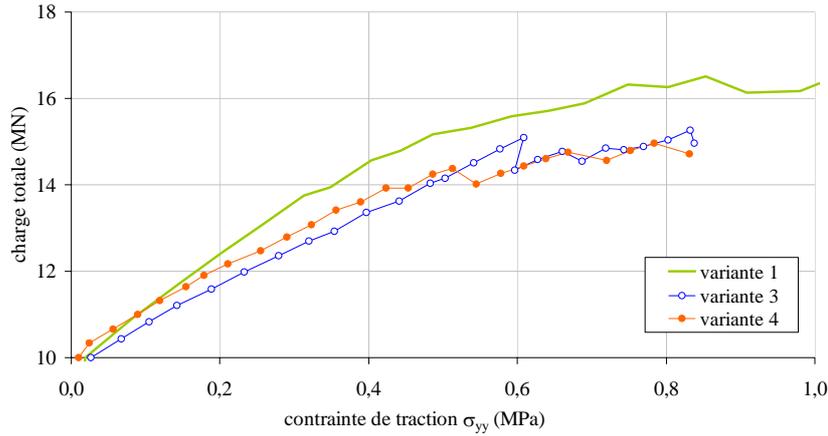


Figure 117 - Calculs variantes 3, 4 et 5 : contraintes de traction en intrados, sous l'essieu avant.

Les courbes d'évolution des contraintes de compression (en valeur absolue sur la Figure 118) traduisent un transfert des efforts internes. En service, les contraintes dans les murs et le remplissage sont quasiment divisées par deux, au profit de la voûte en brique et du bandeau. Ces compression restent faibles au regard de la capacité portante des matériaux. Un tableau récapitulatif des valeurs est présenté page 175.

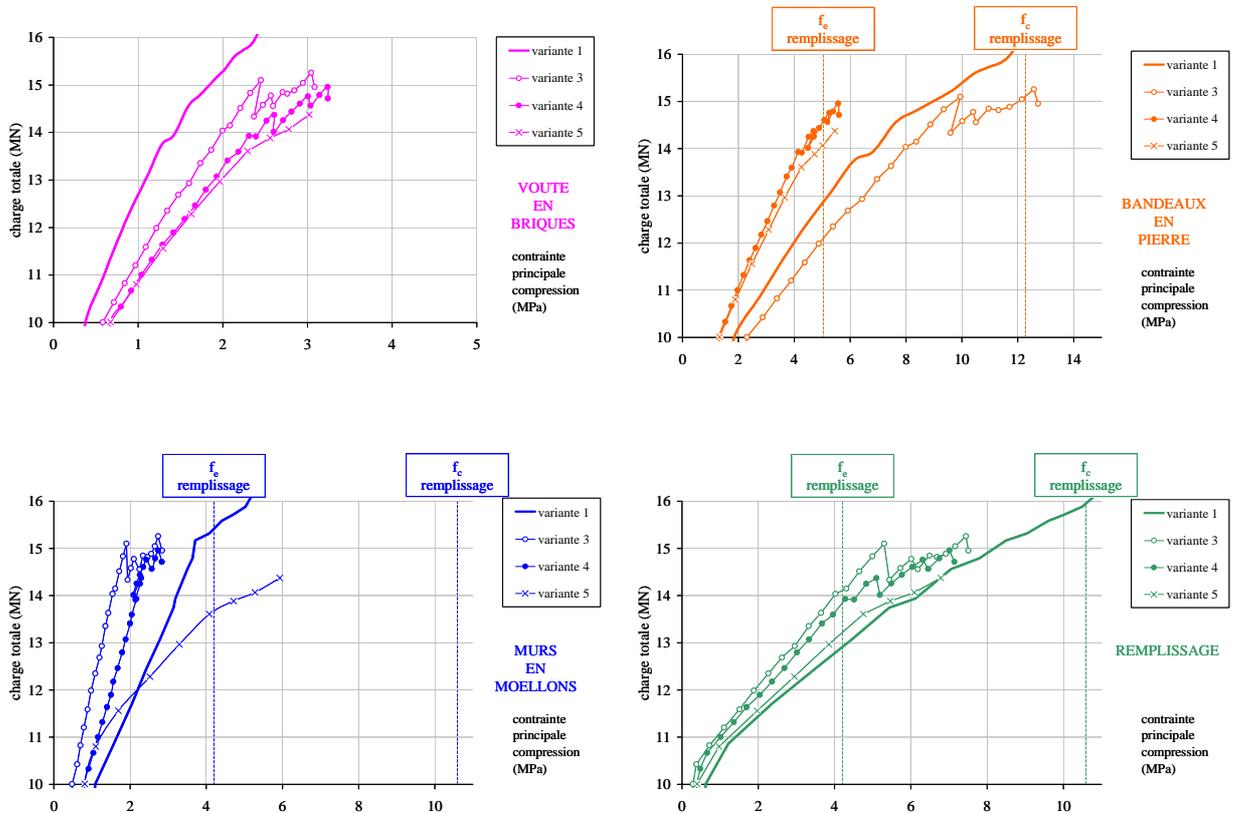


Figure 118 - Calculs variantes 1, 3, 4 et 5 : compressions extrêmes (en valeur absolue) dans les maçonneries.

### V.5.4 Variante 5 : tandem excentré au bord de la route.

Pour ce calcul, les caractéristiques des matériaux sont les mêmes que pour la variante 4. La seule modification concerne la position du tandem sur la voirie : il est ici placé au bord de la route (Figure 119).

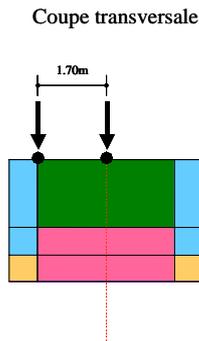


Figure 119 - Calcul variante 5 : Position du tandem.

Les résultats des calculs montrent que, par rapport à la variante 4, la charge de glissement n'est pas affectée, ni les déformations globales du pont. L'ouverture des fissures reste identique.

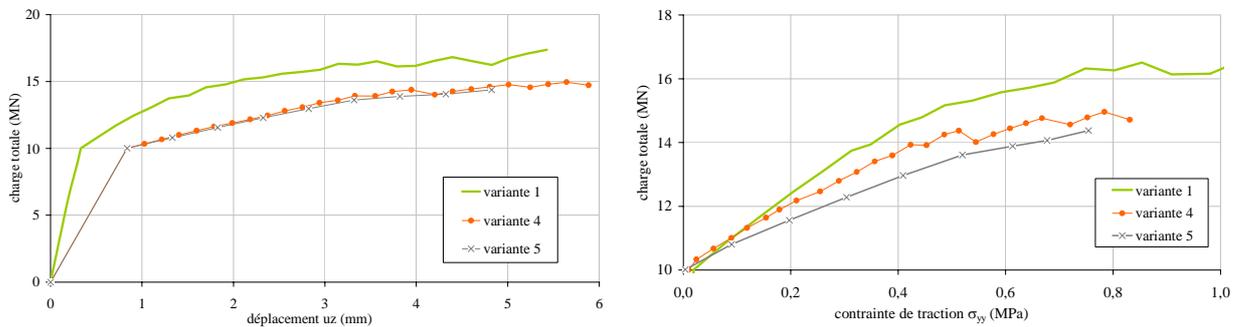


Figure 120 - Comparaison calculs variantes 4 et 5. Déplacement vertical sous essieux et traction transversale.

L'incidence marquante du déplacement du tandem vers l'extérieur, est l'amplification des phénomènes transversaux. Le Tableau 36 montre que les contraintes de traction transversales  $\sigma_{yy}$ , dans l'axe du pont, augmentent de 30%.

$\tau$ en MPa	Variante	$\sigma_{yy}$	$\tau_{yz}$	$\tau_{xy}$	$\sqrt{\tau_{yz}^2 + \tau_{xy}^2}$
Dans l'axe du pont (point A)	4	0.58	0	0	0
	5	0.75	0.03	0.1	0.1
A la frontière bandeau / voûte (point F)	4	0.13	0.17	0.05	0.18
	5	0.13	0.2	0.08	0.22

Tableau 36 - Contrainte normales  $\sigma_{yy}$  et contraintes de cisaillement  $\tau_{yz}$  et  $\tau_{yx}$  dans l'axe (point A) et à la frontière voûte / bandeau (point J), en intrados. Valeurs pour  $P = P_p$ .

De plus, en ce point, des contraintes de cisaillement apparaissent, qui n'existaient pas lorsque toutes les charges étaient centrées et symétriques. Ainsi, les risques de glissement et de décollement restent identiques au niveau de la frontière bandeau / voûte, mais augmentent considérablement dans le corps même de la voûte, et, en particulier, dans l'axe du pont.

### V.5.5 Variante 6 : coefficients de Poisson plus forts.

Pour terminer, il a été envisagé que le coefficient de Poisson de la voûte en brique et du remplissage puisse être deux fois plus forts que prévu. Les dilatations transversales des maçonneries centrales du pont se trouvent ainsi favorisées.

Les résultats montrent que, comme on pouvait s'y attendre, les contraintes de traction transversales sont augmentées (Figure 121) : elles sont multipliées par 2, au moment de l'instabilité du pont ( $P=P_p$ ), mais augmentent peu en service. Les autres entités ciblées sont inchangées.

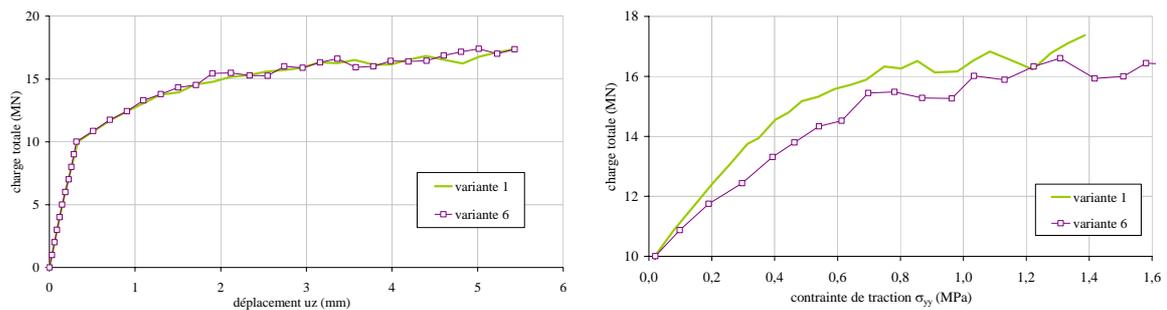


Figure 121 - Comparaison des variantes 1 et 6. Déplacements verticaux et contraintes de traction  $\sigma_{yy}$ .

## V.6 CONCLUSION.

Ce chapitre a présenté le calcul de l'un des ouvrages de la ligne Castres – Albi appelé le pont de la Millette. Il s'agit d'un pont voûte surbaissé, de 14m d'ouverture. Nous avons chargé le pont avec quatre forces ponctuelles simulant le tandem TS de l'EUROCODE 1. Ce véhicule est positionné, soit dans l'axe longitudinal de l'ouvrage, soit excentré transversalement vers le bord de la voie de circulation. Les forces ont été augmentées jusqu'à provoquer l'instabilité du pont de façon à déterminer la charge de ruine de l'ouvrage. Plusieurs calculs ont été exécutés, en faisant varier les caractéristiques mécaniques des maçonneries de pierre ( $E$ ,  $f_c$  ou  $\nu$ ), ainsi que, par ailleurs, les conditions d'appuis sur le sol (blocage total ou pas).

L'étude a montré qu'au fur et à mesure de l'augmentation du poids du véhicule, le déplacement d'un point de l'intrados situé sous la charge appliquée, varie selon la Figure 122.

Dans le cas où les déplacements des fondations sont bloqués sur le sol (courbe 1), la déformée du

pont augmente progressivement, ainsi que les contraintes de toute nature à l'intérieur de l'ouvrage.

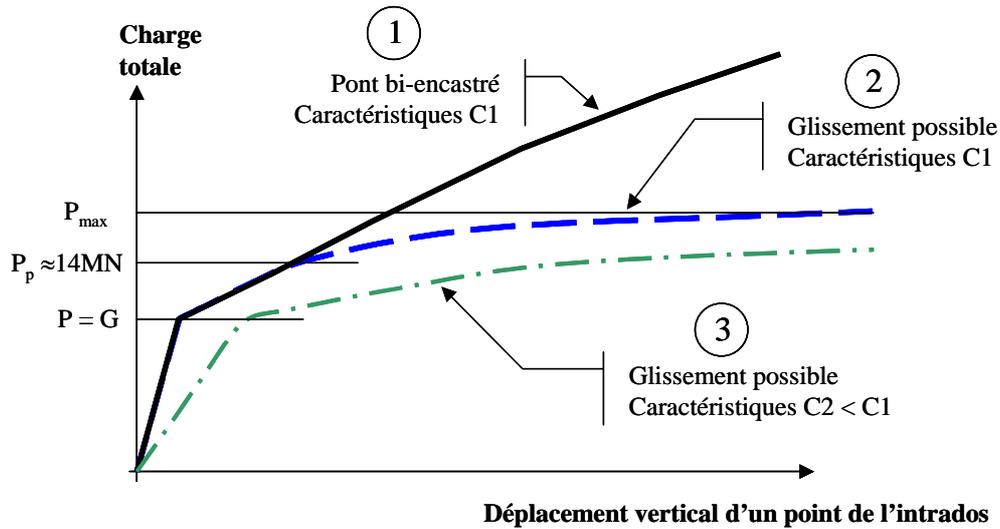


Figure 122 - Variation du déplacement vertical de l'intrados lorsque la charge appliquée augmente.

On a observé que les zones les plus comprimées sont les bandeaux et les angles extérieurs des sommiers. Les contraintes maximales de compression restent faibles par rapport à la résistance des matériaux en jeu (elles restent mêmes inférieures à la limite élastique  $f_e$ ). Par contre, les tractions internes, liées aux phénomènes transversaux, dépassent le seuil admissible. Notre modèle ne peut pas simuler l'ouverture de fissures longitudinales par glissement et décollement du corps de la voûte par rapport aux murs et aux bandeaux latéraux, et fait abstraction de ces phénomènes. Mais il peut montrer que des contraintes dépassent les limites possibles dans certaines zones sensibles. Le calcul montre que la contrainte de traction dans la voûte dépasse 0.6MPa pour une charge totale de 17MN, c'est-à-dire un véhicule de 7MN (environ 12 fois la charge nominale du tandem).

Dans le cas où le glissement des fondations sur le sol est autorisé (courbes 2 et 3), la charge supportable par le pont est plafonnée. L'instabilité de l'ouvrage est déclenchée vers 14MN, avec une variation de 5% selon les paramètres choisis (Tableau 37). La charge maximale atteinte (nous l'avons relevée pour un déplacement vertical  $u_z$  de 5mm), dans le cas où les caractéristiques mécaniques prises en compte sont les valeurs expérimentales (notées C1, courbe 2), est de l'ordre de 16.8MN. Cette charge maximale plafonne à 14.8MN (pour le même déplacement  $u_z$ ) lorsque les caractéristiques des maçonnerie de pierre sont divisées par 4 (notées C2, courbe 3), soit une réduction de 14%.

Les déplacements verticaux sous essieux, en service, sont faibles (Tableau 38). L'ouverture des fissures reste négligeable en service normal (de l'ordre de 0.01mm), et atteint environ 1mm lors du glissement de la culée.

	Calcul de base	Variante 1	Variante 4	Variante 5	Variante 6
Résistance traction des joints	0.6MPa	<b>0.1MPa</b>	0.1MPa	Idem var. 4	Idem var. 1
E, f <sub>c</sub> murs, bandeaux, remplissage	Valeurs expérimentales	Idem calcul de base	<b>Divisé par 4</b>	Idem var. 4	Idem var. 1
v Remplissage et v voûte	Valeurs expérimentales	Idem calcul de base	Idem calcul de base	Idem var. 4	<b>Multiplié par 2</b>
				<b>Essieux excentrés</b>	
P <sub>p</sub> (MN)	14.2	13.7	13.9	13.9	13.7
P <sub>p</sub> / P <sub>ser</sub>	1.34	1.29	1.31	1.31	1.29
T <sub>p</sub>	4.2	3.7	3.9	3.9	3.7
T <sub>p</sub> / Q	7	6.2	6.5	6.5	6.2

Tableau 37 - Bilan des calculs. Charges maximales atteintes.

	Calcul de base	Variante 1	Variante 4	Variante 5	Variante 6
u <sub>z</sub> (mm) pour P=P <sub>ser</sub>	0.42	0.47	1.18	1.21	0.45

Tableau 38 - Bilan des calculs. Déplacement vertical en service.

Globalement, les contraintes de compression en service sont inférieures à 3.1MPa (Tableau 39 et Tableau 40). Le rapport  $f_c / \sigma_{ser}$  varie de 4 à 39 selon les calculs et les parties du pont. A titre de comparaison, nous avons relevé les contraintes de compression pour P=14MN, pour chacun des calculs produits (Tableau 41 et le Tableau 42). La résistance à la compression des matériaux n'est jamais atteinte. Cependant, on constate que la limite élastique est dépassée dans les murs et le remplissage avec la variante 5 (tandem excentré sur le bord de la voie). Pour ce calcul particulier, la limite élastique dans le remplissage est franchie à partir de P = 13.2MN, soit 1.25 fois P<sub>ser</sub>.

σ en MPa			Calcul de base	Variante 1	Variante 2	Variante 6	f <sub>c</sub> / σ <sub>ser</sub>	f <sub>e</sub> / σ <sub>ser</sub>
	f <sub>e</sub>	f <sub>c</sub>	σ <sub>ser</sub>	σ <sub>ser</sub>	σ <sub>ser</sub>	σ <sub>ser</sub>	mini	mini
Voûte en brique	6	12	0.5	0.5	0.5	0.5	12	24
Bandeau en pierre	19.8	49.5	2.5	2.5	2.5	2.5	7.9	19.8
Murs tympans	17	42.5	1.4	1.4	1.3	1.3	12.1	30.3
Remplissage	17	42.5	1	1	1	1.1	15.5	38.6

Tableau 39 - Récapitulatif des variantes 1, 2 et 6. Contraintes principales de compression (en valeur absolue) en service.

$\sigma$ en MPa			Calcul de base	Variante 3	Variante 4	Variante 5	$f_c / \sigma_{ser}$	$f_e / \sigma_{ser}$
	$f_e$	$f_c$	$\sigma_{ser}$	$\sigma_{ser}$	$\sigma_{ser}$	$\sigma_{ser}$	mini	mini
Voûte en brique	6	12	0.5	0.8	0.9	0.9	6.7	13.3
Bandeau en pierre	5	12.4	2.5	3.1	1.7	1.7	1.6	4
Murs tympans	4.2	10.6	1.4	0.7	1	1	3	7.6
Remplissage	4.2	10.6	1	0.5	0.6	0.8	4.2	10.6

Tableau 40 - Récapitulatif des variantes 3, 4 et 5. Contraintes principales de compression (en valeur absolue) en service.

$\sigma$ en MPa			Calcul de base	Variante 1	Variante 2	Variante 6	$f_c / \sigma_{14}$	$f_e / \sigma_{14}$
	$f_e$	$f_c$	$\sigma_{14}$	$\sigma_{14}$	$\sigma_{14}$	$\sigma_{14}$	mini	Mini
Voûte en brique	6	12	1.3	1.4	1.3	1.5	4	8
Bandeau en pierre	19.8	49.5	6.2	6.8	6.2	6.6	2.9	7.3
Murs tympans	17	42.5	3.4	3.2	3.3	2.9	5	12.5
Remplissage	17	42.5	5.7	6.1	5.6	9.5	1.8	4.5

Tableau 41 - Récapitulatif des variantes 1, 2 et 6. Contraintes principales de compression (en valeur absolue) pour  $P=14MN$ .

$\sigma$ en MPa			Calcul de base	Variante 3	Variante 4	Variante 5	$f_c / \sigma_{14}$	$f_e / \sigma_{14}$
	$f_e$	$f_c$	$\sigma_{14}$	$\sigma_{14}$	$\sigma_{14}$	$\sigma_{14}$	mini	Mini
Voûte en brique	6	12	1.3	2	4	2.8	2.1	4.2
Bandeau en pierre	5	12.4	<b>6.2</b>	<b>8</b>	4.3	5	<b>0.6</b>	1.6
Murs tympans	4.2	10.6	3.4	1.5	2.1	<b>5.3</b>	<b>0.8</b>	2
Remplissage	4.2	10.6	<b>5.7</b>	4	<b>4.5</b>	<b>6.1</b>	<b>0.7</b>	1.7

Tableau 42 - Récapitulatif des variantes 3,4 et 5. Contraintes principales de compression (en valeur absolue) pour  $P=14MN$ .

Nous avons mis en évidence la façon dont circulent les efforts à l'intérieur de l'ouvrage. Leur diffusion, depuis les points d'impact du tandem vers les fondations, se fait préférentiellement vers les bandeaux puis les sommiers et l'intérieur des culées. Au départ, les forces s'orientent donc vers le bas et l'extérieur. Des « bielles » internes de compression se développent, inclinées, qui s'accompagnent inévitablement de forces de traction d'équilibrage. Il s'en suit des contraintes de traction transversales, dans tout le corps de la voûte en briques. Elles s'accompagnent de contraintes de cisaillement, faibles mais telles que le critère de Coulomb est franchi. Selon nos calculs, ce phénomène s'amplifie lorsque le coefficient de Poisson du remplissage s'élève (plus le remplissage peut se dilater et plus le frettage transversal exercé par la voûte doit être efficace), et lorsque la position du véhicule est désaxée transversalement vers l'extérieur de la voie. Par conséquent, l'élargissement de la chaussée est un facteur aggravant.

Des tractions apparaissent également à l'arrière des culées, dans le remplissage, contre le remblai. D'une intensité de l'ordre de 0.03MPa en service et 0.1MPa lorsque la fondation glisse, elles peuvent entraîner des fissures, mais probablement pas compromettre la solidité de l'ouvrage.

Ainsi, en conclusion, le comportement et la capacité portante du pont de la Millette semblent déterminés par deux facteurs essentiels : le type de liaison avec le sol (bloqué ou glissant), et les phénomènes transversaux de diffusion des efforts (qui génèrent des tractions dans le corps de la voûte).

La comparaison entre notre méthode et le résultat du programme VOUTE, seul outil disponible à l'heure actuelle, nous semble très délicate car ces deux méthodes ne sont pas basées sur les mêmes principes. Pour VOUTE, le facteur dimensionnant du pont est la résistance à la compression  $f_c$ . Alors que notre méthode, comme nous venons de la voir, met l'accent sur les phénomènes transversaux et le glissement des appuis, deux aspects que VOUTE ne peut pas intégrer puisque pour ce programme, par hypothèse, la voûte est plane et bi-encastrée.

## **VI BILAN ET PERSPECTIVES**

L'objectif initial de cette thèse était de proposer une méthode de requalification des ponts en maçonnerie. Après avoir rassemblé les données nécessaires, nous avons construit un modèle de calcul, et l'avons appliqué au cas d'un pont d'une ancienne ligne de chemin de fer du Tarn, construit au XIX<sup>e</sup> siècle. Ce faisant, nous avons pris conscience des capacités de notre méthode par comparaison avec les outils existants, mais aussi de ses limites, et donc des améliorations qui pourraient être apportées. Dans cette dernière partie, nous allons résumer la méthode, puis exposer, étape par étape, nos conclusions.

La démarche globale est schématisée à la Figure 123. Nous la développons ici en quatre étapes principales. Au démarrage, il s'agit de rassembler les données disponibles par, d'une part, une étude bibliographique, et d'autre part, une recherche historique. A l'issue de cette première étape, un bilan est possible des données manquantes mais nécessaires pour le calcul du pont. Ces données peuvent être de nature géométrique ou concerner les matériaux constitutifs. Une recherche expérimentale est alors engagée pour déterminer les données complémentaires.

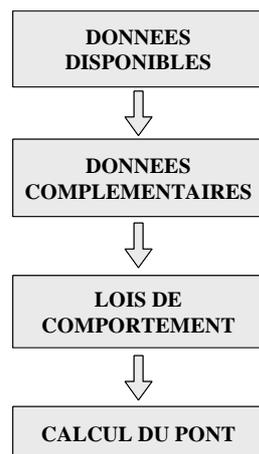


Figure 123 – La démarche globale.

Une fois toutes les données rassemblées, on dispose de tous les éléments indispensables pour choisir les lois de comportements des matériaux en place, sans oublier les lois d'interfaces. Par suite, le calcul est possible. Notre modèle utilise la méthode de calcul aux éléments finis. Le maillage est constitué de voussoirs homogènes, dotés d'un comportement linéaire ou non linéaire. Ces voussoirs sont liés par des éléments joints qui peuvent s'ouvrir sous l'action de tractions internes, ou permettre le glissement relatif de deux sections voisines. Ces joints, qui sont transversaux, font l'originalité de la démarche.

### ***Les données disponibles.***

La recherche de données disponibles est schématisée à la Figure 124 (sur ce schéma et ceux qui vont suivre, nous avons synthétisé notre travail, et ajouté, en pointillé, les améliorations possibles). Les premiers éléments à trouver décrivent l'ouvrage lui-même : sa géométrie et ses matériaux

constitutifs. Ces renseignements ne peuvent provenir que de sources primaires de première qualité, c'est-à-dire du dossier d'archives de la construction, plans et pièces écrites du marché. Dans notre cas, le maître d'ouvrage (SNCF / RFF) était en possession de ces archives, mais nous avons aussi exploré les archives départementales (série S).

Nous avons constaté, lors de notre étude, que les plans archivés ne sont pas des plans d'exécution, encore moins des plans de récolement, mais en fait des plans « projet » réalisés avant le démarrage du chantier. Sont-ils vraiment fidèles à l'existant ? Le dossier de réclamation de l'entrepreneur, les commentaires du contrôleur et de l'ingénieur de la Compagnie nous ont aidé à répondre à cette question en apportant des informations essentielles, puisqu'une analyse contradictoire entre les divers documents, courriers, rapports, plans, a été possible. Par conséquent, les documents écrits, même manuscrits, ne sont pas à négliger.

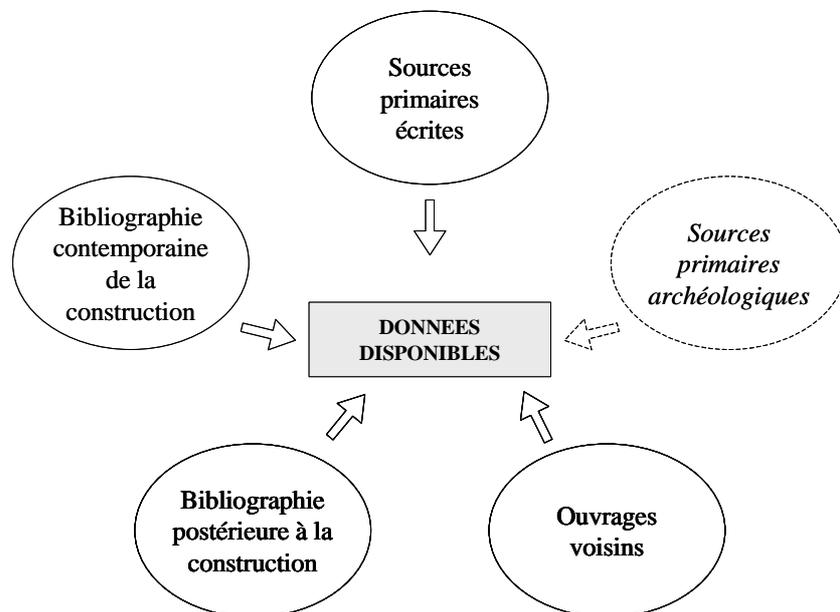


Figure 124 – 1<sup>ère</sup> étape : recueil des données disponibles.

Une étude bibliographique complète utilement la recherche d'archives, soit parce que l'ouvrage a déjà été étudié (c'est le cas de quelques ouvrages d'envergure), soit parce qu'un ouvrage similaire a fait l'objet de publications (par exemple un autre pont du même constructeur). Les principaux ouvrages bibliographiques traitant des ouvrages en maçonnerie ou des maçonneries, ont été listés. Nous avons montré la forte identité régionale des ouvrages de la ligne de chemin de fer Castres - Albi, leur ressemblance et le fait que tous les matériaux ont été extraits ou produits à proximité du chantier. Du fait de cette similitude entre ponts d'une même localité, des informations obtenues sur un ouvrage particulier peuvent concerner les ponts voisins. Inversement, lorsque des informations manquent sur un pont à expertiser, il peut être intéressant de s'informer sur tous les ouvrages conçus à la même époque à moins de 50km de distance, parce que ceux-ci ont probablement été construits avec les mêmes matériaux et les mêmes méthodes, et que leurs archives sont peut être

mieux fournies.

La nature des matériaux étant identifiée, pierre de telle carrière, brique de tel format, mortier de chaux ou de ciment, le calculateur d'un pont en maçonnerie a besoin des caractéristiques mécaniques à associer à chacun de ces matériaux de base. Il est peu probable qu'il les trouve dans les archives de façon explicite. Cependant, les pièces écrites, lors de notre étude, nous ont appris la nature et la provenance des matériaux, le dosage des mortiers, le type de liant et sa qualité (nous savons maintenant interpréter l'expression « chaux éminemment hydraulique »). Ainsi, les documents écrits apportent des informations à partir desquelles il est possible d'estimer certains paramètres recherchés. On peut également rechercher des données manquantes dans la bibliographie existante, que nous avons listée, à laquelle s'ajoute maintenant notre propre étude.

La tâche serait simplifiée s'il existait une banque de données (à créer ?) rassemblant tous les ponts en maçonneries de notre pays, complétée au fur et à mesure des expertises nouvelles par l'ensemble des maîtres d'ouvrages.

Enfin, notre schéma mentionne les sources archéologiques, car la meilleure source d'information reste l'ouvrage lui-même, témoignage de son temps. Mais pour comprendre ces sources là, il faut procéder à des études complémentaires. C'est l'objet de la deuxième étape.

### ***Les données complémentaires.***

Une part très importante de notre étude a été consacrée à la détermination expérimentale des caractéristiques mécaniques des matériaux de base. Nous avons procédé, d'une part, sur des pierres issues d'une carrière située à quelques kilomètres de l'ouvrage, dans le même bassin géologique, et, d'autre part, sur des briques neuves et du mortier neuf. On peut constater, que nos résultats ne sont pas contradictoires avec les informations bibliographiques disponibles mais complètent utilement ces sources, qui comportent des lacunes. En particulier, une loi de comportement des briques traditionnelles du sud-ouest, et une loi de vieillissement des mortiers de chaux hydraulique ont été proposées. Ainsi, procéder sur des matériaux neufs similaires à l'existant, faute d'échantillons d'origine, n'est pas un mauvais choix.

La Figure 125, qui schématise la 2<sup>ème</sup> étape, mentionne quatre sources de données, que nous n'avons pas utilisées. Des essais sur prélèvements et des sondages (du sol, des remblais et des remplissages notamment) permettraient de se rapprocher davantage de la réalité de l'ouvrage. Les essais en vraie grandeur (mesure de déplacement notamment) sont une vérification à posteriori des caractéristiques choisies. Ils pourraient aussi être utilisés de façon itérative pour ajuster les paramètres de calcul.

Les sondages par prélèvements ont l'inconvénient d'endommager la structure, ce qu'évitent les essais non destructifs, tels que les méthodes soniques. Les développements actuels de ces méthodes ont pour thème la détection des frontières entre matériaux (et donc le repérage des vides, des décollements, ou de l'épaisseur d'une maçonnerie), et l'évaluation des caractéristiques mécaniques.

A terme, les méthodes non destructives pourraient participer activement au diagnostic des ouvrages maçonnerés.

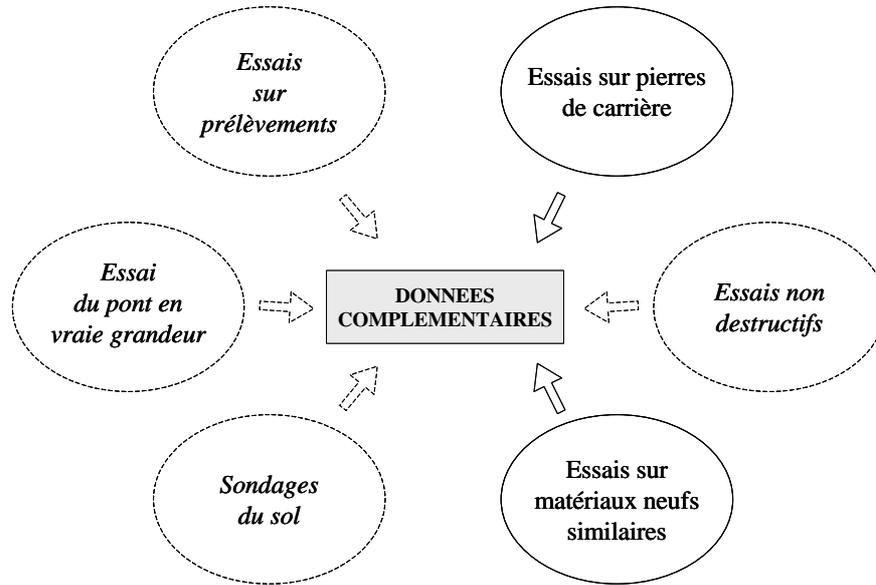


Figure 125 – 2<sup>ème</sup> étape : recueil des données complémentaires.

### *Les lois de comportement des maçonneries.*

La 3<sup>ème</sup> étape, consiste à construire la loi de comportement mécanique homogénéisée de toutes les maçonneries de l'ouvrage à calculer (Figure 126).

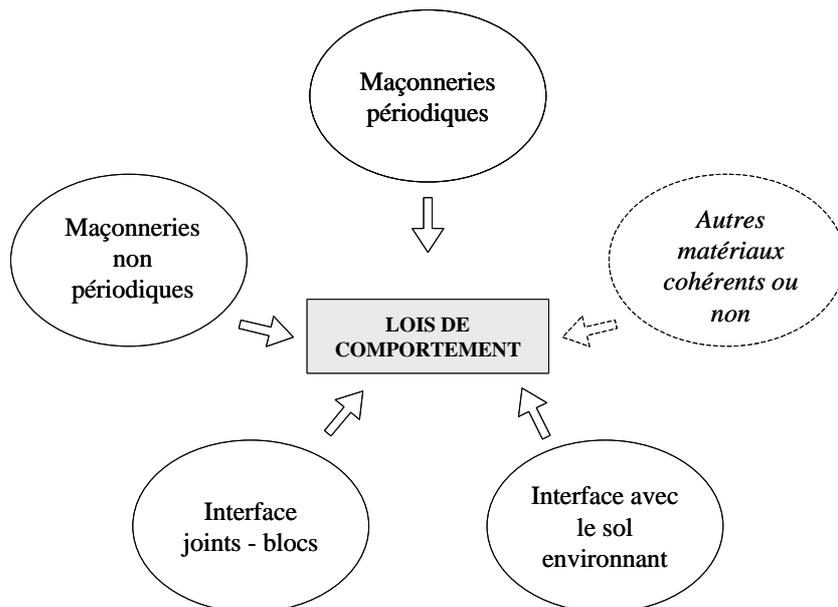


Figure 126 – 3<sup>ème</sup> étape : Choix des lois de comportement.

D'une façon générale, les maçonneries existantes peuvent être périodiques ou non. L'étude bibliographique a montré qu'il existe des formules analytiques d'homogénéisation. Elles sont utilisables dans le domaine linéaire, en 2D (et donc pour les murs) et lorsque les caractéristiques des joints sont plus faibles que celles des blocs. En dehors de ce champ d'application très restreint, on n'a pas d'autre choix que de procéder à une homogénéisation numérique. C'était le cas pour des ouvrages massifs tel que les ponts maçonnés. Dans notre exemple, la phase non linéaire des matériaux n'a pas été sollicitée, mais il pourrait en être autrement sur un autre exemple. Il convient donc de l'intégrer dans le modèle de calcul du pont. Enfin, nous avons constaté que les mortiers de chaux hydrauliques et les briques pleines traditionnelles du sud-ouest ont des qualités mécaniques similaires.

Pour les ouvrages que nous avons étudiés, un modèle de comportement a été construit, pour chacune des maçonneries en présence. Il comporte une phase linéaire et une phase non linéaire, associé avec un critère de Von Mises. Les procédures d'homogénéisation que nous avons utilisées sont schématisées à la page 114 pour les maçonneries périodiques (briques), et à la page 134 pour les maçonneries non périodiques (moellons en opus incertum et remplissage). Ces procédures pourraient être appliquées pour des maçonneries de blocs et de joints différents. La multiplication de calculs de ce type sur des composites pierre – mortier et brique – mortier pourraient alimenter une base de données des caractéristiques mécaniques des maçonneries.

Les ponts en maçonnerie peuvent aussi contenir d'autres matériaux que des maçonneries, tels que des bétons ou des mélanges granulaires plus ou moins cohérents, à intégrer dans le modèle. Globalement, un modèle de calcul complet devrait proposer un catalogue de matériaux divers, laissé au choix du calculateur.

La Figure 126 rappelle, par la présence des lois d'interface, que la spécificité de notre méthode est d'intégrer des éléments joints qui restituent les discontinuités entre matériaux, et surtout les possibilités de ruptures locales par fissuration (rupture en traction) et/ou par glissement (rupture par glissement). Pour décrire le comportement de la surface de contact entre les blocs et le mortier, il est nécessaire de choisir un angle de frottement, une cohésion et une résistance à la traction. Ces paramètres peuvent être déduits d'essais. A défaut, et compte tenu de nos expériences et des valeurs couramment admises, nous conseillons de limiter la traction et la cohésion à 0.1MPa.

### ***Le calcul du pont.***

La partie (la plus longue et la plus délicate) dédiée à l'identification des paramètres mécaniques étant terminée, le calcul du pont est possible (Figure 127).

Nous avons écrit le programme qui construit le maillage du pont de façon à ce que l'utilisateur ait le moins possible de paramètres à fournir, et de sorte qu'il soit utilisable pour tout ouvrage du même type, c'est-à-dire surbaissé. Pour l'améliorer, il faudrait étendre le programme à la voûte plein cintre, et, par suite, à la diversité des ouvrages existants (ponts à plusieurs travées, droites,

biaises ou courbes, avec élégissements, etc.). L'avantage de la méthode par éléments finis est de pouvoir s'adapter à toutes ces configurations, ainsi qu'aux pathologies déjà visibles.

Notre calcul intègre des joints transversaux. C'est une amélioration par rapport aux outils de calcul existants, mais ce n'est pas suffisant. Nous l'avons montré, notre modèle révèle les zones critiques mais autorise l'accroissement des tractions transversales au delà des valeurs acceptables. Une amélioration essentielle, mais difficile, consisterait à ajouter des éléments joints longitudinaux pour permettre l'ouverture de fissures longitudinales, ne serait-ce qu'en intrados.

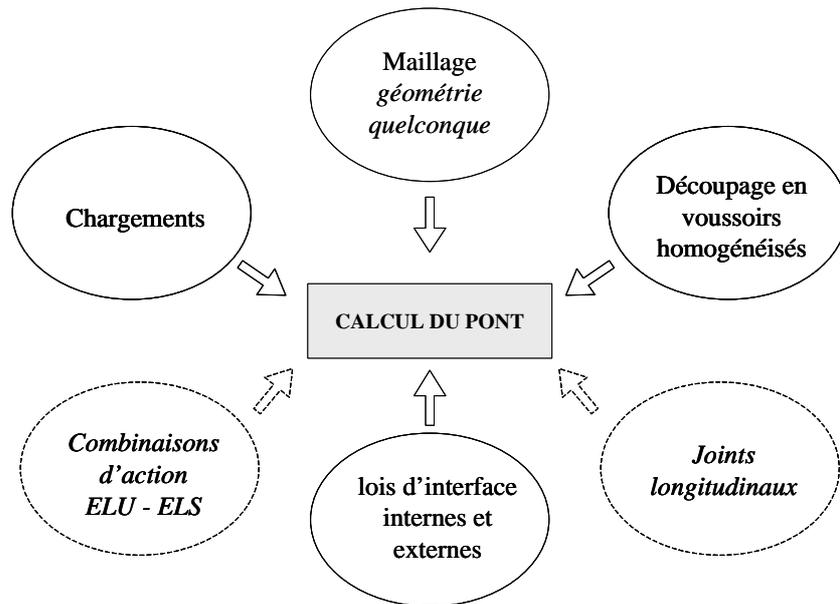


Figure 127 – 4<sup>ème</sup> étape : Calcul du pont.

Concernant les chargements, nous avons présenté le cas de l'action d'un véhicule (appliqué sous la forme d'un déplacement imposé de 4 points d'impact). Le cas le plus défavorable consiste, semble-t-il, à excentrer le véhicule, longitudinalement et transversalement. Avec la méthode des éléments finis, toutes les sollicitations sont possibles, forces réparties, mais aussi tassement d'appuis, ou précontrainte additionnelle. Des options de calcul pourraient être ajoutées pour inclure des combinaisons d'action.

La méthode de calcul a permis de comprendre comment le pont résiste, comment circulent les efforts internes, et d'estimer la portance de l'ouvrage. Nous avons vu à quel point le choix des conditions d'appuis sur le sol interfère avec le comportement mécanique global du pont. Deux types d'appuis ont été étudiés, à savoir le blocage complet et le glissement illimité de la culée sur le sol. En l'absence d'une estimation précise de la butée mobilisable contre les remblais, ou d'un dispositif fiable de blocage des déplacements horizontaux, peut-être faudra-t-il continuer à envisager ces deux types de liaisons extrêmes, afin d'encadrer les valeurs possibles des résultats.

Lors de l'analyse finale, nous avons proposé de cibler cinq entités : la déformée, l'ouverture des

fissures, le comportement des appuis sur le sol, les contraintes dans les joints entre les voussoirs, et les contraintes atteintes dans les voussoirs eux-mêmes. La liste pourrait être complétée, en fonction des critères de vérification qu'il appartient au maître d'ouvrage de fixer.

Cette recherche a donc abouti à la construction d'une méthode de requalification, sur le principe du calcul de l'ouvrage à expertiser. Elle permet de prendre en compte des phénomènes qui, jusqu'à ce jour ne l'étaient pas, comme l'ouverture des fissures transversales, différentes conditions d'appui sur le sol de fondation, et la circulation transversale des efforts internes. La méthode, que nous avons appliquée sur un exemple, peut dès maintenant être utilisée sur d'autres voûtes surbaissées à une travée, pour tout type de maçonneries, qu'elles soient de pierre ou de briques. Compte-tenu des améliorations possibles qui viennent d'être listées, cette méthode pourrait être étendue à la plupart des ouvrages en maçonnerie.

## SOURCES PRIMAIRES



SOURCES D'ARCHIVES de la SNCF

- **Pièces écrites du marché.**

Divers courriers d'approbation du projet de la part de l'administration.

Rapport de l'ingénieur sur les ouvrages d'art à établir entre la rivière du Dadou et l'extrémité de la ligne dans les communes de Laboutarié, Lombers, Denal, Lamillarié, Labastide-Denat, Puygouzon et Albi (Arrondissement d'Albi). Du piquet 265 H au piquet 468 E, dressé par l'ingénieur ordinaire, à Castres, le 9 septembre 1868.

Rapport de l'ingénieur sur les ouvrages d'art à établir entre l'origine de la ligne et la rivière du Dadou, dans les communes de Castres, Carbes, Gibrondes, Lautrec, Venès et St Genest (Arrondissement de Castres). Du piquet 0 au piquet 265 H, dressé par l'ingénieur ordinaire, à Castres, le 8 février 1868.

- **Dossier de réclamation de l'entrepreneur Dumas du lot 3 compris entre les piquets 146 et 210 (au delà de la station Lautrec).**

Le cahier des charges annoté.  
l'analyse des prix.

Le devis des ouvrages d'art.

Mémoire justificatif des réclamations présentées par Dumas et le règlement définitif des réclamations.

Le rapport de l'ingénieur en réponse à la réclamation présentée le 15 avril 1871 par le sieur Dumas, entrepreneur du 3<sup>ème</sup> lot, des terrassements, empièvements et ouvrages d'art.

Le rapport du conducteur du 3<sup>ème</sup> tronçon.

- **Plans.**

Compagnie des chemins de fer du midi et du canal latéral de la Garonne, nouveau réseau, construction, division de Castres, ligne de Castres à ALbi, profil en long, échelle de 1/ 25 000. dressé par l'ingénieur en chef de la division de Castres, le 12 décembre 1866.

Plans des ouvrages : voir le tableau récapitulatif ci-après pour les ouvrages spéciaux. Le dossier d'archives contient également un exemplaire des plans type.

nom	documents disponibles	date
Pontceau de Pudre	plans, coupes et élévation	fév 1868
Pont du Poulobre	Plan d'ensemble et profil en long de la déviation du ruisseau	fév 1868
	Pas de coupes ni élévation du pont	
Pont du Bagas	Plan d'ensemble et profil en long de la déviation du ruisseau	fév 1868
	Plans, coupes et élévation	fév 1868
	Plans, coupes et élévation	avr 1967
	établissement de la double voie entre Castres et Lautrec	déc 1912
	idem : minute	déc 1912
	établissement de la double voie variante béton armé	aout 1912
	relevé des avaries	sept 1967
	PV d'inspection	juil 1973
	divers documents remise en état de l'ouvrage	avr 1986
PI de Leingary	Plans, coupes et élévation	fév 1868
PS du chemin d'exploitation de la Millette	Plans, coupes et élévation	fév 1868
	dossier de réclamation de l'entreprise	
Pontceau du Lézert	Plans, coupes et élévation	fév 1868
	Plan d'ensemble et profil en long de la déviation du ruisseau	fév 1868
Pont de Troto-co sur le Dadou	« plan d'ensemble » = vue en plan générale	mai 1868
	détails du garde corps	mai 1868
	plan d'ensemble d'une varainte métallique	mai 1868
	Courriers	1868
	rapport de l'ingénieur	mai 1868
	élévation, coupes, fondations, cintre, boite à sable	1868
PI de la RD 16 d'Alban à Lavour	Plans, coupes et élévation	sept 1868
PS sur ruisseau d'Assou	Plans, coupes et élévation	sept 1868
PI pour le chemin de St Benoit et le ruisseau de Labarthe	Plans, coupes et élévation	sept 1868
PI du chemin De Montsalvy à la route impériale 118	aucun	

 ARCHIVES DEPARTEMENTALES DU TARN.

Sous série 5S.

- 5S87 Occupation des terrains, 1867 – 1872.
- 5S88 Construction de la ligne, 1862 – 1870.
- 5S89 Travaux de la ligne, 1880 – 1936.
- 5S90 Passages à niveau et maisons de garde, 1867 – 1936.
- 5S91 Ouvrages d'art, 1868 – 1877.
- 5S92 Enquêtes stations, 1867- 1937. Projet d'une halte pour desservir le four à chaux de Ranteil, 1869. Ranteil, demande de la Chambre de Commerce d'Albi concernant l'agrandissement de la halte station en raison du développement des usines de la société des Chaux et Ciments du Languedoc, 1919. Projet d'extension des voies 1920. Projet d'installations diverses à l'usage de la Société des Chaux et Ciments du Languedoc, 1922 – 1937.

Sources imprimées contemporaines de la construction de la ligne.

- 328EDT201 Chemin de fer de Castres à Albi et chemin de fer de Castres à St Sulpice, pièces diverses, 1864-1877.

Sources bibliographiques.

- C 1361-1 Société des Chaux et Ciments du Languedoc, statuts 1956.
- C 2103 LATGE Albert, *Société anonyme des chaux et ciments de Saint Martin - Damiatte*. Rapport. Albi : Imprimerie Coopérative du Sud Ouest. 1905. 13 p.
- C 406-13 MAMPHETTES, L. *Usine moderne pour la fabrication du ciment artificiel à Ranteil, près d'Albi*. Tours : imp. E. Arrault, 1921.
- C 1360 *L'industrie des chaux et ciments dans le Tarn*. Collection Richesses de France, n°29. P. 124. Paris : Delmas 1956. 186 pages.
- C 2913 GERER. *Fascicule complémentaire au rapport sur la situation et les perspectives de l'Etablissement de Ranteil*. Ciments Lafarge France. Albi 1984.
- C 3325 BRIAUD, Louis. VIERS, Michel. *La grande époque des petits trains, les chemins de fer secondaires dans le Tarn par la carte postale*, Castres, carto-club Tarnais, 1993. 108 p.



## BIBLIOGRAPHIE

- ABRAHAM, Bernard. BRANCA, Alai. BRINDEL-BETH, Sophie. DE MAISONNEUVE, Patrick. *Le bâti brique, Techniques d'amélioration de l'habitat existant*, EDF, 1993, 204 p.
- ADAMS, J-P. « Petite histoire des mortiers d'Imhotep à Louis Vicat », *Les cahiers de l'ICOMOS* n°5, 1999.
- BACHET, Olivier. BALSOU Raoul. BEJUI Pascal. et al. *Le patrimoine de la SNCF et des chemins de fer français*. Paris : Flohic. 1999, 2 vol. 971 p.
- BANAUDO, José. *Trains oubliés, Le P.O.-Le Midi*, volume 3. Menton : Editions du Cabri, 1982, 223 p.
- BARON, Jacques. OLLIVIER, Jean-Pierre. *La Durabilité des Bétons*, Paris : presses de l'ENPC, 1996, 453 p.
- BARRY, T. SOYLANDTHOMAS, R.K. BOOTHBY, E. "Inelastic behavior of sand-lime mortar joint masonry arches", *Engineering Structures*, Vol. 20, Issues 1-2, Jan. 1998, pp. 14-24.
- BATOZ, Jean-Louis. *Modélisation des structures par éléments finis*. 2 tomes. Paris : Hermès. 1990.
- BERNARD, Abraham. BRINDEL-BELTH, Sophie. et al. *Le bâti pierre*. Paris : Electricité de France, Collection : Techniques d'amélioration de l'habitat existant, 1994, 204 p.
- BODIN, Victor. *Technologie des produits de terre cuite*, Paris : Gauthier-Villars, 1956.
- BOOTHBY, T.E. ROBERTS, B.J. "Transverse behaviour of masonry arch bridges", *Structural Engineer*, vol.79, n°9, 1er may 2001, pp. 21-26.
- BORNERT, Michel. BRETHERAU, Thierry. GILORMINI, Pierre. *Homogénéisation en mécanique des matériaux. 1, Matériaux aléatoires élastiques et milieux périodiques*. Paris : Hermès, 2001, 255 p.
- BRICCOLI BATTI, S. RANOCCHIA, G. ROVERO, L. "Modèle micromécanique pour l'homogénéisation linéaire des maçonneries en briques", *Materials and structures*, 32 n°215, GBR, 1999, p. 22-30.
- BRIGAUX, Guy. *La maçonnerie*, Paris : Eyrolles, 1973.
- CASEL, Thomas. COLZANI, Joseph. *Maisons d'argile en Midi-Pyrénées*, Centre français du commerce extérieur. Direction des industries et services 2000. 127 p.
- CCTB (Centre Technique des Tuiles et Briques), *Tuiles et briques de terre cuite, caractéristiques et mise en œuvre, solutions pour le bâtiment*, Paris : Le Moniteur, 1998, 229 p.
- CECCHI, A. SAB, Karam. "A multi-parameter homogenization study for modelling elastic masonry", *European Journal of Mechanics, A/ Solids* 21, 2002. pp. 249-268.

- CECCHI, A., SAB, Karam. "Out of plane model for heterogeneous periodic materials : the case of masonry", *European Journal of Mechanics, A/ Solids* 21, 2002. pp. 715-746.
- CHETOUANE, Brahim. *Approche combinée éléments finis / éléments discrets pour la modélisation des structures maçonnées*, thèse de doctorat en génie civil, université Montpellier II, novembre 2004, 245 p.
- COPPOLANI, Jean. *Les ponts de Toulouse*. Toulouse : Ed. Privat, 1992, 156 p.
- CORNILLE, Alix. *Manuel de fabrication des briques, tuiles et produits réfractaires*, Paris : bibliothèque professionnelle JB Baillièrre et fils, 1926. 305 p.
- CRUZ-DIAZ, JI., SELLIER, Alain. CAPRA, B. DELMOTTE, P. et al. "Etude des murs de contreventement en maçonnerie d'éléments de terre cuite à joints verticaux secs", *Cahiers du CSTB*, cahier 3199, livraison 407, mars 2000, 17 p.
- CRUZ-DIAZ, Jorge Ignacio. *Etude des murs de contreventement en maçonnerie d'éléments de terre cuite*, thèse de docteur en génie civil, Université de Marne la Vallée, 2002, 210 p.
- CURNIER, Alain. *Méthodes numériques en mécanique des solides*, Lausanne : Presses polytechniques et Universitaires Romandes, 1993, 337 p.
- DAVEY, J. AUGARDE, C. "Modelling skewed masonry arches", *Structural Engineer*, vol.79, n°7, 3 avril 2001, pp.14-15.
- DEBAUVE, Alphonse. *Manuel de l'ingénieur des Ponts et Chaussées*. 20 fascicules. Paris : Dunod, 1873.
- DECOLON, Christian. *Structures composites, calcul de plaques et des poutres multicouches*, Paris : Hermès, 2000, 349 p.
- DEGRAND, Ernest. RESAL, Jean. *Ponts en maçonnerie*. Paris : Baudry & C<sup>ie</sup>, Encyclopédie des travaux publics, 1888.
- DELBECQ, Jean-Michel. MICHOTEY, Jean-Louis. SIMONET, P.T. "Calcul, désordres, réparation et modernisation des ponts en maçonnerie", *Travaux*, décembre 1981, pp 63-75.
- DESRUES, Jacques. *Limitations du choix de l'angle de frottement pour le critère de plasticité de Drucker-Prager*. Laboratoire 3S. RFGC 6, 2002, COSS'01, pp. 853-862.
- DOMEDE, Nathalie. « La mécanisation de la briqueterie Gélis (1924 – 1990) d'après la description et les dessins de ses machines », *Documents d'histoire des techniques* n°13 « Terre crue, terre cuite, recueil d'écrits sur la construction », Paris : Ibis Presse, CDHT, EHESS, 2004, 158 p.
- DUBOSQUE, J. *Murs de soutènement, ponts et viaducs en maçonnerie*. Librairie polytechnique de J. Baudry, 1880.
- DURIEZ, M., ARRAMBIDE, J. *Nouveau traité des matériaux de construction*, 3 tomes, Paris : Dunod, 1961. tome 1, 1491 p.
- DURIEZ, Marius. *Traité des matériaux de construction*, 1950, 2 tomes.

- ECOLE D'AVIGNON, *Techniques et Pratique de la Chaux*, Paris : Eyrolles, 2003, 266 p.
- EL-SHABRAWI, Atef. *Comportement des ouvrages historiques soumis à des sollicitations sismiques. Apport de la modélisation numérique par la méthode des éléments distincts*, Thèse de docteur ingénieur INP Nancy, FRA, 1996, 234 p.
- ENPC, *Construire des ponts au 18ème siècle*, d'après "les œuvres de Monsieur Perronet" édité en 1782. Paris : presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1987, 340 p. Reproduction en fac-sim. partielle de la 2<sup>e</sup> éd. de Paris, Didot, 1788.
- ETEVE, AUBRY, LUDINART. *Pratique des travaux et rédaction des projets, guide de l'ingénieur*. 1ère partie : matériaux de construction, maçonneries. Cours de l'ESTP. Paris : Ecole spéciale des travaux publics, 1918, 604 p.
- FANNING, Paul J. BOOTHBY, Thomas E. "Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges", *Computers & Structures*, vol.79, Issues 29-30, nov. 2001, pp. 2645-2662.
- FANNING, Paul J. BOOTHBY, Thomas E. ROBERTS, Benjamin J. "Longitudinal and transverse effects in masonry arch assessment", *Construction and building Materials*, vol.15, Issue 1, feb. 2001, pp. 51-60.
- FANNING, P-J. SALOMONI, V-A. SLOAN, D-T. "Non linear modelling of a multi-span arch bridge under service load conditions", 10th international conference and exhibition, "Extending the life of bridges, concrete + composites, buildings, masonry + civil structures", London, UK, 1-3, july 2003.
- FFTB, INSEE, Tuiles et briques, Paris : PUF, 1952, 119 p.
- FLAMANT, Alfred . *Stabilité des constructions ; Résistance des matériaux*. Paris : Baudry, 1886. Encyclopédie des travaux publics. 632 p.
- FONDEVILLA, Henri. PAWLOVSKI, Daniel. *Lumières sur la brique en Midi Toulousain*, Toulouse : Privat, 1992, 173 p.
- FOUIN, Julien. *La chaux naturelle : décorer, restaurer et construire*, Rodez : éditions du Rouergue, 2001, 141 p.
- FRANCOIS, Dominique. PINEAU, André. ZAOUI, André. *Comportement mécanique des matériaux*, Paris : Hermès : 1993, 494 p.
- FREZIER, Amédée. *La théorie et la pratique de la coupe des pierres et des bois pour la construction des voûtes ou Traité de Stéréotomie à l'usage de l'architecture*, 3 tomes, Paris : A. Jombert, 1739.
- GAY, C. *Ponts en maçonnerie*, Encyclopédie du génie civil et des travaux publics, Paris : J-B. Baillièrre et fils, 1924.
- GILLE, Bertrand. *Histoire des Techniques*, Paris : Gallimard, Editions de la Pléiade, 1978, 1652 p.
- GIORDANO, A. MELE, E. DE LUCA, A. "Modelling of historical masonry structures : comparison of different approaches through a case study", *Engineering Structures*, vol.24, issue 8, août 2002, pp. 1057—1069.

- GUILLERME, André. *Bâtir la ville, révolutions industrielles dans les matériaux de construction, France – Angleterre (1760 – 1840)*, Paris : Seyssel Champ Vallon, 1995, 315 p.
- GUINEA, GV. HUSSEIN, G. ELICES, M. PLANAS, J. "Modélisation micromécanique de la rupture brique maçonnerie", *Cement and concrete research*, 30, n°5, USA, 2000, pp. 731-737.
- HICHER, Pierre-Yves. SHAO, Jian-Fu. *Elastoplasticité des sols et des roches, modèles de comportement des sols et des roches 1*, Paris : Hermès, 2002, 224 p.
- HOMAND, Françoise. DUFFAUT, Pierre. Comité français de mécanique des roches. *Manuel de mécanique des roches, tome 1 , fondements*. Paris : les presses de l'école des Mines de Paris, 2000, 265 p.
- HUGHES, T.G. PRITCHARD, R. "In situ measurement of dead and live load stresses in a masonry arch", *Engineering Structures*, vol.20, n°1-2, pp.5-13, 1998.
- JANTZEN, Michel. CHEVALIER, Jean-Louis. *Le patrimoine en briques*, acte de colloque tenu à Albi du 17 au 19 septembre 1992, éditions Paris CNMHS, année 1993, 110 p.
- LAFUENTE, Marianela. sous la direction de Lorrain, Michel. *Contribution à l'étude analytique du comportement de murs en maçonnerie non armée sous sollicitation plane*. Thèse INSA, Toulouse, 1991, 185 p.
- LAFUMA, Henri. *Chimie appliquée aux matériaux de construction, chaux et ciments, céramique et verrerie*, Paris : Masson & C<sup>ie</sup>, 1962, 140 p.
- LAFUMA, Henri. *Liants hydrauliques, propriétés, choix, conditions d'emploi*, Paris : Dunod, 1964, 140 p.
- LANAS, J. *et al.* "Mechanical properties of natural hydraulic lime-based mortars", *Cement and concrete research*, 34, USA, 2004, pp. 2191-2201.
- LE ROY, Robert, *Déformations instantanées des bétons à hautes performances*, LCPC, série ouvrages d'art – OA22, septembre 1996, 377 p.
- LEDUC, E. *Chaux et ciments*, Paris : J.-B. Baillière et fils, 1902, 468 p.
- LEE, J-S. PANDE, G-N. KRAL, J-B. "Etude comparative de la simulation numérique d'ouvrages en maçonnerie", *Materials and structures*, 31, n°211, GBR, 2001, pp. 473-479.
- LEJEUNE, Emile. *Nouveau Manuel du briquetier et du tuilier*, Bibliothèque des actualités industrielles, n° 8, Paris : librairie Bernard Tignol, 1906.
- LEMAITRE, Jean. CHABOCHE, Jean-Louis. *Mécanique des matériaux solides*, Paris : Dunod, 1985, nouvelle édition 2004, 532 p.
- LOOTVOET, Alain. *Technologie des maçonneries*. Ministère de l'urbanisme et du logement, Ministère des transports, Laboratoire central des ponts et chaussées, 1981, 59 p.
- LOURENCO, P-B. BARROS, J-O. OLIVIERA, J-T. "Shear testing of stack bonded masonry", *Construction and building materials* 18, 2004, pp. 125-132.
- MARREY, Bernard. DUMONT, Marie Jeanne. *La brique à Paris*, Paris : éditions du pavillon de l'Arsenal, 1991, 218 p.

- MARREY, Bernard. *Les ponts modernes, 18<sup>ème</sup> - 19<sup>ème</sup> siècle*. Paris : Picard, 1990, 319 p.
- MERCERON-VICAT, Maurice. *1817 Louis Vicat invente le ciment artificiel*, recueil de textes parus en 1903 « Louis Vicat : sa vie et ses travaux avec des notes » , 1999.
- MESNAGER, Augustin. *Matériaux de construction*, Paris : J.-B. Baillièrre et fils : 1923. Collection Encyclopédie du génie civil et des travaux publics. 514 p.
- MESQUI, Jean. *Le Pont en France avant le temps des ingénieurs*. Paris : Picard, 1986, 303 p. Collection : Grands manuels Picard, 303 p.
- MESQUI, Jean. *Les vieux ponts*. Paris : Arthaud, 1998, 143 p.
- MONTENS, Serge. *Les plus beaux ponts de France*, Paris : Bonneton, 2001, 80 p.
- NEGRE, Valérie. *Matériaux et construction dans l'architecture civile du midi toulousain, 1770 – 1914*, Direction technique de l'ANAH, 1996, 120 p.
- NEGRE, Valérie. *Pathologie et traitement des édifices traditionnels en briques du midi toulousain*, Direction technique de l'ANAH, 1998, 104 p.
- NEGRE, Valérie. « Les briqueteries de la région toulousaine au XIX<sup>e</sup> siècle », *L'archéologie Industrielle en France*, revue du CILAC, n°39, décembre 2001, 9 p.
- NEPLES, Luc. UNION PACT ARIM Languedoc Roussillon. *Caractéristiques d'un enduit ancien bien conservé et portrait robot d'un enduit actuel à la chaux naturelle*, Résumé. Plaquette publiée en mai 1995, 13 p.
- OLIVITO, RS. STUMPO, P. "Caractérisation de maçonneries en briques par la mécanique de la rupture", *Materials and structures*, 34, n°238, 2001, p. 217-233.
- PANDE, N. Liang, J.X. Middleton, J. "Equivalent elastic moduli for brick masonry", *Computers and Geotechnics*, vol. 8, n° 3, 1989, pp. 243-265.
- PEGON, P., ANTHOINE, P. "Numerical strategies for solving continuum damage problems with softening. Application to the homogenization of Masonry", *Computers & Structures*, Volume 64, Issues 1-4, July-August 1997, pp. 623-642.
- PEGON, Pierre. PINTO, A.V. GERARDIN, Michel. "Numerical modelling of stone-block monumental structures", *Computers & structures*, vol.79, issues 22-25, September 2001, pp. 2165-2181.
- PICON, Antoine. *L'invention de l'ingénieur moderne, l'école des ponts et chaussées, 1747-1851*, Thèse, Ecole des Hautes Etudes en Sciences Sociales, 1991.
- PIERS, Giovanni. *Construire en briques en Europe*, Tielt : Ed. Lannoo S.A., 1994, 159p.
- PIERS, Giovanni. *La terre cuite, l'Architecture en terre cuite de 1200 à 1940*, Liège : Mardaga, 1979.
- PINETTE, Maurice. *Technologie céramique, briqueterie, tuilerie, poterie*, Paris : J. B. Baillièrre et fils, 1953.
- PRADE, Marcel. *Ponts et viaducs au XIX<sup>e</sup> siècle : techniques nouvelles et grandes réalisations*

*françaises*. Poitiers : Brissaud, 1988, 407 p.

PRAT, Michel. *Calcul des ouvrages généraux de construction*. Paris : Hermès, 1997, 768 p.

PRAVIEL, Armand. *Toulouse : ville de briques et de soleil*, Toulouse : Privat, Paris : H. Didier, 1935.

RAFFARD, Delphine. *Modélisation de structures maçonnées par homogénéisation numérique non linéaire. Application aux ouvrages d'intérêt archéologique*. Thèse doctorat INPL, Vandoeuvre Lès Nancy, INP de Lorraine, décembre 2000, 206 p.

REYNAUD, Léonce. *Traité d'architecture. Art de bâtir : études sur les matériaux de construction et les éléments des édifices*. Paris : Dalmont et Dunod, 1860, 617 p.

REYNOUARD, Jean-Marie. PIJAUDIER-CABOT, Gilles. *Comportement mécanique du béton*. Paris : Hermès, 2005, 384 p.

RILEM TC 127-MS. *Evaluation and strengthening of existing masonry structures*, proceedings of the joint international workshop , Edited by L. Binda and C. Modena, 1997, 222 p.

RILEM. "Test for masonry materials and structures", *Materials and structures*, Vol.21, juillet 1998, pp. 363-377.

RONDELET, Jean. *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir*, 5 tomes, Paris : chez l'auteur, enclos du Panthéon, an XIII, 1802.

ROSSON, B.T. SOYLAND, K. BOOTHBY, T.E. "Inelastic behaviour of sand-lime mortar joint masonry arches", *Engineering Structures*, vol.20, n°1-2, 1998, pp. 14-24.

SAB, Karam. *Yield design of thin periodic plates by a homogenization technique and an application to masonry walls*, Académie des sciences, C.R. Mécanique 331, 2003, pp. 641-646.

SALENÇON, Jean. *De l'élasto-plasticité au calcul à la rupture*, Palaiseau : Ed. de l'Ecole Polytechnique, 2002, 262 p.

SEJOURNE, Paul. *Grandes voûtes*, Bourges : imprimerie Vve Tardy, 1913, 6 tomes.

SETRA / LCPC. *Les ponts en maçonnerie, historique, stabilité, utilisation du programme VOUTE*, 1982.

SNCF, Direction de l'ingénierie. *Référentiel infrastructure, document d'application, chapitre maçonnerie*, IN 2086, édition octobre 2002.

THAVALINGHAM, A. BICANIC, N. ROBINSON, J-I. PONNIAH, D-A. "Computational framework for discontinuous modelling of masonry arch bridges", *Computers & Structures* vol. 79, Issue 19, July 2001, pp. 1821-1830.

TIMOSHENKO, Stephen P. *History of strength of materials*, New York : Dover Publications, 1953, 452 p.

VIEU, Bernard. « La ligne de Castelnau à Rodez », *Connaissance du rail* n°70 et 71, septembre/octobre 1986. Pages 4-10 et 12-14, 31-34.

VITRUVE, traduction de C-L. MAUFRAS de *De Architecturae*, Paris : Panckoucke, 1847, 580 p.

ZUCCHINI A. LOURENCO, P.B. "A micro-mechanical model for the homogenisation of masonry", *International journal of solids and structures* 39, Feb. 2002, pp. 3233-3255.



## TABLE DES ILLUSTRATIONS : *figures*

Figure 1 - Terminologie des ponts en maçonnerie. ....	21
Figure 2 - Cintre et boîtes à sable du Viaduc d'Albi; d'après archives SNCF. ....	21
Figure 3 - Géométrie des voûtes. De gauche à droite : Voûte plein cintre, voûte surbaissée, voûte en anse de panier. ....	23
Figure 4 - Fabrication saisonnière des briques jusqu'au XIX <sup>e</sup> siècle, en Midi-Pyrénées. ....	24
Figure 5 - Four à chaux du Teil. ....	30
Figure 6 - Cycle de la chaux aérienne. ....	31
Figure 7 - Prise de la chaux hydraulique. ....	33
Figure 8 - Briquettes pour essais de résistance, et appareil de Michaëlis pour essai de traction. ....	36
Figure 9 - Résistance du mortier avec l'âge selon différents auteurs. ....	37
Figure 10 - Système Lebrun de construction en béton, 1832. D'après A. Guillaume, Bâtir la ville, p. 176. ....	38
Figure 11 - Mécanismes de ruine des voûtes, d'après Amédé Frézier, 1739. ....	40
Figure 12 - Méthode de Méry. D'après A. Flamant, 1886. ....	41
Figure 13 - Méthode de calcul du SETRA, programme VOUTE. Equilibre des voussoirs, 1982. ....	43
Figure 14 - Ecrouissage d'un matériau sous chargement monoaxial. ....	46
Figure 15 - Modèle de Mazars, comportement unidirectionnel en traction et en compression. ....	49
Figure 16 - Mécanismes de base de rupture d'un joint de mortier entre deux blocs. ....	50
Figure 17 - Principe de la modélisation locale simplifiée selon Lourenço. ....	52
Figure 18 - Cellule de base proposée par Pegon et Anthoine en 1997 (à gauche), ....	53
Figure 19 - Cellules de base proposée par A. Cecchi et K. Sab en 2001, ....	53
Figure 20 - Homogénéisation analytique en 2D. Formulation de Cecchi et Sab. 2002. ....	55
Figure 21 - Modélisation aux éléments distincts d'une façade en maçonnerie selon A. Giordano. ....	58
Figure 22 - La gare de Laboutarié vers 1900. ....	65
Figure 23 - Rapport de l'ingénieur de la Compagnie des Chemins de Fer du Midi. 1867. ....	66
Figure 24 - Réclamation de l'entrepreneur Dumas. 15 AVRIL 1871. D'après le dossier d'archives SNCF de la ligne 736. ....	68
Figure 25 - La ligne de Castelnaudary à Rodez, d'après Bernard Vieu, dans Connaissance du Rail n°70, sept.1986, p.6. ....	69
Figure 26 - La piste cyclable le 15 juin 2003, vue du P.S. de la Millette. Photo N. D. ....	70
Figure 27 - Les ponts en maçonnerie de la ligne Castres - Albi. 15 juin 2003. Photos N. D. ....	72
Figure 28 - Maçonnerie de moellons en opus incertum avec chaînage en pierre de taille. ....	74
Figure 29 - Répartition des matériaux dans les ponts en maçonneries. Plans du pont du Bagas. Archives SNCF. ....	75
Figure 30 - Détail des maçonneries de briques. Photo N. D. ....	76
Figure 31 - A droite : PS de la Millette, murs en maçonnerie de moellons à joints incertains (opus incertum), bandeau en pierre de taille, corps de voûte en briques. A gauche : Pont de Montsalvy, détail de maçonnerie à moellons smillés à assise horizontale. ....	77
Figure 32 - Les outils du tailleur de pierre, d'après Debauve, ....	78
Figure 33 - Accident arrivé aux cintres du Viaduc Supérieur de la Millette pour cause de force majeure. ....	81
Figure 34 - Pont de Leingary : détail des maçonnerie de moellons ....	82
Figure 35 - Altération des briques, des pierres de taille et des moellons. Photos N.D. ....	86
Figure 36 - Décollement entre le chaînage en pierre de taille et les moellons. Photos N. D. ....	87
Figure 37 - Photos de l' Inspection du viaduc de Taillefer, Rapport du contrôleur. ....	88
Figure 38 - Eprouvettes cylindriques 6 * 12 de mortier de chaux, surfacées au soufre, avant et après essai. ....	98

Figure 39 - A gauche : photo de briques sciées. A droite : notation des axes.....	99
Figure 40 - A gauche : photo des carottes de brique. Au milieu et à droite : éprouvettes équipées de jauges, avant essais.....	99
Figure 41 - Position des jauges extensométriques sur les éprouvettes en brique.....	99
Figure 42 - Essais sur mortier de chaux jeune et vieilli, éprouvettes cylindriques 6*12, variation contrainte – déformation axiale.....	100
Figure 43 - Comportement du mortier de chaux en fonction du temps. Essais et modèle.....	102
Figure 44 - Loi de comportement du mortier de chaux.....	102
Figure 45 - Essais sur brique. Résultats des essais de compression sur carottes.....	103
Figure 46 - Schéma des "sandwiches". .....	106
Figure 47 - Construction numérique d'un mur en brique à l'aide d'un élément de base répété en translation.....	107
Figure 48 - Photo des murets, avant et pendant l'essai. Schéma de la position des jauges et des capteurs.....	108
Figure 49 - Essais sur sandwiches. Photos après rupture.....	108
Figure 50 - Essais sur sandwiches. Variation contrainte – déformation moyenne entre capteurs, à 1 mois et 2 mois.....	109
Figure 51- Essais sur sandwiches, comportement des joints de mortier.....	110
Figure 52 - Essais sur sandwiches, comportement des blocs de brique.....	110
Figure 53 - Essais sur muret. Photos après rupture.....	111
Figure 54 - Essais sur muret. Variation contrainte – déformation moyenne entre capteurs.....	112
Figure 55 - Essais sur muret. Variation contrainte – déformations axiales et transversales .....	113
Figure 56 - Méthode d'homogénéisation expérimentale et numérique.....	114
Figure 57 - Modèle 1 : modèle élasto-plastique, avec critère de plasticité de Von Mises.....	115
Figure 58 - Modélisation du comportement du mortier. Comparaison avec les 3 modèles retenus à 1 mois.....	117
Figure 59 - Modélisation du comportement du mortier. Comparaison avec les 3 modèles retenus à 2 mois.....	117
Figure 60 - Modélisation du comportement des briques. Comparaison avec les 3 modèles retenus.....	118
Figure 61 - Modélisation du comportement des <b>sandwiches</b> à 1 mois. Comparaison des 3 modèles et des essais.....	120
Figure 62 - Modélisation du comportement des <b>sandwiches</b> à 2 mois. Comparaison des 3 modèles et des essais.....	121
Figure 63 - Modélisation du comportement des <b>murets</b> à 2 mois. Comparaison des 3 modèles et des essais.....	122
Figure 64 - Modélisation du comportement du mortier vieilli.....	124
Figure 65 - Modélisation de la maçonnerie de brique. Comparaison avec les matériaux de base.....	124
Figure 66 - boîte de Casagrande.....	125
Figure 67 - Dispositif d'essai de cisaillement de l'interface brique - mortier.....	126
Figure 68 - Essais à l'aide de la boîte de Casagrande. Variation $\tau / \Delta L$ à 1 mois et 2 mois.....	127
Figure 69 - Essais à l'aide de la boîte de Casagrande. Courbe intrinsèque de l'interface brique/mortier.....	127
Figure 70 - Modèle de joint. A gauche : comportement en cisaillement.....	128
Figure 71 - Pierre d'essai prélevée dans une ancienne carrière de Lautrec dans le Tarn.....	129
Figure 72 - Echantillons de pierre pour essais mécaniques.....	130
Figure 73 - Comportement des pierres. Résultats des essais.....	130
Figure 74 - Comportement de la pierre. Essais et modèle théorique.....	131
Figure 75 - Modélisation du comportement des maçonneries de moellons.....	133
Figure 76 - Méthode d'homogénéisation de la maçonnerie de moellons en opus incertum.....	134
Figure 77 - Modèle de comportement adopté pour les matériaux des ponts de l'ancienne ligne de chemin de fer.....	135
Figure 78 - Pont de la Millette, plans d'origine, d'après archives SNCF. Planche 1.....	141
Figure 79 - Pont de la Millette, plans d'origine, d'après archives SNCF. Planche 2.....	142
Figure 80 - Pont de la Millette, Appareillage de la voûte.....	143

Figure 81 - Calcul du pont de la Millette, géométrie du modèle.....	145
Figure 82 - Maillage du pont. Découpage du pont en sections. Dessin pour 8 voussoirs. ....	146
Figure 83 - Maillage du pont. Découpage des sections en 9 surfaces élémentaires.....	146
Figure 84 - Modélisation du pont. Position des 4 maçonneries homogénéisées. ....	147
Figure 85 - Principe du découpage de la voûte en voussoirs liés par des joints. Dessin éclaté, pour 8 voussoirs. ....	147
Figure 86 - Modèle de comportement adopté pour les matériaux des ponts de l'ancienne ligne de chemin de fer. ....	148
Figure 87 - Chargement du pont, position du tandem sur l'ouvrage.....	149
Figure 88 - Modélisation du pont de la Millette avec 16 voussoirs. Répartition des 4 maçonneries et des joints. ....	150
Figure 89 - Calcul de base : déplacement vertical des points d'impact des essieux. ....	151
Figure 90 - Calcul de base : glissement de la fondation sur le sol. ....	153
Figure 91 - Déformée du pont, en rouge. Configuration initiale en vert. ....	153
Figure 92 - Déformée du pont et fissuration au dernier pas de calcul.....	153
Figure 93 - Calcul de base : ouverture des fissures sous l'essieu avant. ....	154
Figure 94 - Position éventuelle de fissures à l'arrière de la culée gauche.....	154
Figure 95 - Compressions principales.....	155
Figure 96 - Compressions principales sur la culée gauche, dernier pas de calcul.....	155
Figure 97 - Compressions principales dans le pont de la Millette, représentées comme des vecteurs. ....	156
Figure 98 - Calcul de base : compression principale dans les matériaux. ....	157
Figure 99 - Contraintes normales au joint situé sous l'essieu arrière du tandem. ....	158
Figure 100 - Contraintes normales aux joints. La compression dépasse (en valeur absolue) 1 MPa dans les zones bleues. La traction dépasse 0.3MPa dans les zones rouges. ....	159
Figure 101 - Tractions principales dans le pont de la Millette pour P =15.7MN.....	160
Figure 102 - Variation de la traction maximale $\sigma_{yy}$ , dans l'axe du pont, sous l'essieu avant. ....	160
Figure 103 - Contraintes $\sigma_{yy}$ entre les essieux du tandem pour P=14.2MN.....	160
Figure 104 - Variation des contraintes $\sigma_{yy}$ , dans l'axe du pont (en MPa), sous l'essieu avant. ....	161
Figure 105 - Contraintes $\sigma_{yy}$ le long de l'intrados, sous l'essieu avant du tandem. ....	161
Figure 106 - Contraintes de cisaillement $\tau_{yz}$ le long de l'intrados, sous l'essieu avant du tandem. ....	162
Figure 107 - Contraintes de cisaillement $\tau_{xy}$ le long de l'intrados, sous l'essieu avant du tandem. ....	162
Figure 108 - Calcul variante 1. Glissement sur le sol de fondation. ....	165
Figure 109 - Calcul variante 1. Déplacement vertical des points d'impact du tandem.....	165
Figure 110 - Calcul variante 1. Ouverture des fissures. ....	165
Figure 111 - Calcul variante 1. Contrainte de traction en intrados, sous l'essieu avant.....	166
Figure 112 - Calcul variante 1. Compressions principales dans les matériaux. ....	166
Figure 113 - Calcul variante 2.Comparaison avec la variante 1.....	168
Figure 114 - Calculs variantes 3, 4 et 5 : déplacement vertical du point d'impact du tandem.....	169
Figure 115 - Calculs variantes 3, 4 et 5 : glissement sur le sol de fondation. ....	170
Figure 116 - Calculs variantes 3, 4 et 5 : ouverture des fissures sous l'essieu avant. ....	170
Figure 117 - Calculs variantes 3, 4 et 5 : contraintes de traction en intrados, sous l'essieu avant. ....	171
Figure 118 - Calculs variantes 1, 3, 4 et 5 : compressions extrêmes (en valeur absolue) dans les maçonneries. ....	171
Figure 119 - Calcul variante 5 : Position du tandem.....	172
Figure 120 - Comparaison calculs variantes 4 et 5. Déplacement vertical sous essieux et traction transversale. ....	172
Figure 121 - Comparaison des variantes 1 et 6. Déplacements verticaux et contraintes de traction $\sigma_{yy}$ .....	173
Figure 122 - Variation du déplacement vertical de l'intrados lorsque la charge appliquée augmente. ....	174
Figure 123 - La démarche globale. ....	179
Figure 124 - 1 <sup>ère</sup> étape : recueil des données disponibles. ....	180
Figure 125 - 2 <sup>ème</sup> étape : recueil des données complémentaires. ....	182

Figure 126 – 3 <sup>ème</sup> étape : Choix des lois de comportement.....	182
Figure 127 – 4 <sup>ème</sup> étape : Calcul du pont. ....	184

## TABLE DES ILLUSTRATIONS : *tableaux*

Tableau 1 - Classification des chaux selon Durand-Claye.....	34
Tableau 2 - Résistance du mortier de chaux à la compression par différents auteurs.....	37
Tableau 3 - Récapitulatif des ponts de linge Castres - Albi.....	71
Tableau 4 - Récapitulatif des ouvrages spéciaux en maçonnerie de la ligne Castres - Albi.....	73
Tableau 5 - Récapitulatif des matériaux utilisés pour la construction des ponts en maçonnerie de la ligne Castres - Albi.....	74
Tableau 6 - Composition chimique de la chaux SOCLI NHL 3.5, en pourcentage.....	95
Tableau 7 - Composition minéralogique de la chaux SOCLI NHL 3.5, en pourcentage.....	96
Tableau 8 - Résistance, module et coefficient de Poisson du mortier de chaux SOCLI sur éprouvettes cylindriques 6*12.....	101
Tableau 9 - Résistance du mortier de chaux SOCLI, sur éprouvettes 4*4*16.....	101
Tableau 10 - Résultats des essais sur briques, carottes.....	103
Tableau 11 - Résultats des essais sur briques, éprouvettes sciées.....	103
Tableau 12 - Résistance moyenne des sandwichs.....	108
Tableau 13 - Résistance des sandwichs et comparaison avec les matériaux de base.....	109
Tableau 14 - Essais sur sandwichs. Module moyen entre capteurs.....	109
Tableau 15 - Module moyen des sandwichs. Comparaison avec les matériaux de base. m. = moyenne. e.t. = écart type.....	110
Tableau 16 - Résistance des murets, sandwichs, mortier et brique, à 2 mois. Récapitulatif des essais.....	112
Tableau 17 - Module moyen du muret, des sandwichs, du mortier et de la brique, récapitulatif des essais.....	112
Tableau 18 - Modélisation du comportement des matériaux de base, brique et mortier. Paramètres des 3 modèles testés.....	116
Tableau 19 - Contrainte de rupture du composite. Comparaison essais et modèles.....	119
Tableau 20 - Récapitulatif des caractéristiques du modèle de comportement adopté.....	124
Tableau 21 - Essais de cisaillement de l'interface brique/mortier. Résultats expérimentaux.....	127
Tableau 22 - Essais sur la pierre. Résultats.....	130
Tableau 23 - Récapitulatif des caractéristiques mécaniques théoriques de la pierre.....	131
Tableau 24 - Modélisation de la maçonnerie de moellons. Caractéristiques mécaniques homogénéisées.....	133
Tableau 25 - Caractéristiques mécaniques des maçonneries homogénéisées.....	135
Tableau 26 - Caractéristiques mécaniques des joints.....	136
Tableau 27 - Rappel des caractéristiques mécaniques des maçonneries homogénéisées.....	148
Tableau 28 - Rappel des caractéristiques mécaniques des joints.....	148
Tableau 29 - Modélisation du pont, caractéristiques du contact avec le sol.....	149
Tableau 30 - Calcul de base. Compressions extrêmes dans les maçonneries (en MPa).....	157
Tableau 31 - Calcul de base. Contraintes de traction $\sigma_{yy}$ sous l'essieu avant.....	159
Tableau 32 - Contrainte normales $\sigma_{yy}$ et contraintes de cisaillement $\tau_{yz}$ et $\tau_{yx}$ dans l'axe (point A) et à la frontière bandeau / voûte (point J), en intrados. Valeurs pour $P = P_p$ .....	162
Tableau 33 - calcul variante1. Compressions extrêmes dans les maçonneries (en MPa).....	167
Tableau 34 - Variantes 3 et 4. Rappel des caractéristiques mécaniques.....	169
Tableau 35 - Comparaison des charges $P_g$ et $P_p$ des variantes 1, 3 et 4.....	170
Tableau 36 - Contrainte normales $\sigma_{yy}$ et contraintes de cisaillement $\tau_{yz}$ et $\tau_{yx}$ dans l'axe (point A) et à la frontière voûte / bandeau (point J), en intrados. Valeurs pour $P = P_p$ .....	172
Tableau 37 - Bilan des calculs. Charges maximales atteintes.....	175
Tableau 38 - Bilan des calculs. Déplacement vertical en service.....	175

Tableau 39 - Récapitulatif des variantes 1, 2 et 6. Contraintes principales de compression (en valeur absolue) en service.....	175
Tableau 40 - Récapitulatif des variantes 3, 4 et 5. Contraintes principales de compression (en valeur absolue) en service.....	176
Tableau 41 - Récapitulatif des variantes 1, 2 et 6. Contraintes principales de compression (en valeur absolue) pour P=14MN. ....	176
Tableau 42 - Récapitulatif des variantes 3,4 et 5. Contraintes principales de compression (en valeur absolue) pour P=14MN. ....	176