



Escola Tècnica Superior d'Enginyers
de Camins, Canals i Ports de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins Canals i Ports de Barcelona

12/11/2007

Tesina d'Especialitat

Enginyeria de Camins Canals i Ports

Ismael Hidalgo Carnero

Analyse comportementale aux Eléments Finis
de la maçonnerie en tant que revêtement des
tunnels anciens.

Application à la construction des niches de protection de
personnel.

Tutor : Prof. Andrés López Pita

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Madame Christine THUAUD, mon maître de stage pour avoir eu la patience de répondre toutes mes questions et pour m'avoir guidé et épaulé pendant ce Projet de Fin d'Etudes.

Ensuite, je voudrais remercier Monsieur Philippe RAMONDENC, chef du département des Ouvrages d'Art, pour ses commentaires et réflexions qui m'ont permis d'acquérir de nouveaux points de vue sur mes investigations et de corriger des erreurs.

Je souhaite remercier Monsieur Daniel ANDRE et Monsieur Jean-Claude DAUMARIE, chefs de la division des tunnels, pour m'avoir accueilli dans leur division et pour le soutien technique qu'ils m'ont apporté.

Par ailleurs, je remercie Monsieur Daniel VIVENT pour avoir su me donner une vision de la réalité par rapport à mes modèles, Madame Magali SCHIVRE pour ses commentaires techniques et toute l'équipe de la Division des Tunnels de la SNCF pour son accueil et son aide.

Je tiens aussi à remercier Madame Catherine LARIVE, CETU, pour m'avoir aidé à la recherche de documents anciens dans les archives du CETU, documents sans lesquels je n'aurais jamais pu développer ce travail.

Je souhaite, également, remercier Madame Patricia ROURE, ITECH - Département de Génie Civil, pour m'avoir fourni gentiment et efficacement des réponses aux nombreuses questions sur le fonctionnement du logiciel CESAR-LCPC.

De plus, je voudrais remercier Monsieur Marc – André KEIP, ITASCA Consultants GmbH, pour m'avoir transmis des connaissances sur les logiciels aux éléments distincts, notamment, sur UDEC.

Je tiens à remercier Monsieur Philippe AUTUORI, directeur adjoint du Bureau d'Etudes Bouygues Travaux Publics, pour son suivi et ses conseils concernant mon projet.

Finalement je voudrais remercier Monsieur Andrés LÓPEZ PITA, Professeur de l'ETSECCPB, pour sa disponibilité à être mon tuteur de Thèse à Barcelone et sa gentillesse pendant l'attente des démarches administratives.

Je souhaite, enfin, remercier toutes les personnes que j'ai rencontrées dans le cadre de mon projet pour leur convivialité.

Resumen

Análisis del comportamiento a los elementos finitos de la albañilería como revestimiento de túneles antiguos.
Aplicación para la construcción de nichos de protección de personas.

Autor: Ismael Hidalgo Carnero

Tutor: Prof. Andrés Lopez Pita

El análisis del comportamiento de la albañilería así como del revestimiento de los túneles antiguos es un reto fundamental dentro de la división de túneles de la SNCF (Sindicat National des Chemins de Fer Français).

Sabiendo que este material se modeliza como un material elástico en este departamento de ingeniería, un estudio bibliográfico detallado sobre las diferentes aproximaciones que conciernen la modelización con elementos finitos de estos revestimientos ha sido realizada. El objetivo ha sido poder determinar cual es la ley de comportamiento mecánico mejor adaptada para la realización de estudios numéricos en túneles antiguos.

Dos micro modelos y diferentes macro modelos han sido ensayados:

a) Los micro modelos representan la geometría de la albañilería con todos sus constituyentes, es decir, representan los ladrillos o las piedras junto con el mortero de las juntas. Cada uno de estos constituyentes sigue un comportamiento mecánico particular.

b) Los macro modelos representan la albañilería como un material homogéneo isotrópico que sigue una determinada ley de comportamiento mecánico.

Los ensayos han sido realizados sobre muros en albañilería para poder comprobar su respuesta a la compresión simple. Más tarde, éstos se han extendido a ensayos de ruptura sobre bóvedas en albañilería.

Del mismo modo los estudios han sido realizados con dos programas distintos de elementos finitos: PLAXIS V 8.0 y CESAR-LCPC V 4.0 a fin de poder comparar la eficiencia de estos programas para este tipo de estudios.

Los modelos en elementos finitos reproducen los ensayos realizados por el CEBTP (Centre d'Etudes des Travaux Publics et Bâtiment) entre los años 70 y 90. Correspondientemente, los resultados de los modelos en elementos finitos han sido comparados a los resultados de laboratorio para confrontarse a la realidad.

Los resultados obtenidos, aunque todavía no puedan ser generalizados, concluyen que los modelos más próximos al comportamiento mecánico real son:

-Para los micro modelos: aquellos modelos donde las piedras siguen un comportamiento elástico y el mortero de las juntas un comportamiento de Mohr Coulomb.

-Para los macro modelos: una albañilería homogeneizada que sigue un comportamiento de Drucker Prager.

En último término, la aplicación de los cocimientos en túneles y en albañilería ha permitido establecer fichas guía para la "Guía del Proyectista" de la SNCF. Estas fichas guía conciernen, concretamente, la estabilidad de nichos de protección de personas en fase de obra y en fase final.

Para establecer estas fichas guía distintos modelos en tres dimensiones han sido realizados con la ayuda del programa CESAR-LCPC. En estos modelos se ha simulado la construcción de un nicho de protección en un túnel antiguo de geometría estándar.

Posteriormente, y a través de ciertos límites de resistencia obtenidos con la ayuda de los Eurocodigos 2 y 6, se han podido determinar los límites de estabilidad que corresponden a la estabilidad del terreno, del revestimiento en albañilería del túnel y el revestimiento en hormigón proyectado del nicho.

La conclusión general principal de este estudio remarca la necesidad de reflexionar con antelación a la utilización de ciertos programas de elementos finitos para ciertos estudios. Es decir, para estudios generales de comportamiento y generalizaciones de un problema, los programas en dos dimensiones son ampliamente suficientes. En cambio, los modelos en tres dimensiones tendrían que ser utilizados, dadas sus grandes posibilidades de cálculo, para estudios de problemas particulares y en proyectos concretos.

Résumé

Analyse comportementale aux Eléments Finis de la maçonnerie en tant que revêtement des tunnels anciens.
Application à la construction des niches de protection de personnel.

Auteur: Ismael Hidalgo Carnero

Tuteur: Prof. Andrés Lopez Pita

L'analyse du comportement de la maçonnerie en tant que revêtement des tunnels anciens est un enjeu fondamental dans la Division de tunnels de la SNCF (Syndicat National des Chemins de Fer Français).

En sachant que ce matériau est modélisé comme un matériau élastique au sein de ce département d'ingénierie, une étude bibliographique détaillée sur les différentes approches concernant la modélisation aux éléments finis de ces revêtements a été réalisée. Le but était pouvoir déterminer quelle est la loi de comportement mécanique la plus adaptée pour la réalisation d'études numériques en tunnels anciens.

Deux micro modèles et différents macro modèles ont été testés:

a) Les micro modèles représentent la géométrie de la maçonnerie à partir de tous ses constituants, c'est-à-dire, ils représentent les briques ou moellons reliés par le mortier des joints. Chaque'un de ces constituants suit un comportement mécanique particulier.

b) Les macro modèles représentent la maçonnerie comme un matériau homogène isotropique qui suit une loi de comportement mécanique particulier.

Les essais ont été réalisés sur des murs en maçonnerie pour pouvoir étudier leur réponse à la compression simple. Puis, ces essais ont été étalés à des essais à la rupture sur des voûtes maçonnées.

De même, les études ont été réalisées avec deux logiciels aux éléments finis différents: PLAXIS V 8.0 et CESAR-LCPC V 4.0 afin de pouvoir comparer l'efficacité de ces logiciels pour ce type d'études.

Les modèles aux éléments finis reproduisent les essais réalisés par le CEBTP (Centre d'Etudes des Travaux Publics et Bâtiment) entre les années 70 et 90. De la même façon, les résultats de ces modèles aux éléments finis ont été comparés aux résultats obtenus en laboratoire pour se confronter à la réalité.

Les résultats obtenus, bien qu'ils ne puissent pas encore être généralisés, concluent que les modèles les plus proches du comportement mécanique réel sont:

-Pour les micro- modèles: les modèles où les moellons suivent un comportement élastique et le mortier des joints un comportement de Mohr Coulomb.

-Pour les macro-modèles: la maçonnerie homogénéisée qui suit un comportement de Drucker Prager.

En dernier terme, l'application des connaissances acquises en tunnels et maçonnerie a permis d'établir des fiches dans le cadre du « guide du projecteur » de la SNCF. Ces fiches concernent, notamment, la stabilité des niches de protection de personnel en phase travaux et phase finale.

Pour établir ces fiches guide différents modèles en trois dimensions ont été réalisés à l'aide du logiciel CESAR-LCPC. Dans ces modèles l'on a reproduit les phasages de construction d'une niche de protection dans un tunnel ancien standard.

Postérieurement, et à travers de certains limites de résistance obtenus à l'aide des Eurocodes 2 et 6, on a pu déterminer les limites de stabilité qui concernent la stabilité du terrain, du revêtement du tunnel et du revêtement de la niche en béton projeté.

La conclusion générale principale de cette étude remarque la nécessité de réfléchir avant l'utilisation de certains logiciels aux éléments finis pour certaines études. C'est-à-dire, pour des études générales et des généralisations d'un problème les logiciels en deux dimensions sont largement suffisants. Cependant, les modèles en trois dimensions devraient être utilisés, au vu de leurs énormes possibilités de calcul, pour des études de problèmes particuliers et projets concrets.

Abstract

Masonry behaviour analysis with finite elements in the case of the support of an old tunnel.
Application to the construction of the safety niches

Author: Ismael Hidalgo Carnero

Tutor: Prof. Andrés Lopez Pita

The masonry behaviour analysis in the case of the support of an old tunnel is a fundamental stake in the SNCF's Tunnel Division (Sindicat National des Chemins de Fer Français).

Knowing that this material is modeled like an elastic material in this department of engineering, a detailed bibliographical study on the different approaches for modelling with the finite elements of these supports has been made. The objective has been to determine which is the law of mechanical behavior the most adapted for the realisation of numerical studies in old tunnels.

Two micro models and different macro model were tested:

- a) Micro models represent the masonry geometry with all their components, which means, the bricks or stones with the joints of mortar. Each of these components follows a particular mechanical behavior.
- b) The macro models represent the masonry like an isotropic homogenous material that follows a certain law of mechanical behavior.

The tests have been made on masonry walls in order to verify their comportment to the simple compression. Afterwards, these have extended to rupture tests on masonry vaults.

In the same way, the studies have been made with two different finite elements software: PLAXIS V 8,0 and CESAR-LCPC V 4,0 in order to be able to compare the efficiency of these software for this type of studies.

The finite elements models reproduce the tests made by the CEBTP (d'Etudes des Travaux Publics et Bâtiment) between years 70 and 90. Also, the results of these models using finite elements have been compared to the laboratory results to confront itself to the reality.

The results obtained, although they cannot be generalized yet, conclude that the closest models to the real mechanical behaviour are:

-For micro models: those models where the stones follow an elastic behavior and the joints of mortar follow a Mohr Coulomb behavior.

-For the macro models: an homogenized masonry that follows a Drucker Prager's behavior.

In last term, an application of knowledge in masonry and tunnels made it possible to draw up technical cards for the SNCF's "projector's guide". These guide cards involve, concretely, the stability of the safety niches in building and final phase.

In order to establish these guide cards, different models in three dimensions have been made with the software CESAR-LCPC. In these models the construction phases of a safety niche in an old tunnel of standard geometry has been simulated.

Later, and through certain resistance limits obtained with the aid of Eurocodes 2 and 6, they have been possible to determine the stability limits that correspond to the stability of the soil, the masonry tunnel's support and the niche projected concrete support.

The main general conclusion of this study reflects the necessity to think in advance to the use of certain finite elements softwares for certain studies. That is to say, for general studies of behavior and a problem generalization, the two dimensions softwares are widely sufficient. However, the three dimensions models would be used, knowing their great calculation possibilities, for studies of particular problems and in concrete projects.

Table des matières

REMERCIEMENTS	1
RESUMEN	2
RESUME	3
ABSTRACT	4
TABLE DES MATIERES	5
LISTE DES TABLEAUX	8
LISTE DES FIGURES	9
LISTE DES ANNEXES	11
INTRODUCTION	13
PRÉSENTATION DE LA SNCF	15
HISTORIQUE :	15
1. QU'APPELLE-T-ON UNE MAÇONNERIE ? VOCABULAIRE BASIQUE	17
1.1 LA MAÇONNERIE EN PIERRE :	17
1.2. LA MAÇONNERIE EN BRIQUE :	18
1.3. CARACTERISTIQUES COMMUNES ET GENERALITES :	18
1.4. PARAMETRES DE DESCRIPTION DE LA MAÇONNERIE :	19
2. LES TUNNELS CONSTRUITS EN MAÇONNERIE	21
2.1. VOCABULAIRE : PARTIES DU PROFIL EN TRAVERS DES TUNNELS.	22
2.2. ANCIENNES METHODES DE CONSTRUCTION :	22
2.2.1. <i>Méthode anglaise</i> :	22
2.2.2. <i>Méthode belge</i> :	23
2.2.3. <i>Méthode autrichienne</i> :	24
2.2.4. <i>Méthode allemande</i> :	24
2.3. PRINCIPES DE FONCTIONNEMENT DES OUVRAGES MAÇONNES DANS LES SOUTERRAINS :	25
3. APPROCHES DES LOIS DE COMPORTEMENT POUR LA MAÇONNERIE :	27
3.1. MODELES DE MECANIQUE DES MILIEUX CONTINUS ET MAÇONNERIES HOMOGENEISEES.....	27
3.1.1. <i>Comportement des matériaux homogènes et rappels de la Mécanique des Milieux continus</i> :	28
3.1.1.1. <i>Modèle élastique linéaire isotrope</i> :	28

3.1.1.2. Modèles plastiques :	29
3.1.1.3. Assimilation au béton – Loi parabolique:	31
3.2. OUTILS DE CALCUL :	32
3.2.1. <i>Eléments finis</i> :	32
3.2.1.1. Plaxis V.8 :	33
3.2.1.2. CESAR-LCPC:	33
3.2.2. <i>Eléments distincts</i> :	34
3.2.3. <i>Calcul à la rupture</i> :	35
3.3. MODELES DE CARACTERISATION PARTICULIERS EN INVESTIGATION :	36
3.4. MODELES DE FISSURATION :	41
3.4.1. <i>Modèle de Dhanasekar, Page et Kleeman (1985)</i> :	41
3.4.2. <i>Modèle William – Warnke (1973)</i> :	41
3.4.3. <i>Modèle de Ottosen (1977)</i> :	41
3.5. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX UTILISES :	42
3.6. CONCLUSIONS :	42
4. MODÉLISATION DES REVETEMENTS DE TUNNELS MAÇONNES AVEC PLAXIS ET CESAR-LCPC.....	45
4.1. INTRODUCTION :	45
4.2. ESSAIS DE COMPRESSION SIMPLE SUR MURETS :	46
4.2.1. <i>Géométrie et conditions de réalisation des essais</i> :	46
4.2.2. <i>Caractéristiques des matériaux</i> :	47
4.2.2.1. <i>Caractéristiques de la maçonnerie homogénéisée</i> :	49
4.2.3. <i>Système de chargement et conditions aux limites</i> :	50
4.2.4. <i>Equipement de mesure et récupération des résultats</i> :	50
4.2.5. <i>Résultats</i> :	51
4.2.6. <i>Analyse et conclusions</i> :	53
4.3. ESSAIS À LA RUPTURE SUR UNE VOÛTE MAÇONNEE :	55
4.3.1. <i>Conditions des essais expérimentaux</i> :	56
4.3.2. <i>Caractéristiques des matériaux</i> :	58
4.3.3. <i>Système de chargement</i> :	58
4.3.4. <i>Equipement de mesure et récupération des résultats</i> :	60
4.3.5. <i>Résultats</i> :	61
4.3.6. <i>Analyse et conclusions</i> :	64
5. LES NICHES DE PROTECTION DU PERSONNEL. MODÉLISATION EN 3D.	67
5.1. INTRODUCTION ET OBJECTIFS :	67
5.2. DESCRIPTION DES TRAVAUX.....	68
5.3. MODÉLISATION DE LA CONSTRUCTION DES NICHES :	68



5.3.1. Géométrie et conditions aux limites.....	68
5.3.2. Maillage:	70
5.3.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux:	71
5.3.4. Phasage et charges.....	72
5.3.5. Exploitation des résultats :	73
5.4. TABLEAUX DE STABILITE POUR LA REALISATION DES NICHES DE SECURITE AVEC UN LINTEAU DE FORME CARREE :	76
5.5. CONCLUSION : PROBLEMES PARTICULIERS LORS DE LA MODELISATION ET L'EXPLOITATION DES RESULTATS ET ANALYSE DES RESULTATS.....	78
5.5.1. Problèmes particuliers lors de la modélisation en 3D aux éléments finis :	78
5.5.2. Conclusions :	81
CONCLUSION	83
BIBLIOGRAPHIE.....	87
ANNEXES	95
ANNEXE 1 PROBLEMES ET ALTERATIONS DE LA MAÇONNERIE.....	97
ANNEXE 2 MODELES DE COMPORTEMENT EN INVESTIGATIONS.....	109
ANNEXE 3 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX UTILISES :.....	119
ANNEXE 4 CARACTERISTIQUES DES MORTIERS A CHAUX.....	123
ANNEXE 5 : ETUDE PARAMETRIQUE SUR C POUR LE MORTIER A CHAUX.....	125
ANNEXE 6 ESSAIS SUR MURET	145
ANNEXE 7 GRAPHIQUES RESULTAT DE LA COMPARAISON ENTRE DIFFERENTS MODELES DE COMPORTEMENT D'UNE VOUTE EN MAÇONNERIE	161

Liste des tableaux

TABLEAU 1 : MODELES DE CARACTERISATION PARTICULIERS. THEORIES EN INVESTIGATION.	37
TABLEAU 2 : CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX POUR LES MODELES « REELS ».....	48
TABLEAU 3 : CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX « EQUIVALENTS » POUR LA MODELISATION DE LA MAÇONNERIE AUX ELEMENTS FINIS.	49
TABLEAU 4 : RESULTATS A LA RUPTURE DES MODELES « REELS » ET « EQUIVALENTS » SUR MURET MAÇONNE. ...	51
TABLEAU 5 : CARACTERISTIQUES MECANQUES « EQUIVALENTES » DES MATERIAUX UTILISES AVEC CESAR- LCPC.	58
TABLEAU 6 : RESULTATS A LA RUPTURE SUR LA VOUTE EN MAÇONNERIE POUR LES DEUX MODELES « REELS » ET LES SIX MODELES « EQUIVALENTS ».	62
TABLEAU 7 : CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX DES MODELES POUR LA CONSTRUCTION DES NICHES DE SECURITE.	71
TABLEAU 8 : CONTRAINTES ET DEPLACEMENTS LIMITES POUR LE REVETEMENT DU TUNNEL EN MAÇONNERIE MODELISE AUX ELEMENTS FINIS.	74
TABLEAU 9 : CONTRAINTES ET DEPLACEMENTS MAXIMAUX ADMISSIBLES SUR LE BETON DU REVETEMENT DES NICHES.	75
TABLEAU 10 : DOMAINE DE STABILITE VIS-A-VIS DU REVETEMENT DU TUNNEL EN PHASE 2 AVEC APPLICATION DE 100% DES FORCES DE DECONFINEMENT AUTOUR DE LA NICHE EN PHASE DE CREUSEMENT DE LA NICHE. TERRAIN MARNEUX.	76
TABLEAU 11 : DOMAINE DE STABILITE VIS-A-VIS DU SOUTÈNEMENT DE LA NICHE EN PHASE 3 ET DE LA STABILITE DU REVETEMENT EN PHASE 2 AVEC L'APPLICATION DE 30% DES FORCES DE DECONFINEMENT AUTOUR DE LA NICHE EN PHASE DE CREUSEMENT DE LA NICHE. TERRAIN MARNEUX.	76
TABLEAU 12 : RECAPITULATIF DES DOMAINES DE STABILITE POUR LA REALISATION DES NICHES CARREES DE PROTECTION DU PERSONNEL EN TERRAI MARNEUX.	77
TABLEAU 13 : DOMAINE DE STABILITE VIS-A-VIS DU SOUTÈNEMENT DE LA NICHE EN PHASE 3 ET DE LA STABILITE DU REVETEMENT EN PHASE 2 AVEC L'APPLICATION DE 30% DES FORCES DE DECONFINEMENT AUTOUR DE LA NICHE EN PHASE DE CREUSEMENT DE LA NICHE. TERRAIN ARGILEUX.	77

Liste des figures

FIGURE 1 : PARTIES D'UN MOELLON	17
FIGURE 2 : APPAREILS DE MAÇONNERIE.	18
FIGURE 3 : ROSE D'ALTERATION DE LA MAÇONNERIE.....	20
FIGURE 4 : TYPES DE TUNNELS ANCIENS ET POURCENTAGE SUR LE RESEAU SNCF.....	21
FIGURE 5 : EVOLUTION DE LA CONSTRUCTION DE TUNNELS SUR LE RESEAU SNCF.....	21
FIGURE 6 : PARTIES DE LA SECTION D'UN TUNNEL.....	22
FIGURE 7 : EXCAVATION D'UN TUNNEL SELON LA METHODE BELGE A PARTIR D'UNE GALERIE DE FAITE.	23
FIGURE 8 : COURBE CONTRAINTE -DEFORMATION POUR UN MURET EN MAÇONNERIE.....	28
FIGURE 9 : COURBE CONTRAINTE – DEFORMATION D'UNE LOI ELASTIQUE.	28
FIGURE 10 : CRITERE DE TRESCA.....	29
FIGURE 11 : CRITERE DE MOHR COULOMB ET PLASTICITE PARFAITE.....	30
FIGURE 12 : COURBE CONTRAINTE DEFORMATION POUR LE BETON.	31
FIGURE 13 : EQUILIBRE D' ACTIONS POUR LE CRITERE DE RUPTURE.	35
FIGURE 14 : SURFACE CARACTERISTIQUE DU MODELE WILLIAM - WARNKE	41
FIGURE 15 : PHOTOS DES ESSAIS SUR MURET POUR LA PHASE II DU CEBTP.	46
FIGURE 16 : A GAUCHE : MURET EN MAÇONNERIE MODELISE AUX ELEMENTS FINIS. A DROITE : MURET SIMPLIFIE DE MEMES DIMENSIONS.	46
FIGURE 17 : COURBE CONTRAINTE – DEFORMATION DE L'ESSAI SUR MURET EN MAÇONNERIE DE L'ETUDE DU CEBTP.....	49
FIGURE 18 : CONDITIONS DE CONTOUR ET MAILLAGE SUR LE MURET D'ESSAI.	50
FIGURE 19 : VARIATION PAR RAPPORT AUX ESSAIS DE LABORATOIRE SUR MURETS EN MAÇONNERIE EN MOELLONS CALCAIRES	53
FIGURE 20 : VUE DE L'ENSEMBLE DE LA VOUTE DU CEBTP LORS DU MAINTIEN DE LA CHARGE.	56
FIGURE 21 : VOUTE MAÇONNEE UTILISEE POUR LES ESSAIS DU CEBTP ET (EN BAS A DROITE) UTILISEE POUR LA MODELISATION AUX ELEMENTS FINIS.	56
FIGURE 22 : CONDITIONS DE CONTOUR DU MODELE SUR CESAR-LCPC POUR LES APPUIS DE LA VOUTE DU CEBTP.....	59
FIGURE 23 : POSITION DES SECTIONS ET GENERATRICES DE MESURE.	60
FIGURE 24 : POSITION DES ZONES DE CHARGE ET DES POINTS DE MESURE SUR LA VOUTE MODELISEE AVEC CESAR- LCPC.	61
FIGURE 25 : GRAPHIQUES DES VARIATIONS ENTRE LES RESULTATS DES CALCULS NUMERIQUES ET LES VALEURS OBTENUES DANS L'ETUDE DU CEBTP REGROUPEES PAR GENERATRICE SYMETRIQUE, PAR LOI DE	

COMPORTEMENT ET MOYENNEES PAR CHARGE.....	63
FIGURE 26 : DEFORMEE DU MODELE EQUIVALENT A ECHELLE = $DEPLACEMENT\ MAX = 0.1\ \% TAILLE\ DU\ MODELE$..	64
FIGURE 27 : NICHE TYPE CARREE.....	67
FIGURE 28 : GEOMETRIE DU MODELE AUX ELEMENTS FINIS CESAR-LCPC POUR LA CONSTRUCTION DES NICHES DE PROTECTION DU PERSONNEL CARREES.	69
FIGURE 29 : MAILLAGE DU MODELE DE REALISATION DES NICHES DE SECURITE CARREES.	70
FIGURE 30 : A GAUCHE DEFORMEE DU LINTEAU VUE LATERALE AVEC REVETEMENT DE TUNNEL BRIQUES $E=$ 600MPa 10 M DE HAUTEUR DE COUVERTURE DE TERRAIN ET SOUTÈNEMENT DE 10 CM. A DROITE DEFORMEE DU LINTEAU VUE LATERALE AVEC REVETEMENT DE TUNNEL MOELLONS $E = 20000MPa$, 10 M DE HAUTEUR DE COUVERTURE DE TERRAIN ET SOUTÈNEMENT DE 10 CM.	79



Liste des annexes

ANNEXE 1 PROBLEMES ET ALTERATIONS DE LA MAÇONNERIE.....	97
ANNEXE 2 MODELES DE COMPORTEMENT EN INVESTIGATIONS	109
ANNEXE 3 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX UTILISES :.....	119
ANNEXE 4 CARACTERISTIQUES DES MORTIERS A CHAUX.....	123
ANNEXE 5 : ETUDE PARAMETRIQUE SUR C POUR LE MORTIER A CHAUX	125
ANNEXE 6 ESSAIS SUR MURET	145
ANNEXE 7 GRAPHIQUES RESULTAT DE LA COMPARAISON ENTRE DIFFERENTS MODELES DE COMPORTEMENT D'UNE VOUTE EN MAÇONNERIE	161



Introduction

Le besoin de développer les techniques de calcul pour les ouvrages anciens est, dans le monde de l'ingénieur civil, un sujet qui pose chaque jour problème. De nombreux ouvrages d'art, notamment ponts et tunnels, ont été bâtis depuis longtemps et leur fonctionnement est à l'ordre du jour. Leur entretien et leur complexité posent des sérieux problèmes lors des calculs de stabilité pour la construction d'ouvrages annexes, des modifications dans leur structure, des travaux de réparation, etc.

Le matériau principal avec lequel ont été bâtis tous ces ouvrages d'art anciens est la maçonnerie. Depuis des milliers d'années, l'homme utilise ce matériau de construction mais malgré le nombre d'études sur la détermination des lois de comportement et sur la définition d'un modèle numérique, l'analyse et la prévision de la réponse mécanique des structures maçonnées sont encore des problèmes ouverts.

D'ailleurs, le comportement de chaque type d'ouvrage influence en grande mesure le comportement du matériau maçonnerie. Pour cette raison il faut différencier chaque cas dans lequel le matériau maçonnerie est utilisé.

Le fil conducteur de cette étude est donc, l'utilisation de cette maçonnerie en tant que revêtement d'un tunnel. Le but principal est d'apporter une loi de comportement mécanique adaptée à ce matériau pour la modélisation aux éléments finis des ouvrages souterrains maçonnés. Ensuite, l'étude consistera à l'application des connaissances concernant la maçonnerie et les tunnels pour réaliser des fiches guide sur la stabilité des niches de sécurité du personnel creusées en tunnels anciens.

Ainsi le premier chapitre présente des notions sur le matériau maçonnerie. Des éléments bibliographiques seront présentés afin de donner des descriptions générales de la maçonnerie et différentes classifications pour ce matériau et ses constituants.

Dans le deuxième chapitre les différentes parties d'un tunnel seront décrites. Les méthodes de construction anciennes des tunnels et la description du comportement mécanique de ceux-ci seront présentées afin de fournir des points de vue pour interpréter certains résultats des calculs et aussi pour avoir une connaissance de l'historique des ouvrages que l'on étudie.

Ensuite, dans le troisième chapitre, des notions de mécanique des milieux continus seront introduites pour donner une vision globale des lois applicables au matériau maçonnerie. Par ailleurs, les outils de calcul et des nouvelles approches pour la caractérisation de la maçonnerie en cours d'investigation seront présentés afin de donner des idées pour les études aux éléments finis.

Le quatrième chapitre est dédié à la modélisation des revêtements des tunnels aux éléments finis. Dans un premier temps, l'on étudiera des micro modélisations (joints et briques ou moellons représentés de façon distincte) et des macro modélisations (maçonnerie considérée comme un matériau homogène) pour modéliser le comportement d'un muret en maçonnerie soumis à la compression simple. Ensuite une voûte maçonnée en tant que revêtement de tunnel sera modélisée pour essayer de trouver quels sont les micro et macro modèles les plus adaptés à la réalité en ce qui concerne le comportement mécanique de l'ouvrage. Pour ce faire, l'on effectuera une étude comparative entre les modélisations et des études expérimentales réalisées entre les années 77 et 90 par le CEBTP.

La dernière partie du mémoire a pour objectif l'élaboration de fiches dans le cadre du « guide du projecteur » de la SNCF en ce qui concerne la stabilité des niches de protection du personnel au moment de leur construction et une fois les travaux finis. Pour ce faire, des modèles aux éléments finis en 3D ont été utilisés ainsi que leurs résultats et tous les problèmes qu'ils engendrent.

Finalement, la conclusion donnera une synthèse des résultats obtenus dans le présent projet et proposera des nouvelles voies d'investigation, tout en posant des questions sur l'utilisation et les limites des éléments finis pour la modélisation des tunnels anciens construits en maçonnerie.

PRÉSENTATION DE LA SNCF

Historique :

La grande crise de 1929 compromet définitivement les chances de redressement des 5 compagnies ferroviaires privées de l'époque et des deux réseaux gérés directement par l'Etat. Ce dernier décide de nationaliser les chemins de fer. Cette opération s'effectue dans le cadre de la convention du 31 août 1937 qui crée pour une durée de 45 ans, à partir du 1^{er} janvier 1938, une « Société Nationale des Chemins de fer Français ».

Les trois idées directrices de la société sont :

- a) Fusionner les divers réseaux de chemins de fer en un réseau unique.
- b) Placer ce réseau sous la responsabilité de l'état.
- c) Faire en sorte que ce réseau parvienne à équilibrer ses recettes et ses dépenses.

La SNCF de 1938 est une société anonyme d'économie mixte dont l'état possède 51 % du capital. Le 49 % restant appartient aux actionnaires des sociétés financières ayant succédé aux cinq anciennes compagnies.

Le 31 décembre 1982, la convention arrive à expiration. L'ensemble de la SNCF revient à l'état, qui la dote d'un nouveau statut.

En application de la loi d'orientation des transports intérieurs (loi LOTI) du 30 décembre 1982, qui traite des différents modes de transport en France en leur appliquant des dispositions légales communes, la SNCF, qui garde son sigle, devient un EPIC (établissement public à caractère industriel et commercial). Un cahier des charges et des contrats de plan pluriannuels fixent les relations entre l'état et l'entreprise, l'état continuant à apporter une aide correspondant aux tarifs sociaux voyageurs et à l'exploitation des services d'intérêt régional.

L'évolution de la SNCF met en évidence sa double vocation de service public contribuant à l'aménagement du territoire et d'entreprise commerciale soumise à la concurrence.

Malheureusement, les résultats financiers ne sont pas à la hauteur des succès et des ambitions de l'entreprise, notamment du fait d'un endettement très lourd lié aux investissements nécessaires pour le développement et la modernisation du réseau.

La loi du 13 février 1997 a comme objectif de résoudre ces difficultés structurelles et de répondre aux impératifs de la construction européenne. Un nouvel établissement public à caractère industriel et commercial est créé : Réseau Ferré de France (RFF), qui devient propriétaire du réseau ferré national et reprend la dette de la SNCF.



RFF a la charge d'assurer le financement et le développement, la cohérence et la mise en valeur du réseau.

La SNCF assure ainsi deux missions distinctes, transporteur et exploitant du réseau et gestionnaire de l'infrastructure. Comme transporteur, elle paye des péages à RFF ; pour la gestion et l'entretien des infrastructures, elle est rémunérée par RFF.

1. QU'APPELLE-T-ON UNE MAÇONNERIE ? VOCABULAIRE BASIQUE.

Selon la définition du groupe de travail n° 14 de l'AFTES, la maçonnerie est « *un mode d'assemblage des moellons de pierres ou de briques se différenciant par leur appareillage, c'est-à-dire, le détail de la forme et la disposition des pierres ou briques dans un ouvrage. Par extension, cela s'applique aux ouvrages en béton non armé.* »¹

1.1 La maçonnerie en pierre :

Les définitions fournies dans cette partie peuvent être extrapolées à la maçonnerie en briques en faisant un rapport logique.

Les pierres à bâtir seront les roches qui, après avoir été triées, peuvent constituer un élément de maçonnerie. Il existe deux classes selon si elles sont, ou pas, attaquées par acide chlorhydrique (HCl) :

- a) Calcaires : Sont les plus utilisées et ont des caractéristiques très variables :
 - a. Classifiées selon la norme NF B.10.301 : Selon la vitesse du son, la masse volumique et la dureté superficielle.
 - b. Classifiées couramment : Oolitiques, encrines, lacustres ou travertins, grossier, tufs calcaires, dolomies.
- b) Siliceuses : Granits, porphyres, trachites, basaltes, andésites, schistes, grès, gneiss, gneiss, silex, meulière...

Les différentes parts d'un moellon (pierres provenant des carrières les plus proches d'un ouvrage d'art de qualité mécanique et résistance variables) sont:

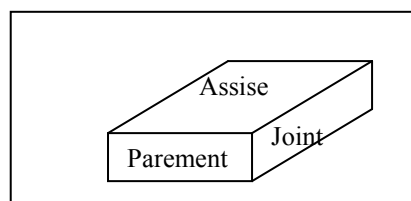


Figure 1 : Parties d'un moellon

¹ Nomenclature des parties d'ouvrages des tunnels. AFTES Groupe travail n°14. Avril 1980.

D'ailleurs, les caractéristiques d'une pierre pour être utilisée comme maçonnerie sont :

- a) Résistance suffisante qui sera déterminée par sa provenance.
- b) Texture compacte et homogène.
- c) Bonne adhérence avec le mortier.
- d) Résistance aux intempéries, à l'usure, à l'érosion et au choc.
- e) Facilement taillables.

1.2. La maçonnerie en brique :

Les caractéristiques des briques pour être utilisées en maçonnerie sont:

- a) Homogénéité : Pas d'inclusions ou grains de chaux.
- b) Résistance adéquate.

1.3. Caractéristiques communes et généralités :

Le mode d'assemblage des moellons ou briques peut être :

- *Appareillage* : Moellons tuilés et placés selon dessin établi.
- *Assisée* : Moellons à assises régulières.
- *Hourdée* : Eléments liaisonnés par mortier.
- *Opus incertum/ brouillée* : Moellons ordinaires employés en parement.
- *Mixte* : Matériaux de nature différente.
- *Mosaïque* : Non polygonal.
- *Blocage hourdé* : Maçonnerie formée des matériaux de différentes grosseurs jetés pêle-mêle avec un peu de mortier. (Une sorte d'Opus incertum utilisé pour assurer le contact avec l'encaissement à l'arrière du revêtement).
- *Meulière* : maçonnerie ancienne

Les appareils de maçonnerie sont reconnus sur le dessin suivant :

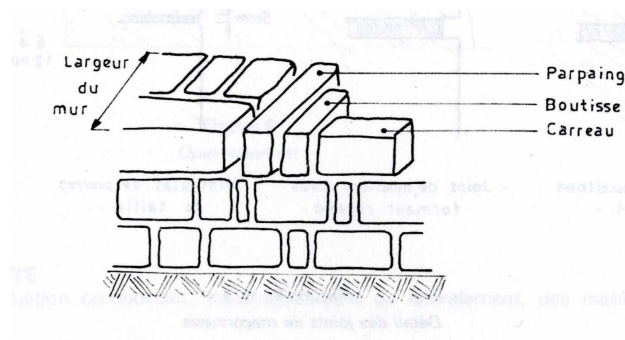


Figure 2 : Appareils de maçonnerie.

1.4. Paramètres de description de la maçonnerie ²:

Il existe 4 paramètres de description d'une maçonnerie (deux de nature et deux d'état)³ :

a) Paramètres de nature :

-abondance (du mortier) :

- 0.-« peu abondant » : joints étroits.
- 1.- non noté.
- 2.- « abondant » ou « petits moellons ».
- 3.- « très abondant » ou « dominant ».
- 4.- « seul ».

-compacité (du mortier) :

- 0.-« compact ».
- 1.-moyen : non noté.
- 2.-« alvéolaire » ou « légèrement caverneux ».
- 3.-« très caverneux » ou « absent » (blocage ou maçonnerie sèche)

b) Paramètres d'état :

-fracturation (de l'ensemble de la maçonnerie ou du béton)

- 0.- bon
- 1.-« fissuré » ou non noté.
- 2.-« fracturé » ou « légèrement fragmenté ».
- 3.-« fragmenté ».
- 4.-« désagrégé » ou « très fragmenté »

-dureté ou altération (du moellon, de la brique et surtout du mortier)

- 0.-« dur ».
- 1.-« assez dur ».
- 2.-« tendre » ou « altéré ».
- 3.-« très tendre » ou « très altéré ».
- 4.-« pulvérulent » ou « lessivé ».

² Annexe 1 : Problèmes et altérations de la maçonnerie.

Pour indexer cette altération on mettra 1,5 pour les composants légèrement altérés et 0,5 pour les altérations fortes au long des joints. De la même manière, on utilisera les « roses » d'altération comme montre le schéma ci-contre:

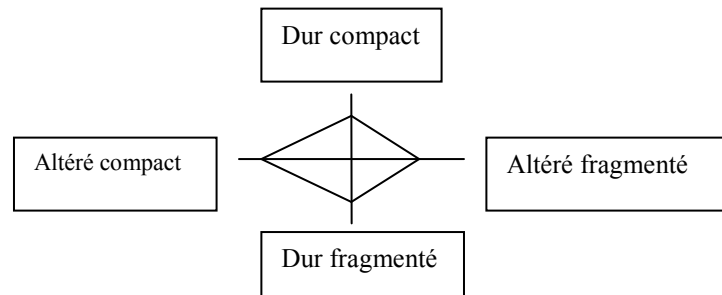


Figure 3 : Rose d'altération de la maçonnerie

En conclusion, la maçonnerie est un matériau composite ayant comme constituants des briques ou moellons et des joints. Ce matériau composite a des caractéristiques mécaniques propres et est influencé fortement par son environnement et sa mise en place. La caractéristique principale de la maçonnerie comme revêtement est sa souplesse, due à l'assemblage des blocs liés par mortier, susceptible de se déformer avec une amplitude relativement grande.

³ Les altérations des maçonneries carbonatées des tunnels ferroviaires anciens. François Marie Pellerin 1978

2. LES TUNNELS CONSTRUITS EN MAÇONNERIE.

Dans le réseau national SNCF, il existe 1000 tunnels en maçonnerie (moellons et briques). C'est pour cette raison que dans cette partie nous allons étudier les parts de ces tunnels, leur méthode de construction et leur comportement aux contraintes.

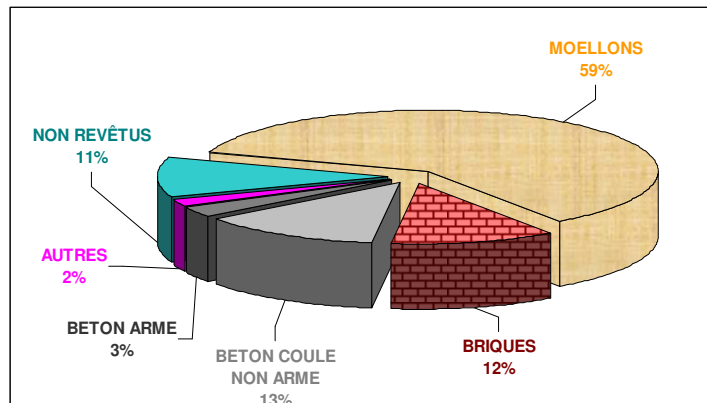


Figure 4 : Types de tunnels anciens et pourcentage sur le réseau SNCF.

Pour la plupart ces tunnels ont été construits avant 1900, ce qui pose le problème de leur altération, et leur rénovation avec des problèmes d'augmentation de gabarit et construction de niches de protection de personnel.

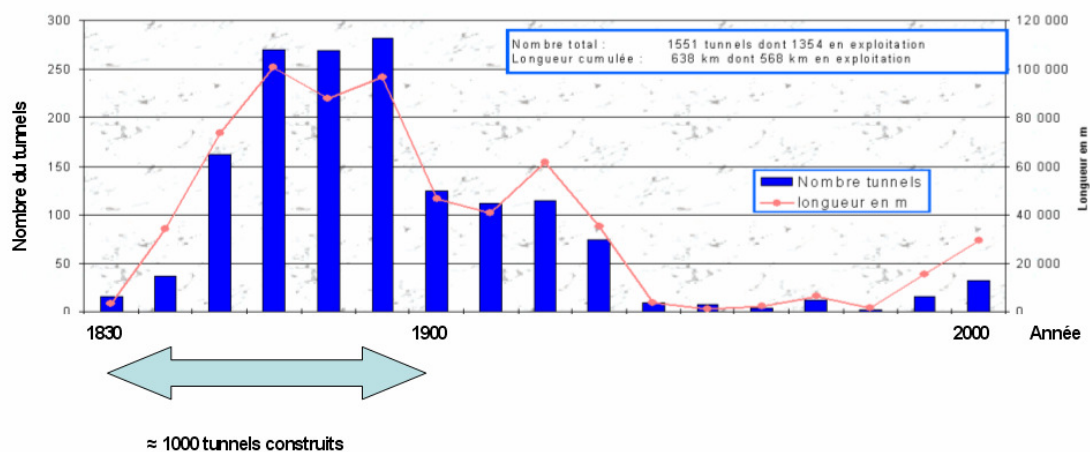


Figure 5 : Evolution de la construction de tunnels sur le réseau SNCF

Même si le but de ce rapport n'est pas d'étudier l'altération des maçonneries, un récapitulatif bibliographique de ces altérations a été réalisé. L'étude de ces altérations donne une idée encore plus précise de comment cette maçonnerie fonctionne et évolue au cours du temps. Pour cette raison vous pouvez trouver ce récapitulatif sur les altérations sur l'Annexe 1.

2.1. Vocabulaire : parties du profil en travers des tunnels.

Les différentes parties sont détaillées sur le dessin ci-dessous :

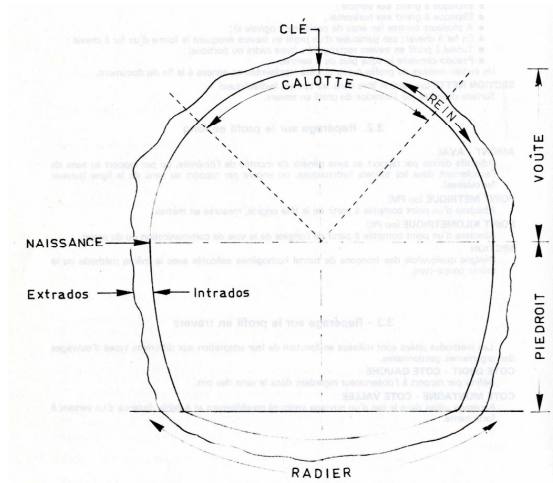


Figure 6 : Parties de la section d'un tunnel.

2.2. Anciennes méthodes de construction :

Sur le millier de tunnels anciens du réseau SNCF construits en maçonnerie, 75% sont construits par la méthode belge et 15% par la méthode anglaise.

Les méthodes d'excavation anciennes étaient très différentes de celles modernes et c'est pour cette raison que les points suivants, relatifs à leur construction et à leur comportement, peuvent être cités :

- a) Plus de déconsolidation du terrain en front de taille.
- b) Irrégularités géométriques importantes.
- c) Vides à l'extrados.
- d) Mauvais rabattement des nappes.

2.2.1. Méthode anglaise :

Cette méthode, contrairement aux méthodes qui seront introduites postérieurement, est une méthode à pleine section et non à section divisée.

Les phases de construction sont :

- 1.- Terrassement à pleine section.
- 2.- Construction des piédroits.
- 3.- Construction de la voûte.

Cette méthode n'entraîne qu'un seul niveau de clavage situé en clé de voûte qui peut être siège des malfaçons habituelles : sous-épaisseur, absence de blocage, abandon de bois de blindage.

Elle nécessite un fort boisage dont le tassement facilite la décompression du terrain lors du percement. Le surcreusement dû aux longrines va également favoriser une autre phase de décompression lors de leur retrait en cas d'absence de blocage.

2.2.2. Méthode belge :

La particularité de cette méthode est l'excavation d'une galerie primaire (galerie de fâte) d'accès avec une reprise en sous oeuvre des piédroits.

- Phases :
- 1.- Galerie de fâte.
 - 2.- Abattage au large.
 - 3.- Terrassement du stross (partie de terrain au dessous de la voûte).
 - 4.- Piédroit 1ère phase.
 - 5.- Piédroit 2ème phase.

Phases dans le cas des terrains peu consistants :

- 1.- Galerie de fâte.
- 2.- Abattage au large.
- 3.- Piédroit 1ère phase.
- 4.- Piédroit 2ème phase.
- 5.- Terrassement du stross.

La méthode belge avec abattement du stross par puits fut abandonnée en raison d'accumulation d'eau dans les puits.

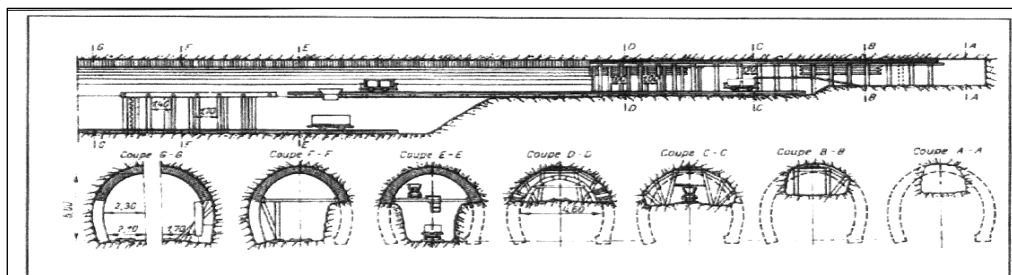


Figure 7 : Excavation d'un tunnel selon la méthode belge à partir d'une galerie de fâte.

Un fois la voûte construite, les assises de la voûte avec les piédroits ne sont pas horizontales car la transmission optimale des efforts se fait quand les moellons sont perpendiculaires à l'intrados.

Cette méthode est bien adaptée aux terrains hétérogènes mais, cependant, il existe trois problèmes principaux :

1. Trois niveaux de clavage avec nécessité de procéder à des abattages après travaux de maçonnerie.
2. Radiers construits à la fin des travaux.
3. A chaque niveau de clavage existe une sous - épaisseur de la maçonnerie, une absence de blocage et, donc, un abandon du boisage.

Dans cette méthode il faut aussi tenir compte des problèmes suivants pour les roches à grande déformation :

- a) Marnes : gonflement lié à leur altération.
- b) Anhydrite : pression de gonflement (jusqu'à 20 bars) due soit à une pression d'hydratation ou une pression de cristallisation.

2.2.3. Méthode autrichienne :

Les phases de construction pour cette méthode sont :

- 1.- Galerie de base.
- 2.- Galerie de faite.
- 3.- Abattage.
- 4.- Terrassement piédroit 1^{ère} phase.
- 5.- Terrassement piédroit 2^{ème} phase.

Il existe un seul niveau de clavage (classique) mais la méthode la plus employée est celle avec 3 niveaux de clavage (revêtement de la voûte construite avant des piédroits).

L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de conserver longtemps une galerie équipée pour l'évacuation des déblais et l'approvisionnement du chantier.

Et les principaux inconvenients sont :

- Beaucoup de boisage utilisé pendant les travaux.
- Beaucoup des ouvriers pour la construction.

2.2.4. Méthode allemande :

Le phasage de cette méthode est :

- 1.- Terrassement piédroit 1ère phase.
- 2.- Terrassement piédroit 2ème phase.
- 3.- Galerie de faite.

4.- Etablissement de la voûte.

5.- Terrassement du stross.

Avantages :

- Méthode adaptée aux terrains difficiles.
- Bonne résistance aux poussées latérales.
- Un seul niveau de clavage.
- Peu de boisages longs.

Inconvénients :

- Eventuelle mauvaise tenue du stross (malfaçons géométriques).
- Très coûteuse.

2.3. Principes de fonctionnement des ouvrages maçonnés dans les souterrains :

Le revêtement d'un tunnel est utilisé afin de confiner le terrain encaissant et d'éviter la décohéssion du sol et, en conséquence, la chute du terrain ou la création de fontis. Ce revêtement a été normalement conçu comme une voûte qui travaille principalement en compression et qui transmet les efforts aux assises inférieures.

Alors, les compressions les plus importantes ont lieu sur l'intrados des piédroits car ceux-ci sont les zones où ils sont transmis les efforts supportés par la clé.

En ce qui concerne les tractions, bien qu'elles soient beaucoup moins importantes que les compressions, elles existent et se trouvent principalement à l'extrados de la base des piédroits, au niveau de la jonction entre le radier et le piédroit. De la même façon, on peut trouver des tractions sur l'intrados du radier et l'intrados de la clé.

Finalement, les contraintes de cisaillement (τ) se trouvent principalement sur l'intrados du piédroit et sont presque nulles sur l'intrados du radier ainsi que sur l'extrados des piédroits.

En deuxième plan, les déplacements produits par ces contraintes donnent habituellement une surélévation du radier et un tassement de la clé.

Par ailleurs, dans le cas d'un chargement sur le revêtement excessif, la plastification du revêtement maçonné se produit dans les joints du mortier surtout dans les zones tendues ou dans les zones à très forte compression, c'est-à-dire, en base des piédroits (intra et extrados).



3. APPROCHES DES LOIS DE COMPORTEMENT POUR LA MAÇONNERIE :

3.1. Modèles de Mécanique des Milieux Continus et maçonneries homogénéisées.

Pour modéliser la maçonnerie comme un matériau de construction, il faut tenir compte du fait que l'on est en face d'un matériau ni homogène ni isotrope ce qui nous mène à une situation complexe pour le choix du critère de comportement.

Pour la modélisation de la maçonnerie l'on se trouve face à un problème difficile dû à :

1. L'hétérogénéité du matériau : mortier + moellons ou mortier + briques
2. Différentes sollicitations donnent des lois de comportement différentes.
3. Les procédés de fabrication influencent le comportement du matériau.
4. La mise en œuvre du matériau influence, aussi, son comportement.

Ce comportement aléatoire de la maçonnerie nous porterait à utiliser des lois probabilistes pour décrire son fonctionnement mais on s'aperçoit que, dans la littérature, jusqu'à aujourd'hui, seuls des modèles élastiques linéaires isotropes sont utilisés. Or, ces modèles posent certains problèmes :

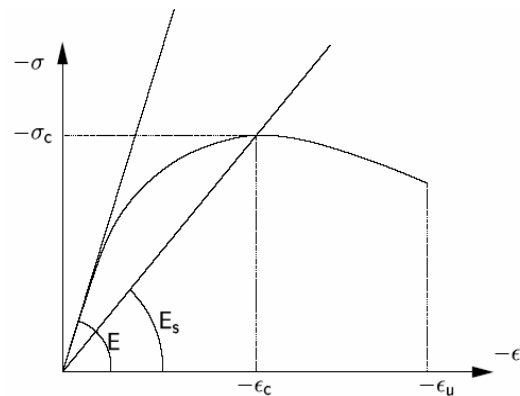
- a) Ne pas prendre en compte l'hétérogénéité du matériau induite par la présence des joints en mortier.
- b) Dispersion des résultats car la définition d'un critère de résistance n'est pas aisée.

Malgré tout comme A. Bernardet⁴ dit : « *Réellement tous les matériaux sont hétérogènes à une ou plusieurs échelles d'observation comprises entre celle de l'observation macroscopique et celle des atomes. Les lois de comportement ne peuvent que refléter et subir les conséquences de ces hétérogénéités et discontinuités. Pour cette raison l'on a créé la Mécanique des Milieux Continus. Cependant, l'application de l'hypothèse de Milieu Continu est, déjà, en elle-même, une hypothèse assez grossière et discutable.* »

Comme le montre le graphique sur la page suivante, d'un essai de compression uniaxial perpendiculaire aux joints sur un mur en maçonnerie, la loi n'est ni élastique ni linéaire, et l'hypothèse d'isotropie n'est pas macroscopiquement valable. Pour cette raison on va étudier les hypothèses élastiques et, ensuite les approches plastiques seront introduites pour essayer de trouver une approche différente.

⁴ Modélisation des tunnels anciens 1ere phase. Rapport de Synthèse SIMECSOL. A. BERNARDET 15/04/1999.

Figure 8 : Courbe contrainte -déformation pour un muret en maçonnerie



La recherche bibliographique concernant la modélisation du comportement de la maçonnerie montre, aussi, l'utilisation prédominante de deux types d'approches :

- a) **Macro modélisation** : une approche supposant un matériau « équivalent » homogénéisé. La recherche d'un tel matériau est le but principal dans ce rapport.
- b) **Micro modélisation** : une approche reprenant le comportement de chaque constituant (pierre, brique, interface...). Cas utilisé dans ce rapport pour élaborer un modèle dit « réel » qui servira à caler les modèles « équivalents ».

3.1.1. Comportement des matériaux homogènes et rappels de la Mécanique des Milieux continus :

3.1.1.1. Modèle élastique linéaire isotrope :

Comme mentionné ci avant, la majorité des projets ont été calculés à l'aide de l'hypothèse élastique et du comportement élastique linéaire en compression. M. Delbecq précise que cette hypothèse est tout à fait valable pour le calcul des voûtes car toutes les voûtes de ce type ont été construites anciennement en prenant cette hypothèse.

D'autre part, l'hypothèse classique de comportement de la maçonnerie stipule que le matériau ne peut transmettre qu'une contrainte de compression en raison de la fragilité des joints en mortier. On prend, alors, les hypothèses de calcul d'Euler Bernoulli avec des sections planes et un effort de compression avec une distribution linéaire.

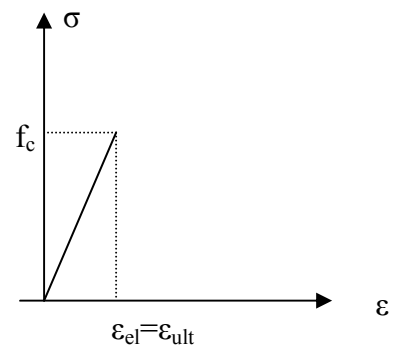


Figure 9 : Courbe contrainte – déformation d'une loi élastique.

En effet, le domaine dit élastique est le domaine réversible d'un matériau. Dans ce domaine les contraintes sont proportionnelles aux déformations. La relation entre contraintes et déformations est :

$$\{\varepsilon\} = [A]\{\sigma\}$$

Lorsque le matériau est isotrope son comportement est pareil dans toutes les directions de l'espace (l'on doit définir seulement le module de Young E et le coefficient de Poisson ν).

Cependant, quand le comportement est anisotrope la définition des paramètres de comportement devient un peu plus compliquée (36 paramètres à définir). Heureusement, les matériaux en génie civil suivent, habituellement, des directions d'isotropie et alors la matrice de rigidité se transforme en une matrice « orthotrope » :

$$[A] = \begin{bmatrix} 1/E_1 & -\nu_{12}/E_1 & -\nu_{13}/E_1 & 0 & 0 & 0 \\ & 1/E_1 & -\nu_{13}/E_1 & 0 & 0 & 0 \\ & & 1/E_3 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 1/2G_{12} & 0 & 0 \\ & & & & 1/2G_{13} & 0 \\ & & & & & 1/2G_{13} \end{bmatrix}$$

Matrice symétrique et avec $2G_{12} = \frac{E_1}{1 + \nu_{12}}$. L'hypothèse d'orthotropie sera habituellement simplifiée à l'isotropie, vu le manque de données concernant les paramètres E_3 , G_{13} et ν_{13} .

3.1.1.2. Modèles plastiques :

Au-delà d'une certaine valeur de la contrainte appliquée sur le matériau (dit limite élastique uniaxiale f_e) le comportement n'est plus réversible mais plastique. L'écoulement plastique peut avoir un écrouissage positif, négatif, ou nul (plasticité parfaite). Si il existe écrouissage la charge varie jusqu'à la rupture f_c .

Vis-à-vis d'une sollicitation multiaxiale le comportement élastique s'inscrit dans une surface de charge définie dans l'espace des contraintes. L'équation de cette frontière est $f(\sigma)=0$, et elle définira le comportement plastique.

3.1.1.2.1. Critère de Tresca :

Il établit que le domaine élastique se termine quand la contrainte de cisaillement maximale arrive à la moitié de la limite élastique uniaxiale :

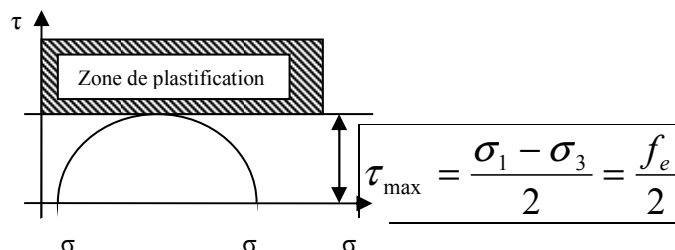


Figure 10 : Critère de Tresca

Dans l'espace des contraintes principales la surface est un prisme hexagonal ayant pour axe $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$

3.1.1.2.2. Critère de Mohr Coulomb :

Celui-ci est une généralisation du critère de Tresca, dans lequel la contrainte de cisaillement maximale dépend de la cohésion du matériau c et de son angle de frottement φ . La surface de charge de ce critère s'écrit :

$$f(\sigma) = (\sigma_1 - \sigma_3) + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0$$

Dans l'espace des contraintes principales la surface pour $f(\sigma)=0$ est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Ce critère donne un comportement plastique parfait utilisé par John Page⁵ pour modéliser la maçonnerie.

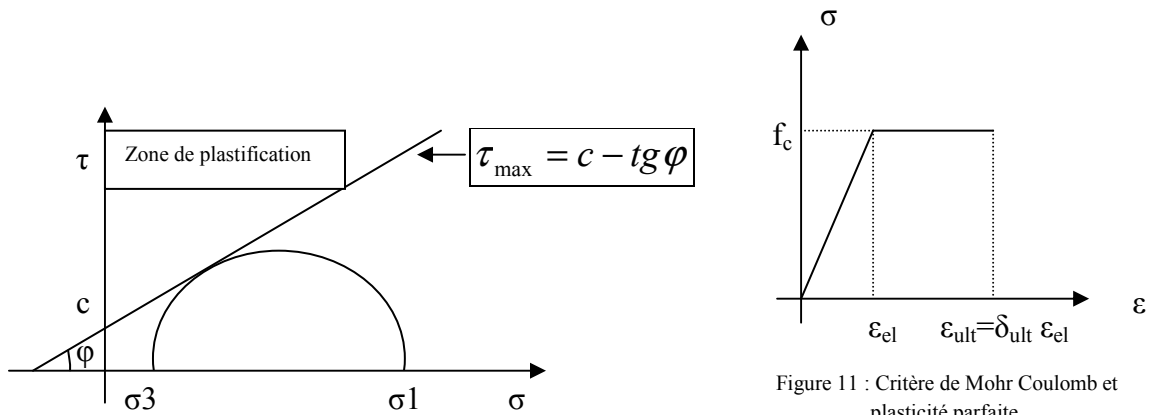


Figure 11 : Critère de Mohr Coulomb et plasticité parfaite.

3.1.1.2.3. Critère de Von Mises :

Il est exprimé par :

$$f(\sigma) = (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 - 2f_e^2 = 0$$

En utilisant le deuxième invariant du tenseur déviatorique des contraintes J_2 :

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$$

on obtient : $\sqrt{J_2} - \frac{f_e}{\sqrt{3}} = 0$

et finalement $\tau_{\max} = \frac{f_e}{\sqrt{3}}$.

⁵ Masonry arch bridges. State of art review. John PAGE 1993.

Ce modèle, qui est représenté par un cylindre dont l'axe est $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, convient bien aux matériaux dont la limite élastique f_e est la même en traction qu'en compression (ex. acier) mais pas pour la maçonnerie qui a une très faible résistance à traction.

3.1.1.2.4. Critère de Drucker-Prager :

Ce critère peut être mieux adapté pour la modélisation des maçonneries car il intègre le bénéfice du frottement interne dû aux compressions. Il est défini comme :

$$f(\sigma) = \sqrt{J_2} + \alpha \frac{I_1}{3} - \alpha H = 0 \quad \text{où } I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3.$$

Il est représenté par un cône dans l'espace des contraintes principales d'axe $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Dans

ce cas on peut définir, aussi $\tau_{\max} = \frac{f_e}{\sqrt{3}}$. Les autres paramètres du modèle sont définis par c et

φ :

$$\alpha = \frac{2\sqrt{3} \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad c = H \operatorname{tg} \varphi \quad \alpha H = \frac{2\sqrt{3} c \cos \varphi}{3 - \sin \varphi}$$

3.1.1.3. Assimilation au béton – Loi parabolique:

Même si les hypothèses décrites ci-dessus sont les plus courantes d'autres voies d'investigation ont été découvertes comme celle de Kent & Park (1971) qui donne à la maçonnerie un comportement similaire à celui du béton. Aussi, Priestley & Elder (1983) développent cette théorie puisque la maçonnerie, et, notamment celle en *opus-incertum*, est un agrégat de mortier plus cailloux, caractéristiques qui peuvent être assimilées à celles du béton.

Néanmoins, il faut faire attention avec ces modèles car ils entraînent une quantité importante de variables et il faut beaucoup d'essais pour qu'ils soient calibrés. Ils définissent la limite de rupture en les assimilant aux conditions de rupture du béton (matériau isotopique, matériau quasi – fragile, similaire critère de rupture à échelle macroscopique).

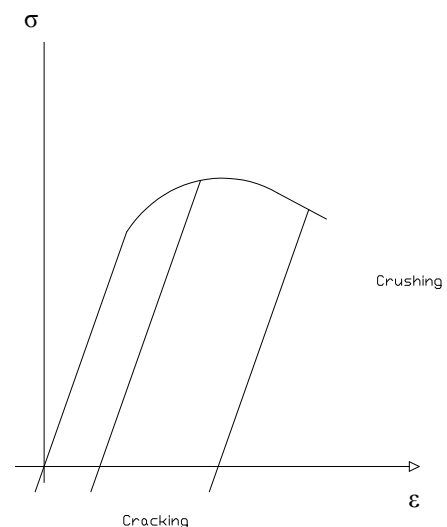


Figure 12 : Courbe contrainte déformation pour le béton.

Mais, cependant, il existe des différences entre béton et maçonnerie:

1. La rupture dans le béton est aléatoire alors que dans la maçonnerie elle se produit habituellement aux joints.
2. La maçonnerie ne transmet pas des efforts de traction aussi importants que ceux du béton.

De toute façon le critère de rupture dit « parabolique » qui a été développé pour représenter le comportement du béton nous permet de définir des limites de compression et traction de la maçonnerie en permettant en même temps une plastification une fois dépassée l'élasticité associée de Hooke.

3.2. Outils de calcul :

Les différents outils de calculs existants permettent de refléter plus ou moins fidèlement la géométrie de la structure, les anisotropies et hétérogénéités des matériaux ainsi que des sollicitations. La différence principale entre ces outils est la manière de résoudre les équations en jeu, c'est-à-dire, la résolution de l'intégration des fonctions déplacement.

Les différentes méthodes numériques conduisent à résoudre des problèmes numériques dont les équations de base sont les suivantes :

- loi de comportement des matériaux (propriétés rhéologiques des matériaux),
- équation différentielle d'équilibre (avec les conditions aux limites),
- les équations de mouvement,
- les relations traduisant la continuité du milieu.

Les principales méthodes numériques que nous utiliserons dans cette étude sont :

3.2.1. Eléments finis :

La méthode des éléments finis est la plus répandue de toutes les méthodes numériques. Elle permet de décrire des systèmes matériels par une représentation schématique de la géométrie, des conditions aux limites et du comportement des matériaux. Cette représentation est formée d'un assemblage d'éléments de dimensions finies appelé maillage. Les déplacements des points de continuité sont les inconnues du problème et les contraintes internes sont déduites des déplacements et de l'état initial.

La région intéressée est discrétisée en un certain nombre d'éléments et, alors, les équations sont exprimées comme somme d'intégrales sur chaque élément. Sur ces éléments, on définit aussi les fonctions d'interpolation des déplacements. La continuité d'un élément à l'autre est assurée par l'expression des équations en fonction du déplacement aux nœuds frontière entre éléments adjacents.

Les déplacements sont donc trouvés en résolvant le système d'équations en utilisant le principe de minimisation d'énergie potentielle ou le principe des travaux virtuels.

Le principe de résolution nécessite des processus de discrétisation simultanés (Mestat 1997) :

- une discrétisation spatiale du domaine géométrique,
- un schéma d'intégration locale si les lois de comportement sont définies sous une forme différentielle,
- dans les cas non - linéaires, une discrétisation du chargement : incréments successifs,
- processus de résolution incrémental et itératif pour les lois non linéaires.

3.2.1.1. Plaxis V.8 :

Logiciel de calcul aux éléments finis, il est très utilisé dans le monde de la géotechnique. Différentes lois de comportement sont proposés. Les plus adaptées à la maçonnerie sont la loi de Mohr Coulomb, la loi de Tresca comme une simplification de la loi de Mohr Coulomb

($\varphi=0$ et $\tau = \frac{f_c}{2}$) et la loi élastique linéaire. Pour modéliser ces lois dans Plaxis, l'on propose des « *Material Modes* » :

-« *Elastic model* ».

-« *Mohr Coulomb Model* ».

-« *Jointed Rock model* » : Celui-ci est un modèle élastique - plastique anisotrope où le cisaillement plastique arrive seulement en un nombre limité de plans de cisaillement. Ce modèle est très bien adapté à la modélisation de massifs rocheux où il y a jusqu'à trois plans de stratification (ou familles de discontinuités). Dans notre cas on pourrait envisager de modéliser les joints comme les discontinuités d'un massif rocheux.

3.2.1.2. CESAR-LCPC:

Dans le logiciel aux éléments finis CESAR-LCPC, il existe différentes lois de calcul de comportement pour les matériaux dans lesquels il faut entrer les paramètres suivants:

- Élasticité linéaire isotrope (Imod=1): ρ , E , ν .
- Mohr Coulomb sans écrouissage (Imod=10) : ρ , E , ν , c , φ , ψ (dilatance).
- Von Mises sans écrouissage (Imod=11): ρ , E , ν , K (résistance au cisaillement simple).
- Drucker – Prager sans écrouissage (Imod=13): ρ , E , ν , c , φ , ψ (dilatance).
- Frottement de Coulomb (Famille 6): E , R_t (résistance à la traction simple), c , φ , ψ .
- Loi du critère parabolique : ρ , E , ν , R_t , R_c .

Si on reprend les paramètres pour la modélisation aux éléments finis on peut ajouter :

$$\tau_{\max} = \frac{f_e}{2} \quad \text{Contrainte de cisaillement maximale pour le critère de Tresca.}$$

$$k = \frac{f_e}{\sqrt{3}} \quad \text{Contrainte de cisaillement maximale pour le critère de Von Mises et Drucker – Prager.}$$

f_e = Limite élastique uniaxiale.

3.2.2. Eléments distincts :

Cette méthode 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 défini comme un empilement de blocs rigides ou déformables. 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 et leur résolution est menée pas à pas. A chaque pas de temps, la position des blocs est réactualisée pour voir l'apparition de décollements ou de nouveaux contacts.

Selon la filiale allemande de ITASCA (entreprise qui commercialise UDEC – Universal Distinct Element Code) : « *Most of the above given material models are continuum-approaches, which account for a continuum-based solution method. For instance, the multi-surface approaches include some plastic yield surfaces that map failure within the head or bed joints. In UDEC, you don't need such approach, because it is possible to model the masonry structure in its very native nature: Incorporating both stones and joints directly. Therefore, the usage of simple constitutive models is possible (maybe by using a Mohr-coulomb failure criterion for both stone and joints). Some approaches within distinct elements prefer also a Drucker-Prager-Model for the stones. The given material models are all available in UDEC.* »⁶

Les inconvénients de cette méthode sont la nécessité d'entrer la géométrie précise des blocs et que les pas de temps doivent être choisis suffisamment petits car sinon le temps de calcul peut être prohibitif. De plus cette méthode est réputée peu performante sur le calcul des contraintes dans les blocs.

⁶ Dipl.-Ing. Marc-André Keip. Itasca Consultants GmbH. Mail reçu le 25/06/2007.

Par ailleurs, différentes études ont été réalisées pour comparer l'efficacité entre cette méthode et les éléments finis. D'un côté D. Raffard⁷ conclut que les temps de calcul sont beaucoup plus courts pour la méthode FEM (Finite Element Method) en donnant une précision du même ordre de grandeur sur les déformations. De l'autre côté, A. Giordano⁸ fait une autre comparaison et en conclut que avec les DEM (Distinct Element Method) les grands déplacements sont admis mais les déformations internes des blocs ne sont pas bien décrites.

3.2.3. Calcul à la rupture :

Cette méthode ne calcule pas les contraintes dans la maçonnerie mais s'interroge sur la capacité portante globale de la voûte maçonnée, 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 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 blocs élastiques. Chaque bloc (i.e. brique) doit être en équilibre et en tout point de sollicitation, M (moment) – N (effort normal) doit s'inscrire dans les diagrammes de M-N.

Finalement, dans ce cas la maçonnerie est considérée comme un matériau qui ne supporte pas la traction, hypothèse contredite expérimentalement et qui pose des problèmes lorsque l'on veut expliquer des comportements dynamiques (séismes...) dans ce type de matériaux.

$$\begin{cases} |M_i| \leq N_i \frac{h_i}{2} \left(1 - \frac{N_i}{\sigma_0 S_i} \right) \\ |T_i| \leq N_i \tan \varphi \end{cases}$$

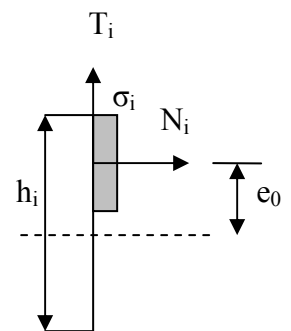


Figure 13 : Equilibre d'actions pour le critère de rupture.

Pour le calcul à la rupture des ponts construits en maçonnerie, des logiciels ont été développés comme les logiciels VOUTES et RING. En faisant un calcul comparatif entre ces logiciels et PLAXIS, on peut conclure que les résultats donnent des ordres de grandeur semblables et cohérents⁹.

Le logiciel RING offre une approche très exacte par rapport au calcul aux éléments finis des ponts construits en maçonnerie. Bien qu'il prenne des hypothèses élastiques pour résoudre les problèmes le fait de pouvoir introduire des caractéristiques homogénéisées et de modéliser les fissures et les joints offre des possibilités remarquables pour cette sorte de calculs.

⁷ Delphine RAFFARD, modélisation de structures maçonnées par homogénéisation numérique non linéaire. Application aux ouvrages d'intérêt archéologique. Thèse doctorat INPL, Vandœuvre Lès Nancy, 2000.

⁸ A. GIORDANO, « Modelling of historical masonry structures : comparison of different approaches through a case study » Engineering Structures, vol.24, issue 8, January 2002, pp. 1057-1069.

⁹ KIRSH, Antoine. *Les ponts voûtés maçonnés, technique du passé, ouvrages d'avenir*. Thèse de doctorat.

Les modèles de calcul de friction que RING offre assurent que la surface de glissement entre blocs adjacents est accompagnée par une séparation entre blocs nommée « dilatant friction » ou « plastic shearing ». Pour la majorité des problèmes d'arche, cette hypothèse n'affecte pas le calcul de la force de rupture.

Malgré tout, ce logiciel donne seulement des valeurs de la force ou charge de rupture et pas du tout des déplacements ou contraintes à chaque point de l'arche. Pour cette raison, nous avons abandonné l'utilisation de ce logiciel dans la présente étude.

3.3. Modèles de caractérisation particuliers en investigation ¹⁰:

Les hypothèses qui suivent partent des modèles de comportement de la mécanique des Milieux Continus que l'on vient de présenter. Aussi les différents chercheurs ont utilisé les outils de calcul montrés ci-avant. Alors, dans le tableau récapitulatif suivant sont résumées les principales théories auxquelles nous avons eu accès. L'approfondissement et la formulation de ces théories se trouve dans l'Annexe 2 : *Modèles de caractérisation particuliers en investigation*.

¹⁰ Dans l'Annexe 2 se trouve l'ampliation des « Modèles de caractérisation particuliers en investigation ».

Tableau 1 : Modèles de caractérisation particuliers. Théories en investigation.

<u>Réf</u>	<u>Type d'étude</u>	<u>Type d'échantillon</u>	<u>Type de Charge</u>	<u>Résultats</u>	<u>Critique</u>
STAFFORD 1971	-Etude expérimentale et analyse par éléments finis en élasticité linéaire .	-Triplet de briques avec joint ciment/sable	-Parallèle et perpendiculaire au plan du joint.	-La rupture se produit dans le mortier par traction. Trois phases de rupture du joint : 1.- Traction décollement. 2.- Rupture par glissement avec frottement interne. 3.- Ecrasement (plastification ou endommagement du joint).	-Réalité est assez différente des hypothèses prises.
HENDRY 1978	-Etude théorique basée sur des expérimentations sur briques pleines.	-Différents types de panneaux avec joint ciment/chaux/sable	-Contrainte compression/cisaillement.	-Rupture par fissuration diagonale a travers les briques et le mortier. -Formule empirique pour cisaillement. -Les formules proposées intègrent à la fois la géométrie et le comportement de l'interface.	- Utilisation de formules empiriques. - Maçonnerie considérée comme un pseudo – matériau.
SCHNEIDER 1978	-Etude expérimentale sur la résistance au cisaillement de maçonneries.	-Eléments murs	-Chargement normal et horizontal appliqué selon différents types de modes opératoires	-La résistance au cisaillement dépend dans une large mesure de l'échantillon et du mode d'application de la charge.	
SAMARICHING 1978	-Etude expérimentale et analyse par la méthode des éléments finis d'un panneau de maçonnerie soumis à une compression et une contrainte de traction.	-Panneau de briques pleines à sections différentes avec des joints ciment/chaux/sable	-Précompression et contrainte de cisaillement	-Surface limite plus générale que Mohr Coulomb. -Rupture en zones traction - compression.	

<u>Réf</u>	<u>Type d'étude</u>	<u>Type d'échantillon</u>	<u>Type de Charge</u>	<u>Résultats</u>	<u>Critique</u>
PAGE 1978	Etude expérimentale et analyse par éléments finis avec comportement global non linéaire: -comportement des briques élastique. -Comportement des joints comme plan de discontinuité. -influence de l'orientation.	- Panneaux.	-Compression simple avec différentes orientations. -Compression biaxiale.	-Rupture par traction dans plans normaux à la surface libre du panneau. -Surfaces limites qui dépendent de l'orientation en des contraintes principales. -Numériquement la rupture intervient au niveau de l'interface brique-mortier.	Avec ce modèle on ne peut pas prévoir des charges ultimes. Alors dans un essai biaxial, la rupture se produira : -si le rapport entre σ_1/σ_2 est petit, la rupture se produira en plans parallèles à la surface libre du panneau. -Lorsque $\sigma_1 > \sigma_2$ ou $\sigma_1 < \sigma_2$ jusqu'à 10 fois la rupture se produira en plans perpendiculaires à la surface libre du panneau
SHAAN 1987	Etude expérimentale sur briques et modélisation aux E.F. en élasticité linéaire orthotrope.	Différents panneaux et différentes compositions pour les joints.	Contrainte de compression selon différentes orientations. Contrainte compression biaxial.	Modes de rupture : -Par fendage. - Par traction normale au plan du panneau. -par traction parallèle au plan du panneau.	-Pas de mode de rupture en E.F car on utilise loi élastique.
HENDRY 1981	Analyse théorique basé sur un comportement élastique linéaire et isotrope .	Briques pleines superposées.	Compression simple normale au plan du joint.	-Relation linéaire entre résistance à compression et résistance à traction. -Critère de rupture proposé par auteur.	
ANAND 1982-1986	Analyse numérique pour maçonnerie homogène élastique linéaire et isotrope.	Paroi en brique et paroi en béton.	Chargement vertical.	Identification source de contrainte de cisaillement entre les deux parois.	



<u>Réf</u>	<u>Type d'étude</u>	<u>Type d'échantillon</u>	<u>Type de Charge</u>	<u>Résultats</u>	<u>Critique</u>
PAGE 1988	Etude et modélisation aux E.F. basée sur données expérimentales. Intégration de rupture des briques et des joints.	Panneaux identiques.	-Compression simple avec différentes orientations. -Compression biaxiale.	Trois critères de rupture sont considérés : 1.- Rupture par adhérence interne à l'interface brique - mortier. Séparation des nœuds. 2.- Traction des briques ou du mortier (biaxiale à compression). 3.- Ecrasement des briques ou mortier.	
MAY	Analyse aux E.F. avec : -Maçonnerie homogène, elasto-plastique et fragilité à la traction. -Critère de rupture.	Panneaux en maçonnerie	Chargement horizontal avec précompression.	-Bonne concordance avec l'expérimentation	Hypothèse de l'isotropie très simplificatrice.
N. DOMEDE 2006	Etude expérimentale et analyse aux E.F. : -modèle homogène anisotrope bidimensionnel endommageable et pour les joints, le modèle de frottement de Coulomb.	-« Sandwiches » et murs en maçonnerie tant en brique qu'en moellons	Essais de compression simple	L'adhérence entre les deux matériaux crée un effet de confinement du mortier qui, dans un premier temps, lui procure un écrouissage positif et retarde sa rupture. Dans un second temps, les grandes déformations transversales du mortier déclenchent la rupture prématurée des briques. -La loi des Milieux Continus la plus adaptée à la modélisation de la maçonnerie est le critère de Von – Mises ¹¹	-Pour les macroéléments (Modèles de Delphine Raffard) malgré cette approche les résultats ne sont pas cohérents à charge ultime et, alors, seul le domaine élastique reste valable.

¹¹ Nota: Selon le livre « Mécanica de Medis Continuos per a Enginyers » de Xavier Oliver Olivella (2003) la loi prise pour modéliser la maçonnerie et nommée comme loi de Von Mises est plus proche d'une loi de Drucker – Prager avec une simplification de paramètres, un écrouissage et une limite à traction. Par ailleurs on pourrait dire qu'elle est, aussi, un modèle de Tresca dû à limite de contrainte de cisaillement $\tau = \frac{f_c}{2}$.



<u>Réf</u>	<u>Type d'étude</u>	<u>Type d'échantillon</u>	<u>Type de Charge</u>	<u>Résultats</u>	<u>Critique</u>
LEE 1998	Etude théorique basée sur expérimentations. Les hypothèses prises sont : Les briques et le mortier sont parfaitement adhérents. Les joints verticaux sont supposés continus.			Quand l'épaisseur des joints augmente le module E_M de la maçonnerie diminue. Il est possible d'affirmer que la maçonnerie peut supporter des tractions basses et on peut voir un comportement élastique, dans ce cas, à l'échelle macroscopique.	
D. RAFFARD 2000	Modélisation de la maçonnerie avec une macro modélisation : modèle continu anisotrope qui part de la loi de Drucker Prager			L'approche type macro modélisation proposée permet de gagner de temps de calcul tout en obtenant une précision du même ordre que la modélisation par éléments distincts.	Tractions pas prises en compte pour cette étude.

3.4. Modèles de fissuration :

Bien que la maçonnerie puisse supporter de petits efforts de traction, diverses études ont essayé de modéliser la fissuration sous traction. L'état de fissuration et la rupture arrivent, pour un matériau qui ne transmet pas d'efforts de traction, quand celui-ci est soumis à ce type d'efforts. La direction des fractures est perpendiculaire, normalement, à la direction de la traction.

3.4.1. Modèle de Dhanasekar, Page et Kleeman (1985):

Il donne un domaine limite de type cône dans le plan des contraintes principales :

$$\left[c - \frac{(\sigma_n - \sigma_p)}{2} \right]^2 \mp \left[\left(\frac{\sigma_n - \sigma_p}{2} \right)^2 + \tau^2 \right] = 0$$

Le problème de ce modèle est que le paramètre c doit être obtenue expérimentalement.

3.4.2. Modèle William – Warnke (1973) :

Le modèle basé sur le béton est représenté par trois paramètres et calculé à partir des modèles aux éléments finis. La surface de rupture est visible sur la figure ci-dessous :

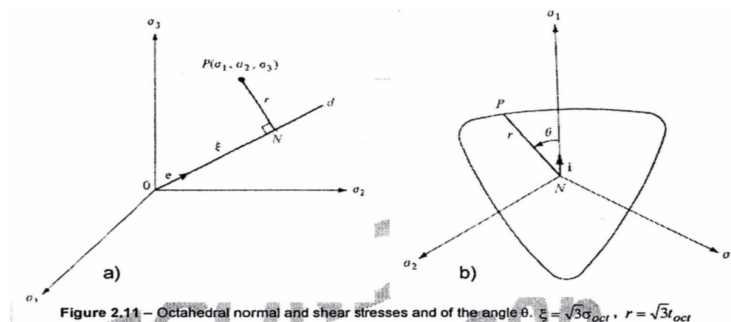


Figure 14 : Surface caractéristique du modèle William - Warnke

3.4.3. Modèle de Ottosen (1977) :

La surface de rupture est définie par :

$$a \frac{J_2}{f_c^2} + \lambda \cos(3\theta) \frac{\sqrt{J_2}}{f_c} + b \frac{I_1}{f_c} - 1 = 0$$

Les paramètres doivent être trouvés expérimentalement. Ceci est un modèle non linéaire.

3.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

Après cette recherche bibliographique, des valeurs numériques de quelques paramètres des lois de comportement étudiées ci-dessus sont donnés dans l'Annexe 3 pour pouvoir les utiliser lors des modélisations aux éléments finis ou distincts. Sur ces tableaux l'on peut déjà constater la variabilité des résultats obtenus expérimentalement. Chaque pièce et chaque essai expérimental sont différents et l'homogénéisation des valeurs s'avère difficile.

Par ailleurs, des formules pour pouvoir calculer des paramètres sont fournies par l'Eurocode 6 (Calcul des ouvrages en maçonnerie) et l'Eurocode 2 (« Calcul des structures en béton ») qui fixent toujours un comportement élastique linéaire pour la maçonnerie et ses composants. Les formules fournies prescrivent des limites pour les maçonneries modernes et constructions nouvelles, ce qui n'est pas exactement le but du présent rapport.

3.6. CONCLUSIONS :

La majorité des modèles basent leurs approches sur le comportement élastique des matériaux, leur isotropie et prennent une adhérence parfaite entre le mortier et les briques.

Par ailleurs, les études cités plus haut fournissent des modèles pour la maçonnerie mais ne donnent pas de valeurs numériques à appliquer dans le cas où l'on veut réaliser une modélisation concrète aux éléments finis. Ces paramètres à trouver sont ceux qui détermineront la résolution du problème.

Bien que les modèles fournis sont très peu pragmatiques, nous pouvons en tirer diverses conclusions :

- 1.- La maçonnerie est capable de supporter des contraintes de traction faibles.
- 2.- La maçonnerie est un matériau composite qui montre un comportement bimodulaire qui doit être défini individuellement à cause de la relation entre sa texture et sa composition.
- 3.- La maçonnerie présente tout d'abord une amplitude de déformation assez importante puis, juste avant la rupture, la naissance et la prolifération prompte des fissures.
- 4.- Il faut définir un modèle analytique qui prend en compte le comportement élastique de la maçonnerie jusqu'à la condition critique définie par les contraintes de dilatation des fractures et qui, de plus, prend en compte les conditions de déformabilité.

Les techniques d'homogénéisation les plus avancées pour le calcul à la rupture des plaques minces en maçonnerie considèrent la maçonnerie comme des briques liées par des interfaces de Coulomb.



De la même manière, Karam Sab, directeur du LAMI (Laboratoire d'Analyse des Matériaux et Identification) de l'ENPC, a élaboré diverses techniques d'homogénéisation pour le calcul des plaques minces en maçonnerie basées sur un comportement anisotropique avec des briques infiniment rigides liées par des interfaces de Coulomb. Ce modèle, encore en cours de d'expérimentation, est très difficile à comprendre et n'est pas applicable à notre cas puisque seule la formulation mathématique pour l'élaboration du modèle existe. D'ailleurs, il a généralisé l'étude à un modèle discret 3D¹².

L'étude mathématique des matériaux est importante pour élaborer des modèles et aussi pour arriver à une compréhension profonde du problème mais dans la présente étude le but est de fournir des résultats applicables aux modélisations des tunnels anciens.

¹² K. Sab, C. R. Mecanique 331 (2003)



4. MODÉLISATION DES REVETEMENTS DE TUNNELS MAÇONNES AVEC PLAXIS ET CESAR-LCPC.

4.1. INTRODUCTION :

Dans cette partie, le propos est de chercher une méthode pour arriver à modéliser la maçonnerie ancienne de façon à se rapprocher le plus possible à la réalité. Pour se faire, en premier lieu, des essais de type compression simple seront réalisés avec le logiciel aux éléments finis PLAXIS V8.0 sur des murets constitués d'une maçonnerie caractérisée selon les hypothèses étudiées dans la partie antérieure.

Avec ces essais, l'on cherche à trouver une loi pour un matériau homogène qui ait un comportement proche de celui de la maçonnerie réelle (macro modélisation). Certes, dans ce cas, le comportement principal est la compression bien que dans un tunnel le revêtement puisse accepter des tractions. Il faut bien remarquer que, même si les essais réalisés sont en compression simple, des petites tractions sont apparues dans les échantillons.

Tous les essais sont effectués sur une maçonnerie à moellons calcaires. Ce choix a été fait à cause de la carence d'essais de laboratoire et de données réelles. Les études prises pour se rapprocher de la réalité sont des études effectuées par le CEBTP à la demande de la SNCF et du CETU à la fin des années 70.¹³

Le but principal de ces études était de voir l'efficacité du renforcement de tunnels existants par projection de béton sur l'intrados de la voûte.

Bien que cette question ne soit pas l'objectif du présent rapport, les données fournies par les essais sur une voûte maçonnée à moellons calcaires mise en charge et menée à la rupture, nous sont d'une grande utilité pour pouvoir réaliser deux modèles aux éléments finis : l'un identique aux essais (micro modélisation) et l'autre avec un matériau constitutif équivalent (macro modélisation).

Les principaux paramètres caractéristiques pour modéliser les matériaux pierre, joint et maçonnerie équivalente ont été extraits notamment de la Phase II de l'étude du CEBTP. Cette phase est celle avec le plus de résultats fournis sur la voûte non renforcée.

Le premier essai a été réalisé sur un échantillon avec des moellons et du mortier (micro modélisation) pour modéliser le cas « réel », et, ensuite, des essais sur des matériaux « équivalents », qui suivent les lois Mohr Coulomb, Jointed Rock Model, Elastique et Tresca, (macro modélisation) ont été effectués.

¹³ *Etude sur modèle de l'effet de renforcement d'une voûte en maçonnerie par application d'une couche de béton à l'intrados (Phase I à XIII).* CEBTP années 1977 à 1990.

Une fois faits les modèles et calculs avec Plaxis V8.0, des graphiques contrainte - déformation et des données sur les contraintes de traction et compression sont obtenus et comparés entre eux pour arriver à déduire un modèle constitutif équivalent adapté à la réalité.

En deuxième lieu, pour raffiner le maillage et pouvoir donner d'autres lois de comportement au modèle « équivalent » (macro modélisation), le logiciel CESAR-LCPC V4.0 a été utilisé pour modéliser une voûte qui s'assimile à la voûte de tunnel réalisée dans l'étude du CEBTP citée auparavant. De cette façon, nous avons pu comparer les flèches et les contraintes obtenues dans cette étude en laboratoire avec celles de l'étude numérique.

4.2. ESSAIS DE COMPRESSION SIMPLE SUR MURETS :

4.2.1. Géométrie et conditions de réalisation des essais :

Deux modèles « réels » (micro modélisation) et quatre modèles « équivalents » (macro modélisation) ont été testés dans cette partie de l'étude. Les dimensions des échantillons pour les essais de compression axiale ont été prises en accord avec l'étude Phase II du CEBTP année 1978. Ces dimensions sont fournies sur les dessins ci-dessous :

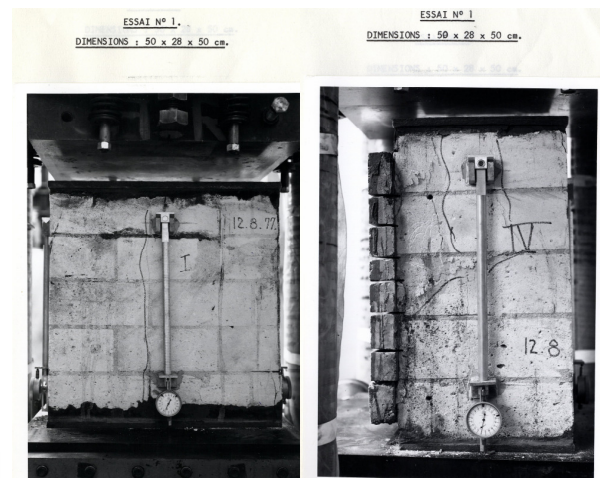


Figure 15 : Photos des essais sur muret pour la Phase II du CEBTP.

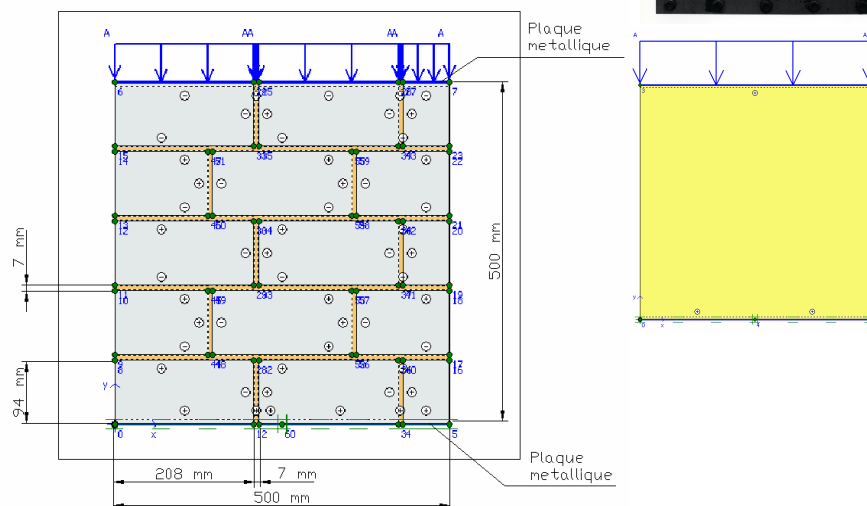


Figure 16 : A gauche : Muret en maçonnerie modélisé aux éléments finis. A droite : Muret simplifié de mêmes dimensions.

Les calculs ont été réalisés en déformations planes. Pour le modèle « réel », les joints ont été dessinés avec une certaine épaisseur (7mm) et ont des caractéristiques mécaniques propres. Des interfaces « rigides » entre les moellons et le mortier ont été mises en place.

Le choix des interfaces rigides a été fait afin d'essayer d'éviter les oscillations des résultats par rapport aux contraintes dans les nombreux plans perpendiculaires aux coins des briques.

L'échantillon pour les modèles équivalents a été bâti avec les mêmes dimensions de contour.

4.2.2. Caractéristiques des matériaux :

Pour les modèles « réels » (micro modélisation) la maçonnerie constitutive a été réalisée à partir de pierres de NOYANT banc royal hourdées au mortier de chaux. Les données ont été extraites de l'étude antérieurement citée¹⁴. En acceptant certaines hypothèses étudiées dans la partie précédente (§ 3.3), nous prendrons une loi élastique pour les moellons en calcaire et deux lois plastiques (Tresca et Mohr Coulomb) pour le mortier.

Dans cette phase de notre étude nous nous trouvons en face d'un problème particulier : on peut constater que certains paramètres qui sont nécessaires pour caractériser le matériau maçonnerie ne sont pas fournis par l'étude du CEBTP. Ceci est le cas de l'angle de frottement interne (φ) et de la cohésion (c) du mortier pour la loi Mohr Coulomb.

Afin de pouvoir fournir des valeurs cohérentes à ces paramètres, une étude paramétrique a été effectuée.

Cette étude a comme source l'étude de C. GAUTHIER : «*Modélisation de tunnels maçonnés anciens avec la méthode des éléments distincts UDEC*» Juin 1999. Dans ce rapport une étude paramétrique a été réalisée afin de trouver c et φ limites pour une maçonnerie à moellons calcaires et joints qui suivent une loi Mohr Coulomb. Cette étude est réalisée à partir du chargement d'un tunnel revêtu en maçonnerie.

Les résultats obtenus permettent de dire que les déplacements et contraintes obtenus ne varient guère à partir d'angles de frottement de plus de 30°. Par ailleurs, la limite établie pour la cohésion est de 320 kPa, valeur du même ordre de grandeur que celui que N. DOMEDE obtient expérimentalement¹⁵.

De ce fait, notre étude concerne seulement c (cohésion interne du matériau) en fixant l'angle de frottement interne à 30°. Une étude avec les deux paramètres c et φ serait préférable mais cela pose des problèmes quant à l'influence de chaque paramètre sur les résultats et dépasse le but de ce rapport.

¹⁴ Etude sur modèle de l'effet de renforcement d'une voûte en maçonnerie par application d'une couche de béton à l'intrados (Phase I à XIII). CEBTP années 1977 à 1990.

¹⁵ Nathalie DOMEDE, *Méthode de requalification des ponts en maçonnerie*. Thèse doctorat INSA- Toulouse, 2006.

Pour essayer de déterminer c , les essais ont été réalisés sur une voûte maçonnée modélisée aux éléments finis (CESAR-LCPC 2D) qui reproduit la voûte utilisée par le CEBTP lors des essais de 1978¹⁶. Nous avons choisi ce procédé car les résultats fournis par le CEBTP sont beaucoup plus nombreux pour la voûte que pour le muret. De même, nous pouvons constater sur la voûte les effets de frottement, de traction et de cisaillement aux joints.

Cette étude paramétrique a suivi la démarche suivante:

- 1.- Modélisation avec CESAR-LCPC de la voûte maçonnée bâtie pour l'étude du CEBTP en 1978 (données géométriques fournies dans la partie § 4.3.1).
- 2.- Prise en compte d'une loi élastique pour les moellons en calcaire et d'une loi de Mohr-Coulomb pour les joints.
- 3.- Angle de frottement interne fixé à 30° (justification par l'étude de C. GAUTHIER).
- 4.- Calculs effectués avec valeurs de $c = 50, 100, 300, 400, 500$ et 1000 kPa.
- 5.- Chargement de la voûte à 7, 8, 9 et 10 Tf/vérin.
- 6.- Etablissement des courbes pour comparer les résultats des calculs numériques aux valeurs fournis en laboratoire.¹⁷

Si l'on regarde les courbes fournies dans l'Annexe 5 la conclusion est que c n'a que peu d'influence sur le comportement mécanique de l'ouvrage. Nous pouvons tirer cette conclusion puisque, d'une part, pour des valeurs de c comprises entre 50 et 1000 kPa l'on obtient des résultats intermédiaires aux résultats de ces deux limites. D'autre part, les résultats pour $c = 50$ kPa et ceux pour $c = 1000$ kPa sont successivement et de façon aléatoire plus proches des valeurs obtenues en laboratoire.

Alors, la valeur prise par la suite sera $c = 320$ kPa, puisque c'est la seule valeur dont on dispose, obtenue de façon fiable dans l'étude aux éléments distincts de C. GAUTHIER.

Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux pour les modèles « réels ».

Nom	Type	γ_{unsat} [MN/m ³]	γ_{sat} [MN/m ³]	ν	E_{ref} [MN/m ²]	C_{ref} [MN/m ²]	ϕ_1 [°]	R_c [MN/m ²]	R_t [MN/m ²]
Moellons	Elastique	0.0149	0.0149	0,2	7300	0	0	5,35	0
Mortier chaux hydraulique XHN 60 ¹⁸	Tresca	0,02	0,02	0,2	19430	4.390	0	8,78	1.1
	Mohr Coulomb	0,02	0,02	0,2	19430	0.320	30	8,78	1.1

¹⁶ Etude sur modèle de l'effet de renforcement d'une voûte en maçonnerie par application d'une couche de béton à l'intrados (Phase I à XIII). CEBTP années 1977 à 1990.

¹⁷ Annexe 5 : Etude paramétrique de c pour le mortier à chaux.

¹⁸ Annexe 4 : Caractéristiques mécaniques du mortier à chaux.

4.2.2.1. Caractéristiques de la maçonnerie homogénéisée :

Ces caractéristiques seront utilisées par la suite dans les modèles avec un muret de matériau équivalent (macro modélisation)

La résistance à la compression mesurée sur muret de section égale 0.5 x 0.28 m, est égale à **4,17 MPa**

Les mesures des déformations en fonction des contraintes ont conduit aux courbes du diagramme suivant. L'exploitation de ces courbes pour la détermination du module d'élasticité a abouti à la définition de deux valeurs de ce module : **E = 5500 MPa** pour les contraintes inférieures à 3MPa et les déformations égales à $500e^{-6}$ et **E = 5100 MPa** pour les contraintes entre 3 et 4 MPa et les déformations inférieures à $800e^{-6}$. Le coefficient de Poisson déterminé à partir du diagramme de droite est de **$\nu = 0,23$** .

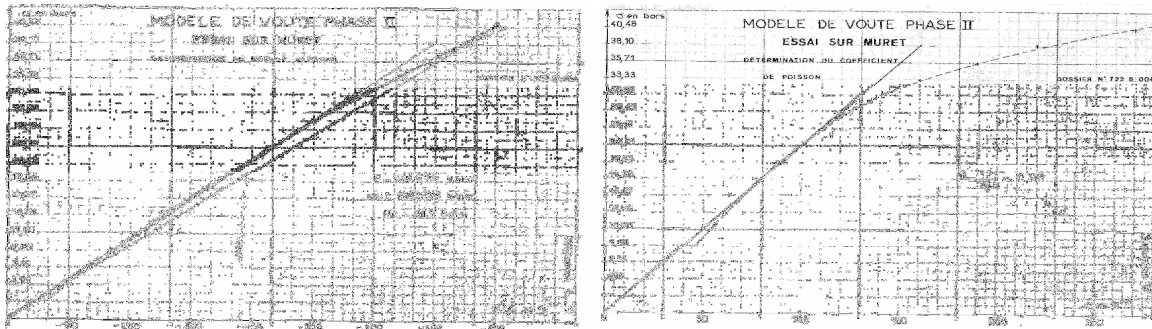


Figure 17 : Courbe contrainte – déformation de l'essai sur muret en maçonnerie de l'étude du CEBTP.

La maçonnerie équivalente a été caractérisée, finalement, avec le module de Young primaire **E=5500MPa** car sur le logiciel aux éléments finis la deuxième pente est caractérisée comme une plastification d'écrouissage positif.

Alors pour les quatre modèles équivalents les caractéristiques sont :

Tableau 3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux « équivalents » pour la modélisation de la maçonnerie aux éléments finis.

ELASTIQUE		MOHR COULOMB		TRESCA	
Maçonnerie		Maçonnerie		Maçonnerie	
E	5500 MPa	E	5500 MPa	E	5500 MPa
ν	0,23	ν	0,23	ν	0,23
γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³
		c	320 kPa	c	2085 kPa
		ϕ	30 °	ϕ	0 °
		R _t	1,1 MPa	R _t	1,1 MPa

Jointed Rock Model					
Maçonnerie					
E_1	5500 MPa	N° planes	2		
ν_1	0,23	C_1	320 kPa	C_2	320 kPa
E_2	5500 MPa	ϕ_1	30 °	ϕ_2	30 °
ν_2	0,23	α_1	0 °	α_2	90 °
G_2	2800 MPa	R_{t1}	1,1 MPa	R_{t2}	1,1 MPa
γ	20 kN/m ³				

4.2.3. Système de chargement et conditions aux limites :

Les échantillons ont été chargés uniformément sur toute la surface supérieure. La charge est incrémentée *pas à pas* et est introduite manuellement sur Plaxis V.8.

Afin que les essais sur muret soient identiquement reproduits par rapport à la réalité deux plaques métalliques infiniment rigides ont été placés sur les surfaces supérieure et inférieure des échantillons.

Comme conditions aux limites, le mouvement vertical a été bloqué sur la surface inférieure. Le mouvement horizontal a été bloqué grâce à un appui sur la surface inférieure au milieu de l'échantillon afin de pouvoir percevoir l'influence du coefficient de Poisson.

Ces conditions aux limites, peuvent conduire à des erreurs car elles introduisent des points singuliers qui entraînent contraintes (dites effets de bord) qui peuvent mener le matériau à la plastification et à une rupture prompte. Pour cette raison il faut être critique en ce qui concerne les résultats.

Quant au maillage, nous avons utilisé le maillage *fin* que Plaxis V.8 crée automatiquement.

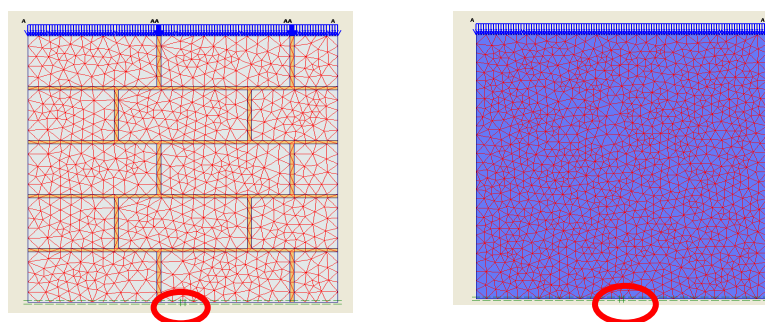


Figure 18 : Conditions de contour et maillage sur le muret d'essai.

4.2.4. Equipement de mesure et récupération des résultats :

Sur les modèles « réels » les mesures ont été prises sur les briques, les joints et les interfaces au milieu de l'échantillon. Pour les échantillons homogènes avec des matériaux équivalents, seul un point de mesure a été pris au milieu de l'échantillon.

De cette façon des courbes de contrainte – déformation ont été obtenues pour chaque point.

4.2.5. Résultats ¹⁹:

Pour les modèles « réels » on peut observer, sur les figures de l'Annexe 6 que les contraintes principales de compression sont reprises dans les joints horizontaux sauf aux intersections avec les joints verticaux.

D'ailleurs les joints verticaux reprennent les contraintes principales de traction et de cisaillement. De ce fait, on peut prévoir que c'est dans cette zone que sont les plastifications les plus fortes et que l'échantillon arrive à la rupture. Ce dernier phénomène est montré par les variations de déformation. Bien que les contraintes principales de traction soient récupérées sur les joints verticaux, sur tous les modèles, les tractions maximales se trouvent selon la direction XX, c'est-à-dire, perpendiculairement à la charge.

Sur le tableau suivant on peut voir quelques résultats à la rupture.

Tableau 4 : Résultats à la rupture des modèles « réels » et « équivalents » sur muret maçonné.

Réel Tresca	Déplacement v max	3,27 mm	Réel Mohr Coulomb	Déplacement v max	0,38 mm
Rupture à 47 MPa	σ principal max	56.5 MPa	Rupture à 5,8 MPa	σ principal max	5.37 MPa
	ϵ_{vol}	53.1‰		ϵ_{vol}	1.29 ‰
Elastique Pas de rupture (résultats à 4.17MPa)	Déplacement v max	0,356 mm	Tresca	Déplacement v max	3.58 mm
	σ principal max	4.06 MPa	Rupture à 4,18 MPa	σ principal max	5,63 MPa
	ϵ_{vol}	1.19 ‰		ϵ_{vol}	1.65 ‰
Mohr Coulomb	Déplacement v max	0,1 mm	Jointed Rock Model	Déplacement v max	0,287 mm
Rupture à 1,2 MPa	σ principal max	0,83 MPa	Rupture à 3,4 MPa	σ principal max	2.87 MPa
	ϵ_{vol}	0.23 ‰		ϵ_{vol}	0.84 ‰

Les pistes d'interprétation des résultats sont les suivantes :

1. Pour les macro modèles (modèles « réels ») la rupture arrive dans les deux cas avec des contraintes plus fortes que dans les expériences en laboratoire : **47 MPa** pour le « Réel Tresca » et **5.8 MPa** pour le « Réel Mohr Coulomb » au lieu de **4.17 MPa** en laboratoire.

De ce fait, les contraintes obtenues sont, dans les macro modèles, du côté de l'insécurité par rapport aux essais du laboratoire, car la contrainte de rupture est attendue plus tard que dans la réalité. Cela ne permet donc pas de faire face aux problèmes d'instabilité au moment où ils se produisent vraiment. Dans le cas des déplacements, le phénomène est à l'inverse, c'est-à-dire, que plus le déplacement accepté est important, plus on se place du côté de la sécurité.

¹⁹ Annexe 6 : Courbes contrainte - déformation des essais sur muret.

En ce qui concerne la rupture très tardive du modèle Tresca, nous pouvons l'expliquer par la valeur prise pour la cohésion du mortier. Cette cohésion, qui est prise comme $c = \frac{f_c}{2} = \frac{8.78}{2} = 4.39 \text{ MPa}$, est beaucoup plus élevée que celle que l'on applique pour les joints qui suivent la loi Mohr Coulomb (0.32 MPa). Cette cohésion très élevée produit une plastification tardive et, donc, une rupture à une contrainte de compression très forte.

2. Pour les micro modèles :

a) Le modèle élastique n'arrive jamais à la rupture. Ce fait est totalement logique car il suit un comportement élastique parfait qui rend la convergence du modèle toujours possible.

b) Le modèle Tresca arrive à la rupture à 4.18 MPa du fait que sa contrainte limite à la compression est intrinsèque à la loi de comportement. Les plastifications se produisent aux diagonales de l'échantillon. Les points au milieu de l'échantillon plastifient très rapidement.

c) Le modèle Mohr Coulomb se place du côté de la sécurité en ce qui concerne la charge de rupture (1.2 MPa au lieu de 4.17 MPa en laboratoire). Les plastifications commencent aux coins de l'échantillon et se développent en diagonale jusqu'à sa prompte rupture.

d) Le modèle Jointed Rock Model plastifie aux coins inférieurs et supérieurs de l'échantillon, endroits où la rupture arrive à 3.4 MPa et permet de rester du côté de la sécurité.

Nous avons évalué, finalement, quatre paramètres dans les modèles aux éléments finis :

- a) les contraintes de compression : qui ont été moyennées par rapport à tous les nœuds de l'échantillon.
- b) la contrainte de traction maximale trouvée toujours en direction xx (perpendiculaire à la direction de charge).
- c) les déplacements maximaux en direction yy (direction parallèle à la charge).
- d) la contrainte de rupture (non convergence).

Ces valeurs ont été comparées aux valeurs fournies en laboratoire pour réaliser les graphiques suivants :

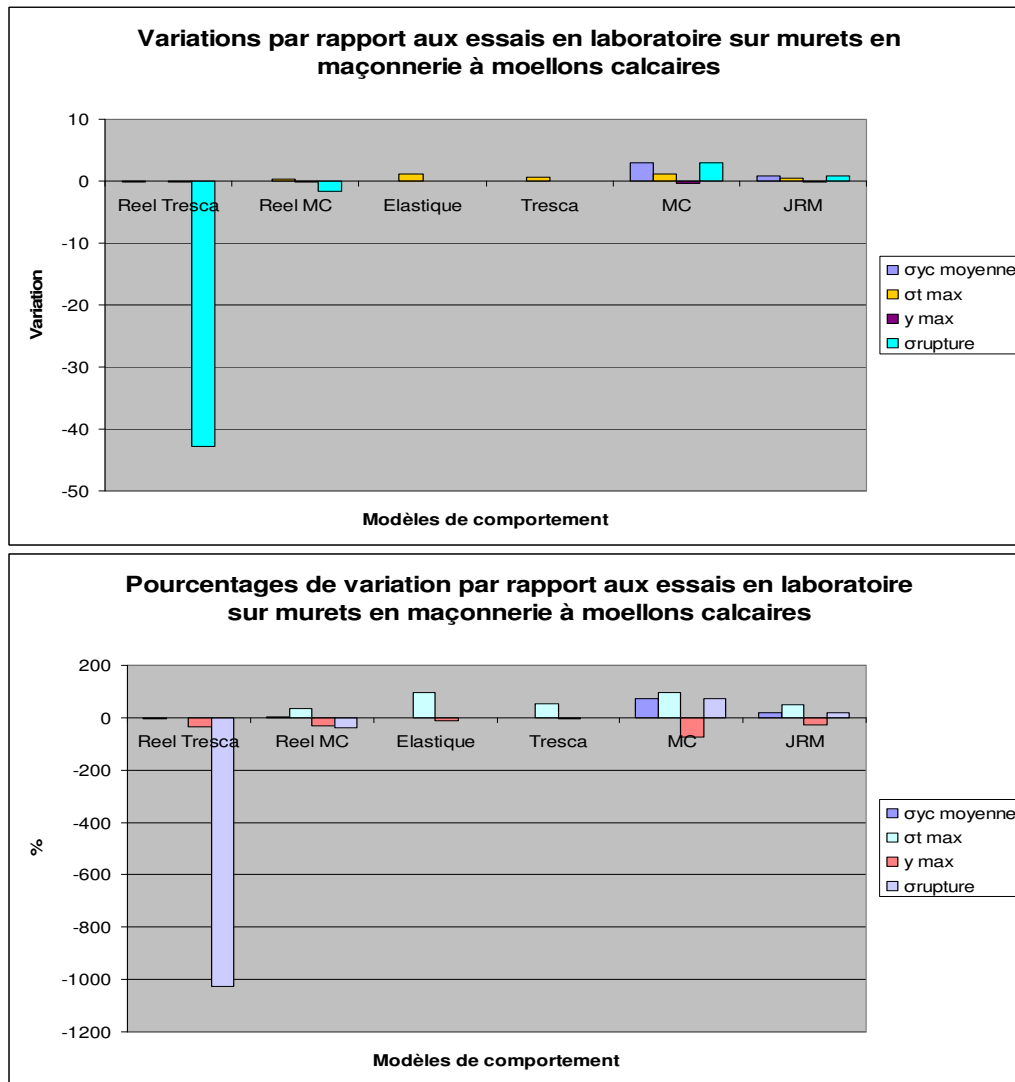


Figure 19 : Variation par rapport aux essais de laboratoire sur murets en maçonnerie en moellons calcaires

4.2.6. Analyse et conclusions :

D'après les graphiques ci-dessus, nous pouvons constater que les modèles dits « réels » (micro modèles) ne sont pas tout à fait semblables aux résultats obtenus en laboratoire. L'explication de ce phénomène peut être due aux raisons suivantes :

- a) Nous avons réalisé un modèle de l'échantillon en 2D et les conditions aux limites introduites, bien qu'elles essaient de reproduire la réalité, peuvent mener à des divergences de résultats.

b) Les lois de comportement disponibles dans Plaxis V.8 ne sont pas complètement applicables à la maçonnerie : par exemple, nous avons supposé que les moellons sont des matériaux élastiques parfaits, hypothèse toujours discutable.

c) Les caractéristiques de frottement et de cohésion introduites dans le critère Mohr Coulomb, ont été déterminées lors d'une étude paramétrique réalisée à partir d'une autre étude ce qui produit certainement une petite divergence de résultats. Nous avons démontré la faible influence de c sur les résultats mais il faudrait étudier l'influence de φ et l'influence de la combinaison des deux paramètres.

d) Le choix des interfaces rigides pose aussi un problème. Dans la plus part de cas, la rupture commence dans ces endroits. En premier lieu, le mortier se fissure dans ces zones au niveau microscopique ou, de même, il se crée des décollements mortier - moellon puis ces microfissures se répandent jusqu'à la rupture.

Une étude d'adhérence devrait être envisagée afin de pouvoir donner des paramètres mécaniques et étudier l'un des principaux phénomènes de comportement de la maçonnerie : le contact moellon –mortier.

e) La rupture dans les modèles dépend fortement du maillage. Nous considérons que la rupture de l'échantillon arrive au moment de la non convergence du modèle. Avec un maillage très fin la convergence est presque toujours assurée. Il faut ajouter que Plaxis V.8 n'est pas bien adapté à ce type d'étude car le maillage est réalisé automatiquement. De ce fait les petites dimensions des joints par rapport au reste de l'échantillon posent des problèmes qui induisent des incohérences de triangulation et de calcul.

Pour les modèles « réels », celui dont les joints suivent une loi de comportement de Mohr Coulomb est celui qui fournit les résultats les plus proches de ceux obtenus en laboratoire.

Cependant, bien que les résultats soient corrects, la micro modélisation n'est pas très efficace pour la modélisation des tunnels anciens. Cette affirmation est justifié par l'hétérogénéité dans la maçonnerie à deux niveaux : au niveau d'une même section de tunnel et au niveau de la longueur du tunnel, avec par exemple, des appareillages différents, des parties en moellons et des parties en briques, etc. Alors si l'on voulait procéder à des micro modélisations, il faudrait modéliser moellon à moellon, brique à brique ainsi que chaque discontinuité.

En ce qui concerne les modèles équivalents (macro modélisation), les remarques suivantes peuvent être faites :

- a) Le modèle élastique fournit des résultats proches de ceux obtenus en laboratoire : la transmission de contraintes est assez correcte. Cependant, le problème principal de cette loi est que la convergence est toujours assurée, et donc que l'on arrive jamais à la rupture.

- b) Le modèle Jointed Rock Model et le modèle Mohr Coulomb, nous fournissent des résultats qui sont toujours du côté de la sécurité pour les contraintes. Le problème principal de ces deux lois est le besoin de connaître c et φ , paramètres qui souvent ne sont pas fournis. De plus, obtenir ces paramètres pour la maçonnerie n'est pas une tâche facile : réaliser une homogénéisation pour ces paramètres nous conduirait sûrement à des plastifications et ruptures non attendues dans la réalité.

Même si le modèle « équivalent » avec la loi Mohr Coulomb fournit des valeurs qui sont acceptables, nous pouvons dire que ce modèle n'est pas convenable pour ce cas de charge à cause de la plastification massive de l'échantillon et aussi à cause de l'éloignement important des résultats de laboratoire.

Le modèle JMR fournit de meilleurs résultats que celui Mohr Coulomb. Cela paraît logique puisque le JMR pourrait être une bonne loi de caractérisation pour le matériau maçonnerie car on pourrait extrapoler l'idée de massif rocheux avec des fissures à une maçonnerie de moellons avec des joints.

- c) Finalement, avec le modèle Tresca on peut voir un palier élastique et un palier plastique parfait. Ce comportement est proche de celui que N. Domede donne dans son rapport et il semble adapté aux hypothèses de Lee et K. Sab. De plus, cette loi comporte une simplification de paramètres puisque φ est toujours égal à 0 et c est pris comme la moitié de f_c , paramètre obtenu facilement lors d'un essai de compression directe sur le matériau.

En général les déplacements maximaux sont du côté de l'insécurité bien que celui obtenu avec le modèle de Tresca soit assez proche des résultats des essais de laboratoire. La justification la plus acceptable est que les déformations dans les études aux éléments finis dépendent fortement du maillage (forme des éléments, densité, type d'interpolation, etc.).

Pour conclure, parmi les modèles équivalents, celui de Tresca est le plus adapté pour l'instant : le critère de rupture est accompli, les contraintes sont du côté de la sécurité et les déplacements sont très proches de la réalité. Ensuite le critère élastique serait celui que l'on devrait prendre au vu de sa simplicité (seulement 3 paramètres) et de l'adéquation des résultats obtenus.

4.3. ESSAIS À LA RUPTURE SUR UNE VOÛTE MAÇONNÉE :

Dans cette partie le logiciel CESAR-LCPC est utilisé afin de pouvoir donner une plus large plage de lois de comportement pour le matériau « équivalent » des macro modèles et afin, aussi, de pouvoir raffiner le maillage dans les micro modélisations notamment dans les joints.

L'étude expérimentale qui a servi de base pour les comparaisons fait partie des *Etudes sur un modèle de voûte en maçonnerie* du Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics en collaboration avec la SNCF et le CETU.

4.3.1. Conditions des essais expérimentaux :

La voûte en maçonnerie de moellons a été réalisée avec un lit de moellons calcaires. Les caractéristiques géométriques sont montrées sur les figures suivantes.

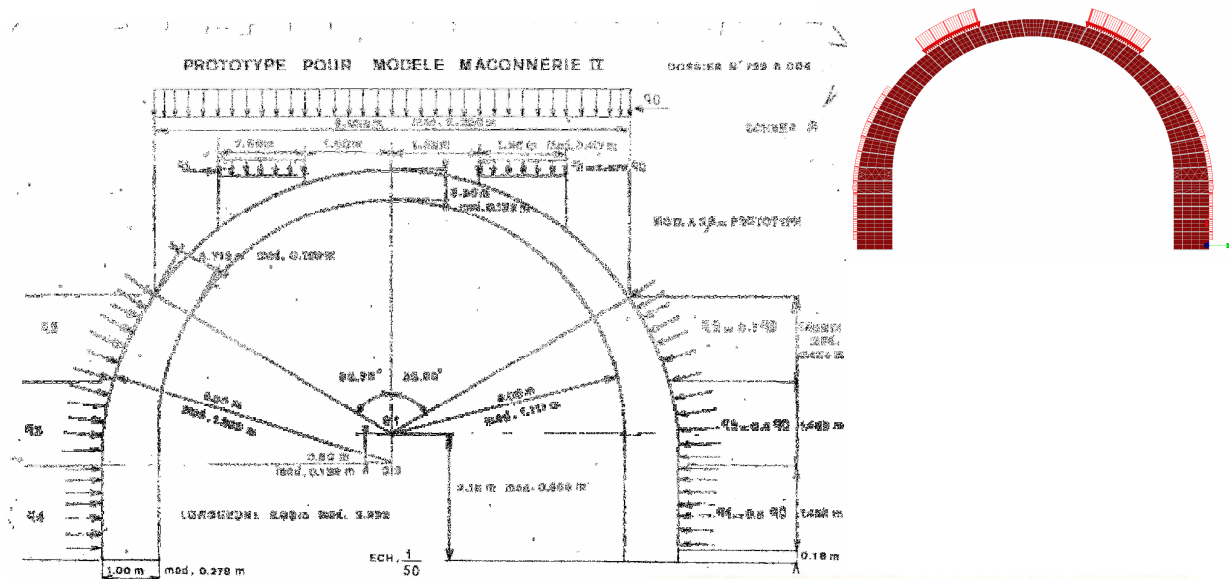
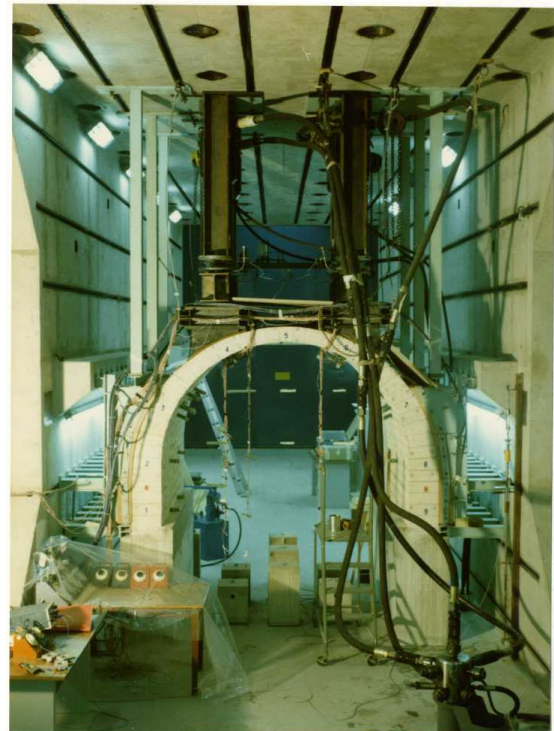


Figure 20 : Vue de l'ensemble de la voûte du CEBTP lors du maintien de la charge.

Figure 21 : Voûte maçonnée utilisée pour les essais du CEBTP et (en bas à droite) utilisée pour la modélisation aux éléments finis.



L'épaisseur des joints est de 7 mm et la charge q_0 est variable. La figure modélisée sur CESAR-LCPC est un modèle de la voûte réelle « prototype ». C'est-à-dire les dimensions de la voûte sur CESAR sont celles où il y a écrit *mod.* sur la figure ci-dessus. Des considérations d'encombrement et de résistance du tunnel chargé ont conduit au choix de l'échelle dimensionnelle suivante :

$$\frac{1}{L} = \frac{L_m}{L_p} = \frac{1}{3.6}$$

(L'indice m est relatif au modèle, l'indice p est relatif à l'ouvrage réel ou prototype).

Du point de vue de la similitude physique, la recherche du comportement de la structure étudiée sous des sollicitations pouvant amener l'instabilité ou la rupture, impose le respect sur le modèle, des mêmes contraintes et déformations relatives subies par l'ouvrage réel ou prototype. Soit :

-pour l'échelle des contraintes $\frac{1}{\sigma} = \frac{\sigma_m}{\sigma_p} = 1$

-pour les déformations relatives $\frac{1}{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_p} = 1$

Ces deux conditions conduisent à utiliser un matériau modèle de même raideur que le matériau prototype. De plus, les processus de rupture faisant intervenir les caractéristiques mécaniques des matériaux au-delà du domaine élastique, il est préférable d'utiliser le même matériau pour le modèle et le prototype.

Dans le domaine élastique il vient : $\frac{1}{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_p} = \frac{\sigma_m}{E_m} \times \frac{E_p}{\sigma_p} = \frac{1}{\sigma} = 1$ puisque $\frac{1}{\sigma} = 1, \frac{1}{E} = \frac{E_m}{E_p} = 1$.

L'échelle de déplacements vaut alors : $\frac{1}{d} = \frac{d_m}{d_p} = \frac{\varepsilon_m \cdot L_m}{\varepsilon_p \cdot L_p} = \frac{1}{\varepsilon} \times \frac{1}{L} = \frac{1}{L} = \frac{1}{3.6}$.

Ainsi les déformations globales du modèle (convergence, flèches, déformées en général) sont 3,6 fois plus faibles que les déformations globales du prototype en des points homologues.

Des conditions imposées précédemment, nous en déduisons l'échelle des forces :

On a : $\frac{1}{\sigma} = \frac{\sigma_m}{\sigma_p} = \frac{F_m}{L_m^2} \times \frac{L_p^2}{F_p} = 1$ d'où $\frac{1}{F} = \frac{F_m}{F_p} = \left(\frac{L_m}{L_p}\right)^2 = \frac{1}{L^2} = \frac{1}{3.6^2}$.

Les efforts appliqués sur le modèle sont donc 12,96 fois plus faibles que les sollicitations qui s'exercent sur l'ouvrage réel.

4.3.2. Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques de la pierre et du mortier sont les mêmes que sur les essais de compression axial simple sur muret.

De l'autre côté, les valeurs et les lois utilisées pour la modélisation aux Eléments Finis sur CESAR –LCPC sont :

Tableau 5 : Caractéristiques mécaniques « équivalentes » des matériaux utilisés avec CESAR-LCPC.

ELASTIQUE		Von Mises	
Maçonnerie		Maçonnerie	
E	5500 MPa	E	5500 MPa
ν	0,23	ν	0,23
γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³
		K	2407 kPa
TRESCA		Parabolique	
Maçonnerie		Maçonnerie	
E	5500 MPa	E	5500 MPa
ν	0,23	ν	0,23
γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³
c	2085 kPa	Rc	4,17 MPa
φ	0 °	Rt	1,1 MPa
Mohr Coulomb		Drucker Prager	
Maçonnerie		Maçonnerie	
E	5500 MPa	E	5500 MPa
ν	0,23	ν	0,23
γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³
c	320 kPa	c	320 kPa
φ	30 °	φ	30 °

4.3.3. Système de chargement :

Les essais réalisés ont pour but d'arriver à la fissuration et à la rupture de la voûte, c'est-à-dire, la non convergence du modèle de calcul. On a réalisé plusieurs calculs pour obtenir des résultats en s'approchant pour chaque cas de la charge de rupture.

Le système de chargement est schématisé sur la Figure. 21.

Nous supposons que la voûte reçoit en tête un chargement uniforme appliqué jusqu'au niveau des reins, alors la même charge imposée au revêtement produit une pression q_0 telle que :

$$q_0 = \frac{P_{\text{verin}}}{12375,17} \quad q_0 \text{ en bars} - P_{\text{verin}} \text{ en daN.}$$

Le terrain, servant de butée au modèle à partir des reins et le long des piédroits, a été représenté à l'aide de systèmes divisés en trois compartiments. Cette séparation permet l'application de pressions q_2 , q_3 , q_4 selon un diagramme étagé, la plus forte pression q_2 étant appliquée au sommet du piédroit.

Les relations liant les poussées latérales des terres à la pression appliquée au sommet de voûte s'expriment simplement :

$$q_2 = 0,7 \cdot q_0 ; q_3 = 0,6 \cdot q_0 ; q_4 = 0,5 \cdot q_0$$

Le poids propre n'est pas pris en compte dans ces charges car CESAR-LCPC l'applique de façon séparée grâce à son module de chargement « *Forces de pesanteur* ».

Par ailleurs, la base des piédroits a été simplement appuyée sur des blocs de béton lors des essais réalisés en 1978. Pour une maçonnerie, cela peut suffire à représenter une articulation. Or, représenter un appui simple sur CESAR-LCPC n'est pas évident. Les conditions aux limites suivantes ont donc été choisies : blocage du mouvement vertical des piédroits, et blocage du mouvement horizontal sur $y = 0,146$ m depuis la base des piédroits, tel que le montre la figure 21 et 22 :

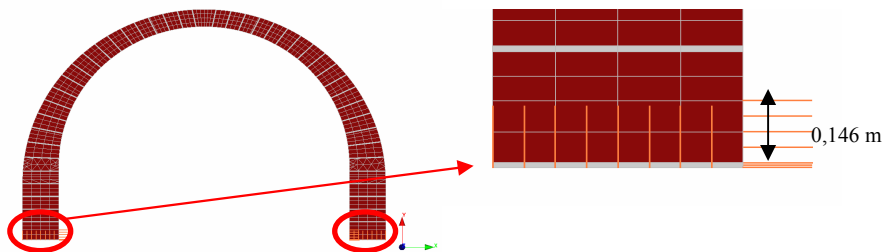


Figure 22 : Conditions de contour du modèle sur CESAR-LCPC pour les appuis de la voûte du CEBTP.

Malgré tout, ce dispositif provoque certainement des différences entre les résultats des modélisations aux éléments finis et les résultats des essais au niveau des zones proches des appuis.

Les essais sur le modèle aux éléments finis ont été limités aux charges de 7, 8 9 et 10 Tf/vérin. Bien que les résultats fournissent aussi des valeurs pour des charges de 2, 4 et 6 Tf/vérin, dans le rapport de Synthèse de l'étude du CEBTP, il est noté que la fissuration est apparue à partir de **8 Tf/vérin**, c'est pourquoi on ne prend que les charges citées.

De plus, nous avons mené les modèles équivalents à la rupture pour voir à partir de quel cas de charges les calculs convergent ou non.

4.3.4. Equipement de mesure et récupération des résultats :

L'analyse du comportement de la voûte au cours des chargements a été faite à partir de deux types de mesure. La première concerne les déformations globales de la voûte, à partir de mesures de convergence et de déplacements des appuis. Ces valeurs ont été obtenues, en laboratoire, par un équipement fleximétrique. Ces mesures n'ont pas été exploitées au vu de leur difficile interprétation et de la difficulté d'obtenir des déformations sur CESAR-LCPC.

Le deuxième équipement permet de connaître en différents points les déformations subies par la structure. Les valeurs obtenues dans ce cas sont, soit des contraintes σ , quand la loi de Hooke peut s'appliquer, soit des déformations relatives ε , telles qu'elles sont mesurées, quand elles se situent au-delà du domaine de l'élasticité, soit enfin par des déformations absolues F quand elles sont provoquées par une ouverture de fissures.

Les points de mesure sont montrés sur le schéma suivant :

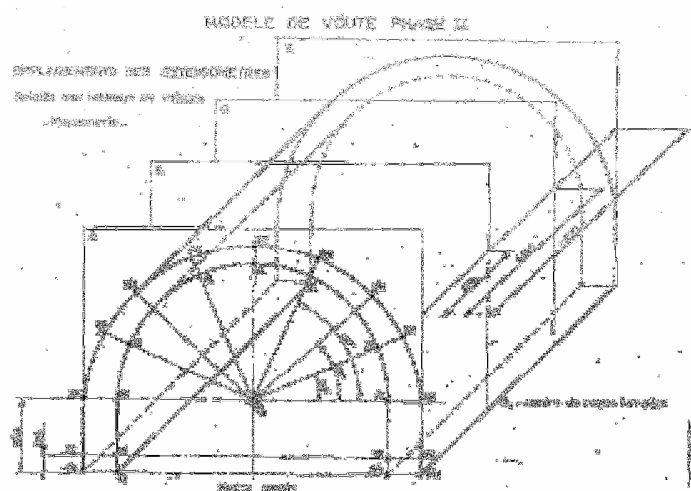


Figure 23 : Position des sections et génératrices de mesure.

Sur le modèle aux éléments finis le nombre de génératrices G_x a été diminué pour rendre moins lourde l'exploitation des résultats. De même, comme le modèle a été créé en deux dimensions les valeurs fournis pour l'étude du CEBTP à chaque section ont été moyennées en écartant les valeurs illogiques pour obtenir une valeur de σ , ε et f à chaque point. Pour la comparaison des résultats, puisque CESAR-LCPC ne fournit pas des valeurs de déformation relative, seules les valeurs des contraintes (Verticales et Horizontales) ainsi que les flèches (verticales et horizontales) ont été prises en compte.

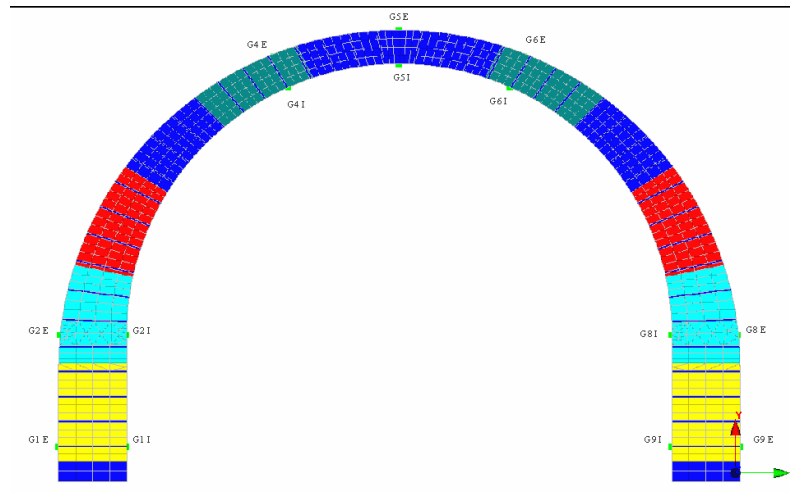


Figure 24 : Position des zones de charge et des points de mesure sur la voûte modélisée avec CESAR-LCPC.

4.3.5. Résultats ²⁰:

Les charges de 7, 8, 9, 10 Tf et de rupture ont été appliquées sur deux modèles « réels » (micro modèles) et 6 modèles équivalents (macro modèles). Les modèles « réels » se différencient par les joints qui ont : soit un comportement Mohr Coulomb, soit un comportement Tresca. Les moellons ont toujours été caractérisés avec une loi élastique. Les caractéristiques des modèles « réels » ont été évoquées antérieurement dans le paragraphe des essais sur muret.

Les résultats sont présentés sous forme de graphiques en fonction de l'évolution pour les 4 cas de charge (7, 8, 9 et 10 Tf) et ils sont séparés selon le point de mesure et le paramètre fourni.

Les abréviations suivantes ont été utilisées : Sig = contrainte ; F=flèche ; V= verticale ; H= Horizontale ; I= Intrados ; E = extrados ; G= génératrice.

Par ailleurs, les charges de rupture sont exposées sur le tableau suivant. D'après les essais de laboratoire la voûte commence à fissurer à 8Tf et propage ses fissures jusqu'à 10 Tf.

²⁰ Annexe 7 : Graphiques des résultats de la comparaison entre modèles de comportement d'une voûte en maçonnerie

Tableau 6 : Résultats à la rupture sur la voûte en maçonnerie pour les deux modèles « réels » et les six modèles « équivalents ».

Réel Tresca	F max	3 mm	Réel Mohr Coulomb	F max	0,18 mm
Rupture à 100 Tf	σ compression max	22 MPa	Rupture à 7Tf	σ c max	1,27 Mpa
	σ yy max	13 MPa		σ yy max	0,68 MPa
Elastique	F max	/	Tresca	F max	1,28 mm
Pas de rupture	σ compression max		/	Rupture à 31 Tf	σ c max
	σ yy max				σ yy max
Mohr Coulomb	F max	0,34 mm	Von Mises	F max	1,45 mm
Rupture à 8 Tf	σ compression max	1,65 MPa	Rupture à 35 Tf	σ c max	5,583 Mpa
	σ yy max	0,87 MPa		σ yy max	3,65 MPa
Parabolique	F max	1,62 mm	Drucker Prager	F max	0,32 mm
Rupture à 40 Tf	σ compression max	8,45 MPa	Rupture à 7 Tf	σ c max	1,28 Mpa
	σ yy max	4,19 MPa		σ yy max	0,75 MPa

Pour synthétiser les résultats, les valeurs qui sont présentées sur les graphiques de l'Annexe 7 ont été groupés de la façon suivante pour obtenir les graphiques de la page 63 :

- 1.- Assemblage des résultats pour les matériaux avec les lois Elastique, Tresca, Von Mises et Parabolique car il y a une absence de plastification pour les charges appliquées. C'est-à-dire, l'on obtient, pour les matériaux qui ont un palier de plastification, les mêmes résultats que pour le matériau purement élastique car les charges sont insuffisantes pour entrer dans le domaine plastique. Les deux autres types de matériaux sont les matériaux à loi de comportement Mohr Coulomb et Drucker Prager.
- 2.- Calcul de la variation entre les résultats des calculs numériques et les valeurs fournies par le CEBTP.
- 3.- Moyenne des variations par rapport aux charges de 7, 8, 9 et 10 Tf.
- 4.- Moyenne et assemblage des résultats pour les génératrices symétriques : G1/G9, G2/G8, G4/G6 et G5.
- 5.- Regroupage des résultats en 5 graphiques représentant les variations par rapport à la réalité : $\Delta\sigma$ verticale intrados, $\Delta\sigma$ verticale extrados, $\Delta\sigma$ horizontale intrados, Δ flèche verticale intrados et Δ flèche verticale extrados.

Dans cette synthèse nous n'avons pas traité les deux modèles « réels » (micro modélisation) car le but principal était d'étudier les modèles « équivalents » au vu de la complexité de modélisation par micro modélisation d'un tunnel ancien en maçonnerie.

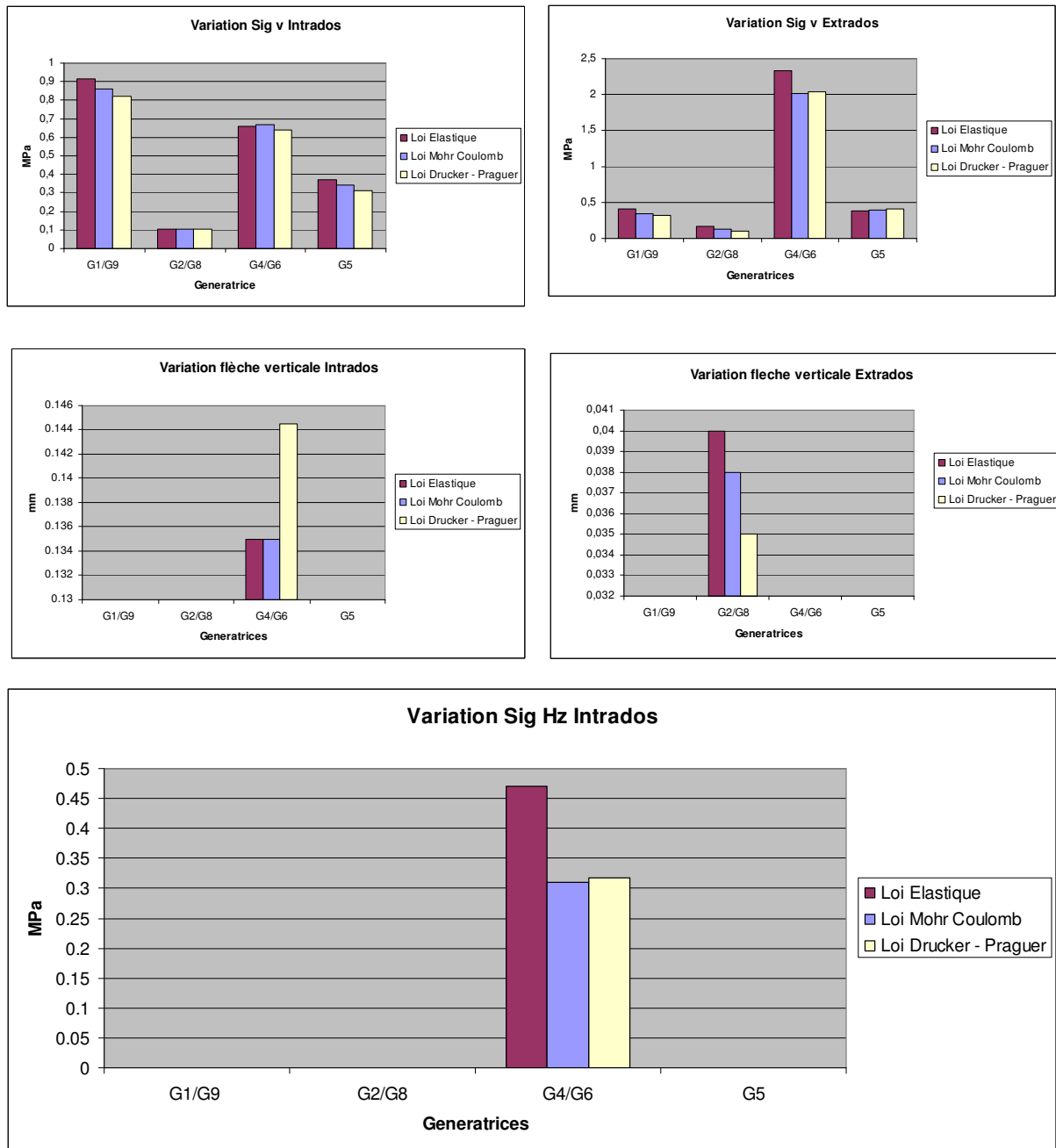


Figure 25 : Graphiques des variations entre les résultats des calculs numériques et les valeurs obtenues dans l'étude du CEBTP regroupées par génératrice symétrique, par loi de comportement et moyennées par charge

4.3.6. Analyse et conclusions :

En regardant les graphiques de l'Annexe 7, il y a différents points à remarquer :

- En premier lieu, nous avons écarté certains résultats qui nous paraissent illogiques par rapport à la réalité. C'est le cas des contraintes aux génératrices 1, 5 et 9 qui ont des signes différents de celles obtenues en laboratoire (rappel : + traction, - compression).

Dans le cas particulier des sections 1 et 9, cette modification de signe sur les contraintes est certainement provoquée par le blocage du mouvement horizontal à la base du piédroit.

Dans le cas de la section 5, comme le montre la déformée de la figure 26, il existe en clé des compressions à l'intrados et des tractions à l'extrados. Ce phénomène, non représentatif du comportement d'une voûte de tunnel, est dû au type de chargement reproduit dans le modèle. Bien que ce chargement soit symétrique la répartition de forces n'est pas homogène sur toute la voûte. Ces discontinuités de chargement produisent cette déformée qui finalement nous fournira ces distorsions. Par ailleurs, les conditions limites ont leur influence dans ce phénomène.

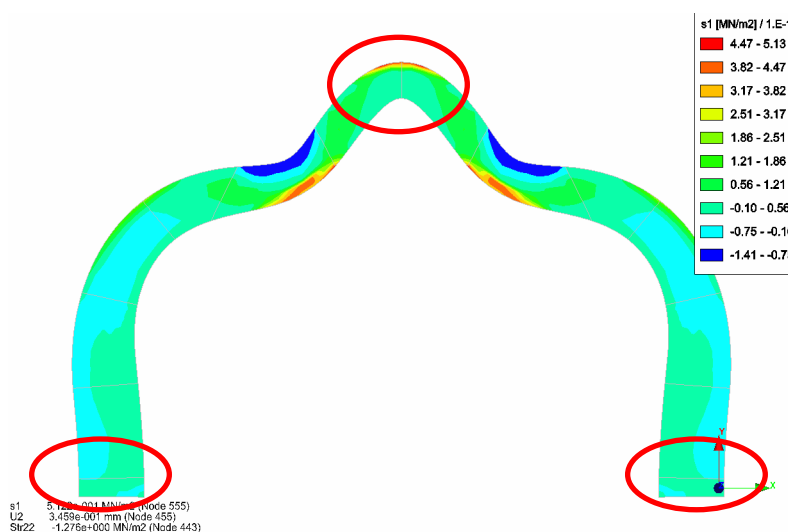


Figure 26 : Déformée du modèle équivalent à échelle = déplacement max = 0.1 % taille du modèle

- En deuxième lieu, le critère qui sera retenu est celui qui est le plus proche des résultats de laboratoire et qui se place du côté de la sécurité, c'est-à-dire, flèches et contraintes majorées par rapport à celles des résultats du laboratoire.

En ce qui concerne les modèles « réels » (micro modèles), même si dans la majorité des cas ils sont plus proches des essais de laboratoire que les macro modèles, l'on ne peut pas affirmer qu'ils s'adaptent parfaitement à la réalité.

Ces différences de comportement peuvent également être expliquées par les différences au niveau du chargement et des conditions limites.

Si nous comparons les deux modèles « réels » ils fournissent presque les mêmes résultats. La principale différence qui pourrait nous emmener à en préférer un par rapport à l'autre est le critère de rupture. Le modèle « **Réel Mohr Coulomb** » arrive à la rupture à 7TF résultat très satisfaisant puisque il nous place du côté de la sécurité car on arrive à la rupture avant que les fissures ne commencent à se produire dans les essais de laboratoire.

Pour cette raison, en suivant le point de vue des théories de N. Domede, C. Gauthier, D. Raffard, etc., le frottement de Mohr Coulomb est la loi de comportement à utiliser pour modéliser les joints des voûtes maçonnées avec une micro modélisation. Toutefois, nous avons déjà cité les difficultés que cette micro modélisation pose lors de la modélisation des tunnels anciens en maçonnerie.

En ce qui concerne les macro modèles, le critère de **Drucker-Prager** est celui qui s'adapte le mieux dans la majorité des cas. De plus, il est le seul critère qui arrive à la non convergence avec une charge plus faible que le cas de laboratoire (7Tf), c'est-à-dire, l'on se place du côté de la sécurité car la charge prévue à la rupture est plus petite que la charge de fissuration dans la réalité.

L'unique cas où ce critère n'est pas le plus favorable dans les graphiques de la page 63 est le cas des flèches verticales à l'intrados des génératrices G4/G6. Cependant si l'on regarde l'étude détaillée sur l'Annexe 7 on peut constater que ces variations sont sécuritaires (sur la génératrice 6 les flèches sont plus importantes que dans le laboratoire) et que, de plus, l'allure de la courbe flèche verticale intrados – charge est la même que celle du laboratoire pour le modèle avec la loi de comportement Drucker-Prager.

Le deuxième critère le plus adapté est Mohr Coulomb et, ensuite, viennent tous les autres critères (Tresca, Von Mises, Parabolique) qui, dans les quatre cas de charge étudiés, sont identiques au cas élastique car la charge ne provoque pas de plastification. De plus ces trois critères arrivent à la rupture beaucoup plus tard qu'en laboratoire : 31, 35 et 40 Tf respectivement au lieu de 7 Tf en laboratoire.

Par ailleurs, si on compare le critère « Réel Mohr Coulomb » et le modèle équivalent Drucker Prager, la rupture (non convergence) arrive au même temps ce qui nous fournit des contraintes et flèches du même ordre de grandeur.

Toutefois, nous ne pouvons pas affirmer que la loi de Drucker Prager est toujours la mieux adaptée à la modélisation de la maçonnerie aux éléments finis. En premier lieu, il faudrait faire beaucoup plus d'essais afin d'homogénéiser et de donner une base plus forte aux résultats obtenus. En deuxième lieu, les caractéristiques de cohésion et angle de frottement introduites dans le cas de la présente étude ne sont pas fournies dans l'étude source ce qui pourrait enlever toute fiabilité et fournir peu de cohérence aux résultats malgré l'étude paramétrique effectuée pour c précédemment.

De plus il faudrait regarder l'influence des maillages et de la géométrie de la voûte. Un autre cas à étudier serait de modéliser le comportement d'un tunnel dans un terrain quelconque car, certainement, les adhérences entre le terrain et le revêtement du tunnel jouent un rôle non négligeable.

En conclusion, il faudrait faire plus d'essais de laboratoire avec plus de cas de charge, différents matériaux de maçonnerie et différents appareillages. De plus, il faudrait fournir tous les paramètres nécessaires pour chaque matériau et chaque cas de charge. Avec cela, alors, l'on pourrait arriver à envisager des prescriptions et des fiches techniques pour la modélisation de la maçonnerie aux éléments finis avec la loi de Drucker-Prager.

Les résultats de cette étude sont clairs et, sont en accord avec les résultats et théories de D. Raffard et N. Domede qui ont étudiée la problématique dans le cadre de leurs Thèses de Doctorat. De même que ces études le concluent, il faudrait augmenter le nombre d'essais ainsi que le nombre de cas de chargement pour pouvoir généraliser les conclusions.

5. LES NICHE DE PROTECTION DU PERSONNEL. MODÉLISATION EN 3D.

5.1. INTRODUCTION ET OBJECTIFS :

Un des problèmes principaux qui se posent habituellement dans le domaine des tunnels anciens est la construction des niches de protection du personnel. Jusqu'à aujourd'hui, peu de calculs étaient réalisés avant la construction des niches et les méthodes et phasage utilisés étaient basés sur l'expérience des ingénieurs.

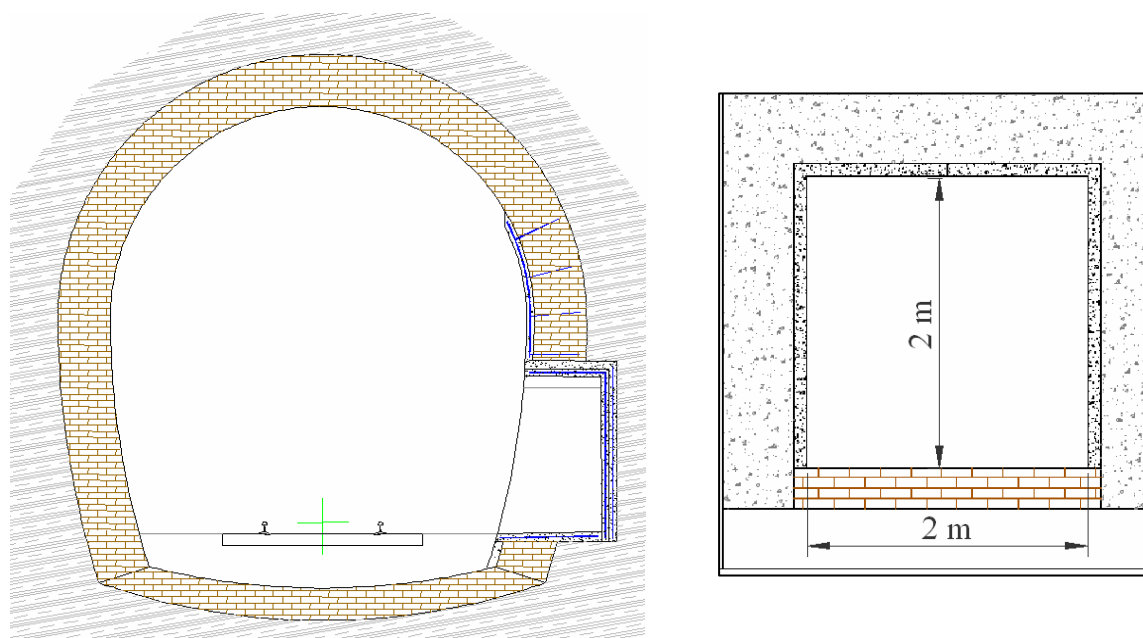


Figure 27 : Niche type carrée.

Cette étude part du travail réalisé par Alejandro Sanz (PFE, ENPC 2006) au sein de la division des tunnels de la SNCF. L'objet de cette étude est de définir les limites d'application des techniques utilisées et de proposer une justification du dimensionnement des niches.

L'importance de cette étude pour la SNCF est de simplifier la procédure pour étudier la faisabilité des niches de protection du personnel dans le cadre d'un programme national de mise en sécurité de plusieurs tunnels où l'on doit creuser un nombre très important des niches. Alors, nous allons essayer d'obtenir des ordres de grandeur sur la stabilité des tunnels vis à vis de l'ouverture des niches, et de trouver des tendances communes à leur comportement.

La problématique du creusement des niches dans un tunnel est typiquement un problème 3D et pour cette raison le but de la présente étude est d'une part revoir en 3D les modélisations réalisées par A. SANZ en 2D et d'autre part étendre l'étude pour différents types de terrain.

5.2. DESCRIPTION DES TRAVAUX

La réalisation de niches de protection du personnel dans les tunnels ferroviaires anciens comprend les travaux suivants :

1. Travaux préliminaires (optionnel) :

- Réalisation d'une ligne d'ancrages au-dessus de la future niche.
- Réalisation d'un confortement préalable de la maçonnerie en béton projeté RIG (Résistance Initiale Garantie) armé d'un treillis soudé épinglé, autour des futures niches si nécessaire.

2. Prédécoupage par forage pour la délimitation périphérique de chaque niche ou demi niche.

3. Excavation, confinement et étaielement : réalisation des opérations suivantes dans le même poste de travail :

- Démolition (revêtement du tunnel + terrain encaissant)
- Réalisation du confinement en béton projeté R.I.G.
- Protection et étaielement de la fouille

4. Revêtement final

- Treillis soudé en respectant la courbure du toit de niche
- Béton projeté R.I.G

5. Seuil de niche en béton coulé.

Les treillis soudés sont du type ST 50 maille 100 x 300. Le béton projeté R.I.G a une résistance à compression $f_{ck} = 45$ MPa à 28 jours et est composé de CEM 52,5 N.

5.3. MODÉLISATION DE LA CONSTRUCTION DES NICHES :

Pour la modélisation de niches, deux modèles sur CESAR-LCPC 3D ont été réalisés. Les caractéristiques de ces modèles sont présentées par la suite.

5.3.1. Géométrie et conditions aux limites.

La géométrie choisie pour modéliser la construction des niches est montrée sur les figures suivantes :

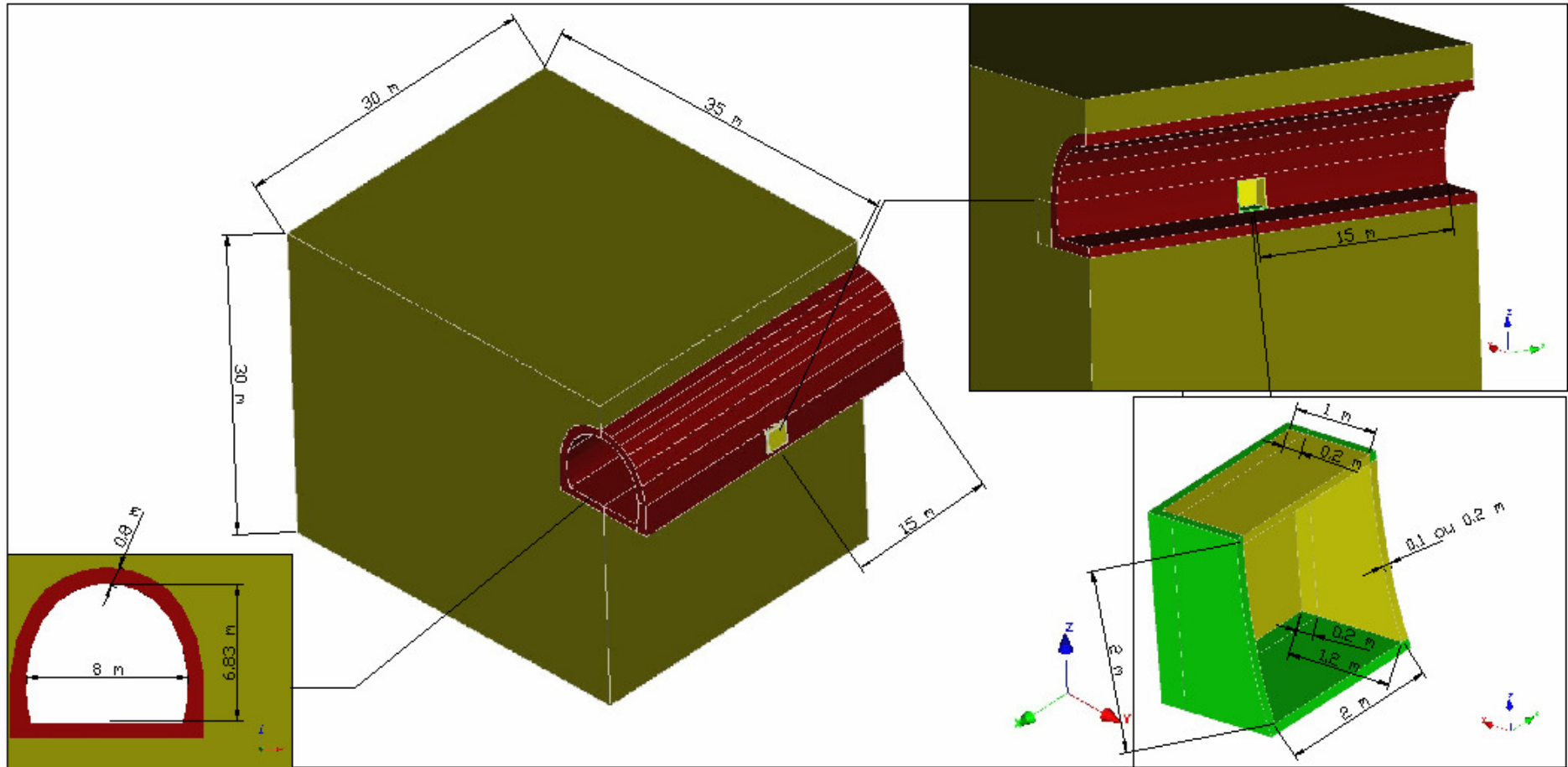


Figure 28 : Géométrie du modèle aux éléments finis CESAR-LCPC pour la construction des niches de protection du personnel carrées.

Dans le dessin ci-dessus sont présentées les caractéristiques géométriques de la niche carrée modélisée comme un assemblage d'éléments volumiques de 10 ou 20 cm d'épaisseur en fonction de l'essai (cela détermine les deux modèles cités). Le reste des éléments (terrain et revêtement du tunnel) ont été modélisés, aussi, comme des éléments de volume.

Il faut ajouter que la niche se place majoritairement dans le revêtement du tunnel, quoique, une partie d'une vingtaine de centimètres se trouve dans le terrain.

Le choix d'une niche carrée a été fait à cause de la difficulté qui se pose lors du dessin sur CESAR-LCPC. En fait les niches, dans la réalité, sont construites majoritairement avec un linteau en forme de voûte. Grâce aux effets de voûte, les niches avec une géométrie arrondie sont plus stables. Alors, en modélisant des niches carrées l'on se trouve du côté de la sécurité.

Les conditions aux limites sont le blocage vertical et horizontal des facettes inférieures et des côtés latéraux du modèle.

5.3.2. Maillage:

Les éléments antérieurement cités ont été découpés et maillés. Le maillage a été réalisé assez grossièrement car, au fur et à mesure que l'on raffine le maillage, le calcul est plus lourd et plus lent. Pour cette raison, également, une interpolation linéaire a été sélectionnée pour mailler les éléments volumiques.

Toutefois, le maillage a été raffiné autour de la niche pour essayer d'éviter des effets de bord qui concernent les angles droits de la niche et parce que cet endroit est celui dont on veut obtenir des résultats : déformations et contraintes. Aussi la zone d'interface entre le revêtement du tunnel et le terrain encaissant a été plus fortement maillé car le changement de type de matériau introduira des perturbations non négligeables.

Nous obtenons un modèle avec 12705 nœuds et 11020 éléments volumiques. Avec ces caractéristiques le temps de calcul est de 20 min environ.

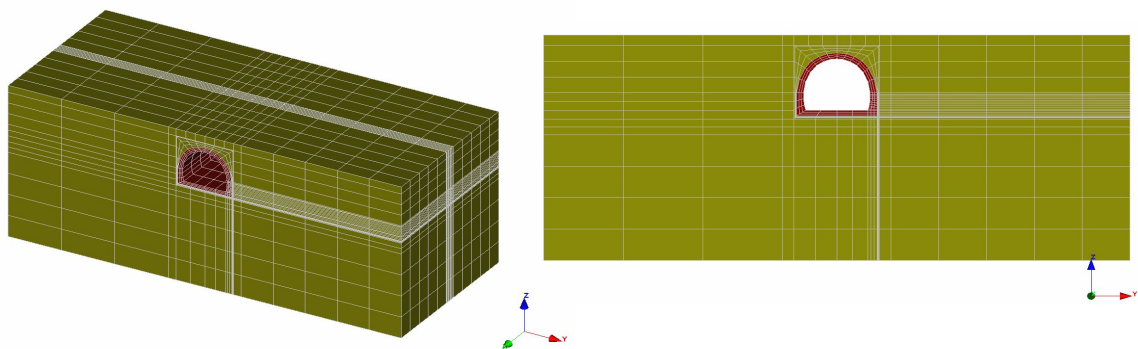


Figure 29 : Maillage du modèle de réalisation des niches de sécurité carrées.

5.3.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

Les caractéristiques mécaniques du terrain, du revêtement et du soutènement sont données dans le tableau ci-dessous. Le revêtement suit une loi de comportement élastique en diminuant de 25% le module de Young des briques ou des moellons pour prendre en compte la présence des joints²¹.

Même si dans le chapitre antérieur la loi de Drucker Prager semblait la loi la plus adaptée, il faudrait faire beaucoup plus d'essais pour modéliser la maçonnerie avec ces caractéristiques. Par défaut, la loi élastique a donc été prise afin de s'approcher de l'étude de A.SANZ et de simplifier l'étude en restant cohérent avec les caractéristiques dont dispose actuellement la division des tunnels de la SNCF pour réaliser ses calculs.

En ce qui concerne les terrains encaissants le choix a été fait par rapport au « *Bilan de l'existant en calculs tunnels à IGOATu* » réalisé par A. Sanz. Dans ce bilan A. Sanz fournit les caractéristiques des terrains encaissants d'une trentaine de tunnels anciens dans lesquels la SNCF a effectuée des travaux. En synthèse, la majorité des tunnels ont été construits dans des zones marneuses, puis en zones calcaires et, finalement, en zones argileuses et limoneuses.

De ce fait, deux types de terrain ont été choisis : un terrain marneux d'assez bonnes caractéristiques et un terrain argileux de très mauvaises caractéristiques afin de pouvoir fournir des limites par rapport au terrain en ce qui concerne la construction des niches de sécurité.

Le module de Young du béton au jeune âge a été déterminé à partir de la formule de la Norme Européenne Eurocode 2 :

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0.3} E_{cm}$$

où $E_{cm} = 36000$ MPa module de Young à 28 jours et $f_{cm} = 53$ MPa résistance moyenne en compression à 28 jours d'un béton avec $f_{ck} = 45$ MPa.

Tableau 7 : Caractéristiques mécaniques des matériaux des modèles pour la construction des niches de sécurité.

Terrains encaissants						
Matériau	Loi de comportement	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ν	C [kPa]	ϕ [degré]
Marnes	Mohr Coulomb	20	1000	0,3	200	30
Argiles	Mohr Coulomb	20	8	0.3	13	15

²¹ *Modélisation des tunnels anciens 1ere phase*. Rapport de Synthèse SIMECSOL. A. BERNARDET 15/04/1999.

Revêtement tunnel				
Matériau	Loi de comportement	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ν
Brique (E=600MPa + joints)	Elastique	22	450	0,2
Brique (E=2000MPa + joints)	Elastique	22	1500	0,2
Brique (E=5000MPa + joints)	Elastique	22	3750	0,2
Moellons (E=10000MPa + joints)	Elastique	23	7500	0,2
Moellons (E=15000MPa + joints)	Elastique	23	11250	0,2
Moellons (E=20000MPa + joints)	Elastique	23	15000	0,2
Béton soutènement				
Matériau	Loi de comportement	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ν
Béton Projeté	Elastique	23	27000	0,2

5.3.4. Phasage et charges.

Trois phases de chargement ont été envisagées afin de modéliser la construction des niches de sécurité avec le module de calcul MCNL (Résolution d'un problème de mécanique à comportement non linéaire):

1. Première phase : *Construction du tunnel*. Dans cette phase le revêtement du tunnel est mis en place. Trois cas de chargement sont appliqués: le premier est le poids propre du terrain qui permet de créer l'état de contraintes initial dans le massif encaissant ($K_0=0.5$), le deuxième est le poids propre du revêtement et, le dernier est la globalité des forces de déconfinement dues au creusement du tunnel, c'est-à-dire, le revêtement reprend le 100% des efforts transmis par le massif. Cette hypothèse nous place du côté de la sécurité car notre revêtement est chargé au maximum et supporte les efforts les plus élevés.

Bien entendu, selon la définition de l'AFTES, la méthode convergence - confinement²² permet de prendre en compte des effets 3D de l'interaction terrain – revêtement lorsque l'on travaille en 2D. Nous utilisons, tout de même, ici, dans notre problème 3D, la notion de forces de déconfinement, puisqu'il s'agit de la façon de procéder avec le logiciel CESAR-LCPC 3D pour simuler une excavation dans un massif, en ayant toutefois conscience qu'il existe une différence entre le λ utilisé par CESAR-LCPC et celui donné par l'AFTES.

2. Deuxième phase : *Excavation de la niche*. Dans cette phase la niche est creusée. Deux cas ont été envisagés pour cette phase.

- a. Le premier cas est réalisé avec la totalité des forces de déconfinement avant la mise en place du soutènement. Le but est de se mettre du côté de la sécurité au moment de l'excavation de la niche, car les déplacements et les forces de déconfinement ne sont pas bloqués par un soutènement.
 - b. Le deuxième cas est réalisé avec un 30% des forces de déconfinement, avant la mise en place du soutènement. De cette façon, l'on chargera dans une phase postérieure le soutènement de la niche avec un 70 % des forces de déconfinement. Cette hypothèse est justifiée par :
 - i. En premier lieu, la niche est creusée et revêtue dans le même poste de travail, ce qui nous conduit à penser que le soutènement mis en place rapidement reprend une grosse partie des efforts dus au déconfinement.
 - ii. En deuxième lieu, le Groupe de Travail n°7 de l'AFTES dans son article « La méthode convergence - confinement »²³ affirme qu'en milieu élastique (ce qui serait le cas du revêtement du tunnel), avant la mise en place du soutènement, les forces de déconfinement arrivent jusqu'à 30 %.
3. Troisième phase : *Soutènement de la niche*. Dans cette phase le soutènement de 10 ou 20 cm est mis en place. On applique le poids propre du béton projeté et le reste des forces de déconfinement. Suite au premier cas de la Phase 2, aucune force de déconfinement n'est appliquée. Suite au deuxième cas de la Phase 2, 70 % des forces sont appliqués.

En ce qui concerne les charges dues au terrain nous avons fait varier la hauteur de couverture, ente 2.5 et 40 m à partir du sommet géométrique du modèle. Ceci est possible dans CESAR-LCPC sans changer la géométrie du modèle grâce au module de chargement « Conditions Initiales Géostatiques » dans lequel on peut choisir la côte Z pour la limite supérieure de la couverture de terrain.

5.3.5. Exploitation des résultats :

Avec la méthode de résolution des contraintes initiales l'on obtient des résultats sous forme de graphiques isovaleurs. Ces graphiques isovaleurs nous permettent de lire les contraintes de traction, compression, cisaillement et les déplacements. Les valeurs maximales de ces contraintes et déplacements sont comparées dans les deux dernières phases à certaines limites.

²² « La méthode convergence – confinement » AFTES GT n°7 14/11/2001

²³ « La méthode convergence – confinement » AFTES GT n°7 14/11/2001

En ce qui concerne la maçonnerie, l'on établit des limites de résistance et déplacement pour le revêtement du tunnel lors du creusement de la niche. Ces limites nous permettent de placer l'étude du côté de la sécurité lors de la construction de la niche.

Selon la Norme Européenne Eurocode 6, la limite de résistance à compression pour une maçonnerie est de

$$R_c = \frac{E_c}{1000} \text{ en MPa.}$$

De l'autre côté, la limite a traction a été imposée à

$$R_t = \frac{R_t}{10} \text{ en Mpa}$$

Cette dernière limite sur le revêtement maçonné a été fixée en accord avec les notions de sécurité pendant les phases chantier de la Division de Tunnels de la SNCF. De même, les déplacements ont été limités à 10 mm.

Alors, les limites de résistance et de déplacement, pour le revêtement du tunnel, sont :

Type de revêtement	R _c (MPa)	R _t (MPa)	Déplacement Max (mm)
Brique (E=600MPa + joints)	0.45	0.045	10
Brique (E=2000MPa + joints)	1.5	0.15	10
Brique (E=5000MPa + joints)	3.75	0.375	10
Moellons (E=10000MPa + joints)	7.5	0.75	10
Moellons (E=15000MPa + joints)	11.25	0.1125	10
Moellons (E=20000MPa + joints)	15	0.15	10

Tableau 8 : Contraintes et déplacements limites pour le revêtement du tunnel en maçonnerie modélisé aux éléments finis.

La Norme européenne Eurocode 2 a été notre référence pour les limites du béton projeté du soutènement.

Pour un type béton de $f_{ck}=45\text{Mpa}$ la résistance à compression maximale à 24 h est calculée pour une température moyenne de 20°C et une cure conforme à EN12390 selon la formule suivante :

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \text{ avec } \beta_{cc}(t) = \exp\left\{s \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\} \text{ où}$$

- $f_{cm}(t)$ est la résistance moyenne en compression du béton à l'âge de t jours (dans notre cas t=1)

- f_{cm} est la valeur moyenne de la résistance en compression du béton fournie par l'EC2 (dans notre cas $f_{cm} = 53$ MPa).
- s est un coefficient qui dépend du type du ciment (dans notre cas $s = 0,2$ pour le ciment CEM 52,5 N).

Et pour la résistance à traction :

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} f_{ctm} \text{ où}$$

$\alpha=1$ pour $t < 28$ jours.

Le choix de prendre la résistance à 24h est assez cohérent avec la méthodologie de construction car le soutènement reprend des efforts dès sa mise en place.

Pour le cisaillement τ_{max} a été calculé à partir des prescriptions du comité n°9 de l'AFTES dans son article « DESIGN OF SPRAYED CONCRETE FOR UNDERGROUND SUPPORT » – (November 2000) où :

$$\tau_{max} = 0,2\sigma_b$$

De plus une limite de déplacement maximal de 10 mm sur le soutènement en béton projeté a été fixée en accord avec les notions de sécurité pendant les phases chantier de la Division de Tunnels de la SNCF.

Alors les limites de résistance et déplacement pour le soutènement de la niche sont :

Contrainte Compression Max. admissible	< 22.47 MPa
Contrainte Traction Max. admissible	< 1.61 MPa
Contrainte Cisaillement Max. admissible.	< 4.5 MPa
Déplacement Max Soutènement	< 10 mm

Tableau 9 : Contraintes et déplacements maximaux admissibles sur le béton du revêtement des niches.

Avec les résultats obtenus et ces limites, nous avons confectionné les tableaux présentés dans la partie suivante. Ces tableaux fournissent des domaines de stabilité pour la réalisation de niches de sécurité en fonction des paramètres suivants : type de terrain, hauteur de couverture, type de revêtement de tunnel et épaisseur du soutènement.

Par ailleurs, les tableaux indiquent en fonction du type de terrain, les cas où un revêtement de la niche de 10 ou 20 cm est suffisant ou non et s'il faut mettre en place un confortement du revêtement du tunnel avant l'ouverture de la niche.

5.4. Tableaux de stabilité pour la réalisation des niches de sécurité avec un linteau de forme carrée :

Compte tenu des hypothèses retenues, les résultats des calculs réalisés sont présentés sous forme des tableaux suivants :

Tableau 10 : Domaine de stabilité vis-à-vis du revêtement du tunnel en Phase 2 avec application de 100% des forces de déconfinement autour de la niche en phase de creusement de la niche. Terrain marneux.

MODÉLISATION DE LA RÉALISATION DE NICHES CARRÉES					
Type de terrain :	MARNES ¹	Caractéristiques terrain			
		E = 1000 Ma γ = 20 kN/m ³	ν = 0.2 c = 200 kPa	φ = 30 °	
Couverture sur clé de tunnel [m]	5	10	20	30	40
Briques E = 600 MPa					
Briques E = 2000 MPa					
Briques E = 5000 MPa					
Moellon E = 10000 MPa					
Moellon E = 15000 MPa					
Moellon E = 20000 MPa					

Légende:

	Revêtement de tunnel stable.
	Revêtement de tunnel non stable recommandation de réaliser un confortement préalable.
	Revêtement de tunnel non stable.

¹Philippe MESTAT et Georges FILLIAT

Tableau 11 : Domaine de stabilité vis-à-vis du soutènement de la niche en Phase 3 et de la stabilité du revêtement en phase 2 avec l'application de 30% des forces de déconfinement autour de la niche en phase de creusement de la niche. Terrain marneux.

MODÉLISATION DE LA RÉALISATION DE NICHES CARRÉES					
Type de terrain :	MARNES ¹	Caractéristiques terrain			
		E = 1000 Mpa γ = 20 kN/m ³	ν = 0.2 c = 200 kPa	φ = 30 °	
Couverture sur clé de tunnel [m]	5	10	20	30	40
Briques E = 600 MPa	SBP 10cm:NS SBP 20cm:NS				
Briques E = 2000 MPa	SBP 10cm:OK	SBP 10cm:NS SBP 20cm:NS			
Briques E = 5000 MPa	SBP 10cm:OK	SBP 10cm:OK	SBP 10cm:NS SBP 20cm:NS		
Moellon E = 10000 MPa	SBP 10cm:OK*	SBP 10cm:OK*	SBP 10cm:NS SBP 20cm:NS		
Moellon E = 15000 MPa	SBP 10cm:OK*	SBP 10cm:OK*	SBP 10cm:OK* SBP 20cm:OK**	SBP 10cm:NS SBP 20cm:NS	
Moellon E = 20000 MPa	SBP 10cm:OK*	SBP 10cm:OK*	SBP 10cm:OK* SBP 20cm:OK	SBP 10cm:NS SBP 20cm:NS	

Légende:

NS = non stable
SBP = soutènement en BP

* Stable mais recommandation de ferrailer plus fortement la partie inférieure du linteau du revêtement de la niche au niveau de l'interface terrain - revêtement du tunnel ou prévoir la réalisation du revêtement de la niche en béton fibré.
** Stable mais recommandation de ferrailer plus fortement la partie supérieure du linteau du revêtement de la niche au niveau de son appui sur la voûte arrière ou prévoir la réalisation du revêtement de la niche en béton fibré

¹Philippe MESTAT et Georges FILLIAT

Tableau 12 : Récapitulatif des domaines de stabilité pour la réalisation des niches carrées de protection du personnel en terrain marneux.

MODÉLISATION DE LA RÉALISATION DE NICHES CARRÉES					
Type de terrain :	MARNES ¹	Caractéristiques terrain			
		$E = 1000 \text{ Mpa}$	$\nu = 0.2$	$\psi = 30^\circ$	
		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	$c = 200 \text{ kPa}$		
Couverture sur clé de tunnel [m]	5	10	20	30	40
Briques E = 600 MPa					
Briques E = 2000 MPa					
Briques E = 5000 MPa					
Moellon E = 10000 MPa					
Moellon E = 15000 MPa					
Moellon E = 20000 MPa					

Légende:

	Stabilité assurée
	Stabilité assurée. Attention au niveau du soutènement. Recommandation ferrailage renforcé ou utilisation de béton fibré.
	Revêtement de tunnel non stable. Recommandation de réaliser un confortement préalable en voûte du tunnel.
	Revêtement de tunnel non stable, revêtement de la niche RIG non stable.

¹Philippe MESTAT et Georges FILLIAT

Tableau 13 : Domaine de stabilité vis-à-vis du soutènement de la niche en Phase 3 et de la stabilité du revêtement en Phase 2 avec l'application de 30% des forces de déconfinement autour de la niche en phase de creusement de la niche. Terrain argileux.

MODÉLISATION DE LA RÉALISATION DE NICHES CARRÉES					
Type de terrain :	ARGILE ¹	Caractéristiques terrain			
		$E = 8 \text{ Mpa}$	$\nu = 0.3$	$\psi = 15^\circ$	
		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	$c = 12.5 \text{ kPa}$		
Couverture sur clé de tunnel [m]	2,5	5	10	20	30
Briques E = 600 MPa	SBP 10cm:NS SBP 20cm:NS				
Briques E = 2000 MPa	SBP 10cm:NS SBP 20cm:NS				
Briques E = 5000 MPa	SBP 10cm:NS SBP 20cm:NS				
Moellon E = 10000 MPa	SBP 10cm:NS SBP 20cm:OK*	SBP 10cm:NS SBP 20cm:OK*	SBP 10cm:NS SBP 20cm:NS		
Moellon E = 15000 MPa	SBP 10cm:NS SBP 20cm:OK*	SBP 10cm:NS SBP 20cm:OK*	SBP 10cm:NS SBP 20cm:NS		
Moellon E = 20000 MPa	SBP 10cm:NS SBP 20cm:OK*	SBP 10cm:NS SBP 20cm:OK*	SBP 10cm:NS SBP 20cm:OK*	SBP 10cm:NS SBP 20cm:NS	

Légende:

NS = non stable
SBP = soutènement en BP

* Construction possible mais recommandation de mettre en place le soutènement de la niche immédiatement après l'excavation. Les déplacements du terrain sans le soutènement de la niche sont difficilement gérables. Recommandation d'appliquer procédures spéciales: confortement de la voûte ou boulonnage parapluie.

¹Philippe MESTAT et Georges FILLIAT

Le domaine de stabilité dans le terrain argileux est presque nul. Ce fait est du à la très mauvaise qualité du terrain : cohésion et rigidité très faibles. Dans ce cas l'on devrait procéder à des méthodes de construction spéciales et à des calculs particuliers.

5.5. CONCLUSION : Problèmes particuliers lors de la modélisation et l'exploitation des résultats et analyse des résultats.

5.5.1. Problèmes particuliers lors de la modélisation en 3D aux éléments finis :

En général pour les deux types de terrain et pour tous les cas de soutènement nous avons eu des problèmes particuliers liés à l'utilisation de logiciel CESAR-LCPC. Ces problèmes se présentent comme suit :

1. Le choix de modélisation de la niche avec des éléments de volume a été fait après un certain temps de travail avec le logiciel. L'autre possibilité était de modéliser la niche avec des éléments surfaciques (type plaques ou coques) et leur donner des caractéristiques mécaniques (loi élastique) et des épaisseurs différentes à chaque calcul (10 ou 20 cm). Cette procédure qui nous permettrait d'avoir la commodité de dessiner un seul modèle, pose certains problèmes :
 - a. *« Le LCPC a identifié un problème qui vient d'une mauvaise initialisation des inconnues dans les coques au moment de leur activation. En effet, elles sont systématiquement supposées être des coques à 8 noeuds, d'où le plantage à l'ouverture du fichier de stockage de la phase 2 puisque vos coques sont réalisées en éléments linéaires et sont donc des éléments à 4 noeuds. En attendant une version corrigée du solveur, je vous propose deux solutions "de contournement" : - soit vous redéfinissez votre maillage en éléments quadratiques (donc Coques à 8 noeuds qui devraient fonctionner tout à fait normalement), - soit vous activez déjà les coques dans les phases 1 et 2 mais en leur donnant un module d'Young nul : l'absence de rigidité vous donnera le même effet que le fait de les désactiver. Le seul petit désagrément est qu'il faudra les masquer au moment de la visualisation des résultats. C'est la solution que j'ai mise en oeuvre dans le fichier joint dont la phase 3 fonctionne »²⁴.*
 - b. Le deuxième problème arrive lors de l'exploitation des résultats car les compressions ou tractions maximales ne sont pas directement fournies par l'interface du logiciel. Alors l'on doit procéder à une analyse et un traitement des résultats.

Nous avons réussi à programmer les fichiers *.data* du logiciel pour obtenir les listes des points avec les contraintes. Avec ces listes et un traitement des données nous avons pu obtenir les tractions et compressions maximales. Bien entendu, cette procédure est assez compliquée par rapport à la lecture directe des tractions, compressions et cisaillements maximaux sur l'interface de CESAR-LCPC. Cette dernière option étant seulement réalisable avec des éléments volumiques.

²⁴ Courrier du 26/06/2007 de Patricia ROURE, ITECH, Département de Génie Civil, LOGICIELS CESAR-LCPC, en réponse à des questions sur des problèmes avec la modélisation avec plaques.

- c. Le troisième problème est que ces plaques ne permettent pas l'introduction d'interfaces pour modéliser des contacts avec des adhérences non parfaites.
2. Une fois les résultats obtenus, certaines incohérences sont apparues. Si l'on regardait les tractions pour un même terrain, une même hauteur de couverture, une même épaisseur de soutènement et l'on changeait seulement le type de revêtement du tunnel, les tractions au niveau de la partie inférieure du linteau du soutènement augmentaient au fur et à mesure que la raideur du revêtement du tunnel augmentait. Ce phénomène qui dans la réalité paraît illogique a une explication sur le logiciel aux éléments finis.

En effet, ces tractions apparaissent juste dans la zone d'interface revêtement du tunnel – terrain. A cause de ce changement de matériau, des variations de déplacement entre nœuds adjacents sont apparues. Ces variations de déplacement entre nœuds produisent des déformées avec un angle ou pas tel que le montre la figure 30.

Nous rappelons que les logiciels aux éléments finis calculent les contraintes à partir des déformations, c'est pourquoi, une variation de déformation forte entre deux nœuds adjacents produit des tractions plus fortes.

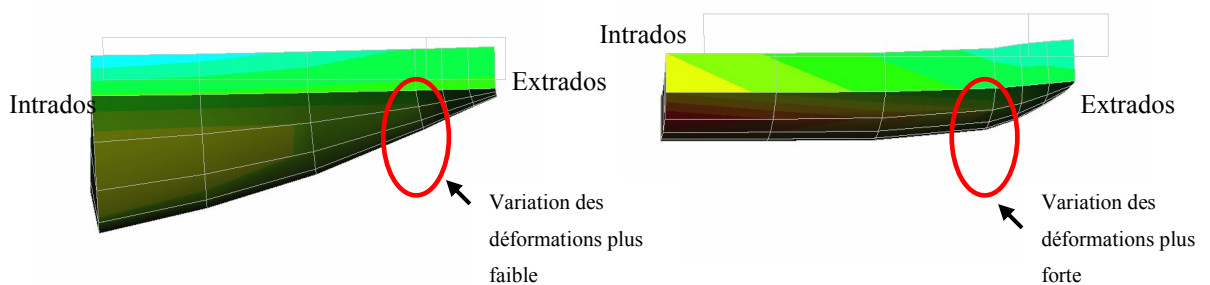


Figure 30 : A gauche déformée du linteau vue latérale avec revêtement de tunnel Briques $E=600\text{MPa}$ 10 m de hauteur de couverture de terrain et soutènement de 10 cm. A droite déformée du linteau vue latérale avec revêtement de tunnel Moellons $E=20000\text{MPa}$, 10 m de hauteur de couverture de terrain et soutènement de 10 cm.

Pour des revêtements moins rigides, les déplacements du revêtement sont majeurs et ils accompagnent le déplacement du terrain ce qui produit des variations faibles par rapport au déplacement de deux nœuds adjacents. Pour des revêtements plus rigides, les déplacements sont plus petits que ceux du terrain et donc des variations plus fortes sont introduites au niveau des variations de déplacement entre nœuds adjacents.

Pour résoudre ce problème nous donnons deux pistes à suivre :

- La première possibilité consiste à raffiner le maillage autour de cette interface revêtement du tunnel – terrain, ou à établir un maillage quadratique. Cette dernière hypothèse, que nous avons testée, induit des temps de calcul de plus de 9 heures pour le même découpage que celui mis en place pour des maillages linéaires. De plus, les résultats obtenus ne sont pas vraiment satisfaisants en ce qui concerne la résolution du problème des tractions.
 - La deuxième solution est la mise en place d'interfaces entre le revêtement de la niche et celui du tunnel ou entre le revêtement de la niche et le terrain encaissant. Mais, d'une part, cette hypothèse nous conduirait à des temps de calcul énormes et d'autre part la détermination des caractéristiques mécaniques de ces interfaces ne serait pas évidente.
3. En ce qui concerne le confortement, nous avons réalisé un modèle avec des éléments surfaciques qui représentaient le confortement de la voûte du tunnel avant le creusement de la niche.

Les résultats obtenus ne sont pas satisfaisants car les tractions dans le linteau sont plus fortes avec ce confortement que sans confortement. Cela est certainement dû à la diminution des déplacements sur l'intrados du linteau du soutènement de la niche.

Ce phénomène produit cette fois une déformation au centre du linteau qui entraîne des tractions plus fortes dans le soutènement. Par contre, nous avons pu constater que le domaine de stabilité du revêtement était élargi par rapport aux études sans soutènement.

Comme avec les plaques nous ne pouvons pas mettre en place des interfaces pour modéliser des contacts non adhérents, le problème reste à résoudre. Une solution possible serait la modélisation du confortement comme un élément de volume, tâche difficilement réalisable sur le plan géométrique.

4. Nous avons déjà cité les problèmes liés aux interfaces. Premièrement les temps de calcul deviennent prohibitifs car nous passons du mode de calcul de MNCL (Résolution d'un problème à comportement non linéaire) à TCNL (Résolution d'un problème entre solides élastoplastiques avec des éléments de contact). Deuxièmement, les caractéristiques mécaniques de ces interfaces ne sont fournies nulle part. Et finalement en modélisant des plaques et coques, nous ne pouvons pas mettre en place ces interfaces.

5.5.2. Conclusions :

En premier lieu nous avons pu constater que le pourcentage des forces de déconfinement appliqué sur le revêtement de la niche est l'un des paramètres qui influence le plus le domaine de stabilité. En changeant ce paramètre on peut élargir ou rétrécir le domaine de stabilité de construction des niches de protection du personnel.

En deuxième lieu, la possibilité d'introduction d'interfaces serait un sujet à étudier dans le cadre d'une étude future. Toutefois, il faudrait d'abord, chercher des études sur les caractéristiques d'adhérence de ces interfaces.

Nous avons mis en évidence la complexité d'une modélisation en 3D aux éléments finis. En effet, les logiciels comme CESAR-LCPC offrent des possibilités de calcul extraordinaires et permettent de modéliser des problèmes singuliers en respectant fidèlement la réalité.

De plus cette modélisation en 3D a permis d'approfondir nos connaissances sur le problème de construction des niches de protection du personnel et de reconnaître certains problèmes liés à leur construction qu'avec des études en 2D, nous n'aurions jamais obtenu.

Toutefois, plus on essaie de s'approcher de la réalité plus on alourdit le calcul. D'ailleurs, pour obtenir des résultats précis, il faut raffiner chaque fois plus les maillages. Pour cette raison, nous encourageons à utiliser ces logiciels pour des cas particuliers et pour avoir des idées sur le comportement 3D de certains problèmes.

De l'autre côté, nous sommes arrivés presque aux mêmes résultats que A. SANZ. Ceci nous conduit à recommander que pour des généralisations de certains problèmes dont l'on ne veut connaître que des ordres de grandeur, les modélisations en 2D avec des hypothèses défavorables, qui nous placent du côté de la sécurité, sont largement suffisantes.



Conclusion

L'objectif initial de ce projet était d'analyser la maçonnerie ancienne en tant que revêtement d'un tunnel afin de donner une loi de comportement de ce matériau applicable aux études aux éléments finis des tunnels anciens. En deuxième lieu, l'idée était d'appliquer ces connaissances pour l'établissement de fiches dans le « guide du projecteur » concernant la stabilité des niches de protection du personnel.

La maçonnerie est considérée, comme un matériau composite fruit de l'assemblage des pierres ou briques par un mortier de chaux. Ce matériau, caractérisé par sa souplesse, due à l'assemblage des blocs liés par mortier, et sa susceptibilité de se déformer avec une amplitude relativement grande, a été modélisé jusqu'à présent comme un matériau élastique aussi bien par la division des tunnels de la SNCF que par l'ensemble d'organismes ayant des ouvrages en maçonnerie à entretenir et à réparer.

Cette hypothèse est justifiée par les problèmes qui se posent lors d'une modélisation. L'hétérogénéité de l'ouvrage, les altérations subies au cours de la vie de l'ouvrage, l'interaction ouvrage – encaissant, ainsi que les problèmes liées au comportement de la maçonnerie en soi, ne font pas de la modélisation une tâche facile.

Dans ce cadre, deux approches sont envisagées afin d'améliorer les modèles aux éléments finis avec une loi de comportement mieux adaptée à la réalité pour la maçonnerie : micro modélisations et macro modélisations.

En ce qui concerne les micro modélisations (représentation individuelle des moellons ou briques et des joints), les résultats obtenus, bien qu'ils ne soient pas identiques au comportement en laboratoire fournissent des résultats satisfaisants quant au comportement du matériau. En effet, la rupture arrive dans le joint. Elle est causée par la naissance des fissures produites par des tractions faibles. D'ailleurs, parmi les deux micro modélisations réalisées, celle qui fournit les résultats les plus adaptés à la réalité du laboratoire est celle dont le modèle est constitué de moellons ayant une loi élastique et de joints qui suivent une loi de Mohr Coulomb.

Les micro modélisations utilisant une loi de frottement de Mohr Coulomb pour les joints sont déjà présentes dans certains logiciels pour la modélisation de structures en maçonnerie (UDECO 4.0). Quoiqu'il en soit, pour la modélisation de tunnels anciens, les micro modélisations ne présentent pas un avantage vis-à-vis de l'hétérogénéité du problème. L'obtention de tous les paramètres nécessaires pour ces lois de comportement et pour chaque partie de l'ouvrage n'est pas facile.

Des micro modélisations pourraient être réalisées lors de cas particuliers où le projecteur prévoit que la maçonnerie du tunnel peut donner des soucis quant à sa stabilité. Ces modèles doivent être, alors, accompagnés par une campagne de reconnaissances et d'essais afin d'obtenir les paramètres requis. Ces modèles seront très précis et comporteront des temps de calculs assez importants. Une étude en ce qui concerne l'adhérence moellon – joint devrait être menée car c'est dans cette zone que les phénomènes de rupture et de fissuration ont leur naissance.

En ce qui concerne les macro modélisations (représentations de la maçonnerie comme un matériau homogène) les résultats obtenus démontrent que la loi de Drucker Prager est celle qui s'adapte le mieux aux résultats obtenus en laboratoire. Toutefois, les résultats obtenus ne sont pas généralisables à toute modélisation aux éléments finis d'une voûte maçonnée en tant que revêtement d'un tunnel.

En effet, la multiplicité d'appareillages et de types de maçonnerie nous empêchent de faire cette généralisation, pour l'instant. Des nombreux essais restent encore à faire avec des matériaux différents, des types de chargements différents et des lois plus sophistiquées qui sont en cours d'investigation.

Les résultats obtenus sont en accord avec certains scientifiques et avec les dernières théories sur le sujet. De nombreuses études doivent être encore réalisées mais, dans un futur proche, on peut estimer que la loi élastique ne sera plus valable, même comme hypothèse simplificatrice, pour l'étude des tunnels anciens en maçonnerie.

En ce qui concerne l'application pratique de ce projet, le but de réaliser des fiches de stabilité concernant les niches de sécurité de personnel a été accompli. De nombreuses simplifications ont été faites même si nous avons travaillé avec des modélisations en 3D. L'une d'elles a été la prise en compte de la loi élastique pour la modélisation du revêtement du tunnel.

En ce qui concerne l'étude de stabilité deux points sont à remarquer :

- L'importance des forces de déconfinement en ce qui concerne la stabilité du revêtement du tunnel et aussi du revêtement de la niche. Dans ce cas, une étude sur le déconfinement de la maçonnerie une fois creusée serait souhaitable.
- L'importance de la zone de contact revêtement du tunnel - terrain et de l'interaction du soutènement de la niche avec le revêtement du tunnel vis-à-vis de la génération de contraintes sur le revêtement de la niche. Des études d'adhérence revêtement - encaissant sont à prévoir.

De l'autre côté nous avons pu constater que la modélisation aux éléments finis en 3D complique les procédures et augmente les temps de calcul. Pour cette raison, l'on devrait limiter des logiciels aux éléments finis en 3D à l'étude de problèmes singuliers pour lesquels l'on veut obtenir des résultats fidèles à la réalité.

En effet, l'établissement des fiches pour le « guide du projecteur », qui nécessitent une généralisation et une simplification des paramètres, mène à des résultats semblables aux approches faites en 2D précédemment. Est-ce que, alors, le temps et les efforts de réalisation de ce modèle 3D ont été bien investis ?

Tout bien réfléchi, certains désordres et problèmes ont été découverts grâce aux modèles 3D. Ces désordres n'auraient jamais été constatés lors d'une modélisation en 2D. Mais, quand même, une recommandation est claire : pour l'établissement de fiches guide et la généralisation des problèmes, les logiciels 2D sont suffisants. En ce qui concerne la résolution de problèmes singuliers, les logiciels 3D offrent des possibilités extraordinaires.

Finalement, suite à ces conclusions, on constate que de nombreuses études sont encore à réaliser dans les années à venir. L'entretien du patrimoine des ouvrages d'art est un sujet à l'ordre du jour et qui prend de plus en plus d'importance. Dans un futur, grâce aux outils informatiques de plus en plus performants et à une amélioration des campagnes de reconnaissance, on pourra faire face à ces nouveaux enjeux.





Bibliographie



Ouvrages imprimés

- [1] CANET, Juan Miguel. *Calculo de estructuras 1 y 2*. Barcelona : UPC, 2000, 249 p.
- [2] CETU. *Guide de l'inspection du génie civil des tunnels routiers*. Lyon : CETU.
- [3] FILLIAT, Georges. *Tunnelling and underground space technology*. Vol. 16, n° 2 April 2001.
- [4] ITECH - LCPC. *Manuel d'utilisation de CESAR-LCPC 4.0*. Paris : LCPC, 2004.
- [5] MESTAT, Phillipe. *Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode aux éléments finis*. Paris : LCPC, Mars 1993, 193 p.
- [6] Norme Européenne, *EUROCODE 2 : Calcul des structures e béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. Bruxelles : CEN 2004 ;250 p.
- [7] Norme Européenne, *EUROCODE 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie – Partie 1-1 : Règles générales pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée*. Bruxelles : CEN 2006 ; 106 p.
- [8] OLIVER OLIVELLA, Xavier. *Mecànica de medis Continus per a enginyers*. Barcelone : UPC, 2003, 330 p.
- [9] PAGE, John. *Masonry arch bridges. State of art review*. 1993.
- [10] PELLERIN, François Marie. *Les altérations des maçonneries carbonatées des tunnels ferroviaires anciens*. 1978.
- [11] TERRASOL. *Manuel d'utilisation de Plaxis V.8.*, 2002.
- [12] University of Genoa. *Ring 1.5 Users Guide*. Genoa : University of Genoa Structure & Geotechnical Engineering.

Rapports imprimés

- [13] AFTES GROUPE DE TRAVAIL N°7. *Recommandations relatives à l'utilisation du béton non armé en tunnel*. Paris, Avril 1998.
- [14] AFTES GROUPE DE TRAVAIL N°7. *Recommandations relatives à la méthode convergence – confinement*. Paris, Novembre 2001.
- [15] AFTES GROUPE DE TRAVAIL N°14. *Catalogue des défauts apparents des tunnels*. Lyon, Avril 1980.
- [16] AFTES GROUPE DE TRAVAIL N°14. *Nomenclature des parties d'ouvrages des tunnels*. Lyon, Avril 1980.

[17] AFTES GROUPE DE TRAVAIL N°20. *Recommendations for the design of sprayed concrete for underground support*. Paris, November 2000.

[18] BERNARDET, A. *Modélisation des tunnels anciens 1ere phase*. Paris, 15/04/1999.

[19] Bulletin Officiel. *Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés de travaux publics relevant des services de l'équipement. Fascicule n° 64 – Travaux de maçonnerie d'ouvrages de génie civil*. Paris, 1982.

[20] CEBTP. *Etude sur modèle de l'effet de renforcement d'une voûte en maçonnerie par application d'une couche de béton à l'intrados (Phase I à XIII)*. CEBTP, Paris, 1977 – 1990.

[21] DOCUMENTATION SNCF. *Modes de construction et types de tunnels*. Paris.

[22] LOOTVOET, Alain. *Technologie des maçonneries*. Paris, 1981.

[23] THIAUDIERE, Patrick. *Tunnels anciens – Techniques de construction*. Paris, Février 1998.

Travaux universitaires

[24] DOMEDE, Nathalie. *Méthode de requalification des ponts en maçonnerie*. Thèse de doctorat, INSA, 11 Juillet 2006, 202 p.

[25] GAUTHIER. C. : «*Modélisation de tunnels maçonnés anciens avec la méthode des éléments distincts UDEC*» Thèse de doctorat, Paris. Juin 1999.

[26] KIRSH, Antoine. *Les ponts voûtés maçonnés, technique du passé, ouvrages d'avenir*. Thèse de doctorat.

[27] MOUNAJED, Ghassan. *Modélisation de la maçonnerie armée par la méthode des éléments finis. Application aux maçonneries de petits éléments creux*. Thèse de doctorat, ENPC, 11 Mai 1992.

[28] RAFFARD, Delphine. *Modélisation de structures maçonnées par homogénéisation numérique non linéaire : application aux ouvrages d'intérêt archéologique*. Thèse de doctorat, INPL - Nancy Brabois. 21 décembre 2000, 206 p.

[29] SANZ, Alejandro. *Etablissement de fiches guide de phasage et dimensionnement pour le confortement ou la reconstruction localisée d'ouvrages souterrains*. Projet Fin d'Etudes, ENPC, 14 septembre 2006, 48 p.

Articles de périodiques imprimés

[30] DELOYE, F.X. Exemples d'analyses sur des maçonneries. Cas du tunnel du Puberg. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 1989, n°163, pg. 17.

- [31] DELOYE, F.X. Perte de résistance des mortiers de béton et des pierres dans les ouvrages et les monuments anciens. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 1991, n°175, pg. 55.
- [32] DELOYE, F.X. Le calcul minéralogique. Application aux monuments anciens. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, 1991, n°175, pg. 59.
- [33] DE BUHAN, P ; DE FELICE, G. A homogenization approach to the ultimate strength of brick masonry. *European journal of mechanics*, 1996.
- [34] GIORDANO, A. Modelling of historical masonry structures : comparison of different approaches through a case study *Engineering Structures*, vol.24,issue 8, January 2002, pp. 1057-1069.
- [35] KHEMISSA, M. Analyse des facteurs d'instabilité des tunnels par la méthode de calcul à la rupture. *Revue Française de Géotechnique*, 2005, n° 110, pg. 77.
- [36] LEE, J.S ; PUNDE, N. A comparative study on the approximate analysis of masonry structures. *Materials & structures*, 1998, vol. 31.
- [37] OLIVITO, R.S. ; STUMPO, P. Fracture mechanics in the characterisation of brick masonry structures. *Materials & structures*, 2001, vol. 34.
- [38] RIVALLAIN, LE BRAS, NELVA. Confortement des voûtes en maçonnerie par béton projeté traditionnel et renforcé de fibres métalliques – Etude comparative expérimentale. *ANNALES de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 1995.
- [39] SAB, Karam; CECCHI, A. A multi-parameter homogenization study for modelling elastic masonry. *European journal of mechanics*, 2001.
- [40] SAB, Karam; CECCHI, A. Out of plane model for heterogeneous periodic materials: the case of masonry. *European journal of mechanics*, 2002.
- [41] SAB, Karam. Yield design of thin periodic plates by a homogenization techniques and an application to masonry walls. *Comptes rendus de Mécanique*, 2003, Fascicule 9 n° 331, pg 641-646.
- [42] SHAAN, Raad ; TORRENTI, JM. Influence de la variation de type et d'épaisseur des joints sur le comportement de maçonnerie. *ANNALES de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 1991



Glossaire

APPAREILLAGE : Moellons tuilés et placés selon un dessin établi.

CLE (ligne de) Lieu d'intersection de la voûte avec le plan de symétrie longitudinal du tunnel.

CINTRE Anneau de soutien, en général métallique, calé à la voûte et prenant appui sur le radier ou sur la plateforme par l'intermédiaire d'un calage. Peut être apparent ou noyé dans le revêtement.

DEBOUCHE Section nette minimale nécessaire au transit des personnes, véhicules ou fluides pour lequel l'ouvrage est destiné.

EXTRADOS Surface extérieure du revêtement au contact ou non du terrain encaissant.

GABARIT Encombrement maximal ramené à un plan d'un élément destiné à passer dans un ouvrage (en particulier les circulations ferroviaires ou routières).

INTRADOS Surface intérieure du revêtement (partie "visible").

MACRO MODELISATION : modèle qui suppose un milieu « équivalent » homogénéisé pour la modélisation de matériaux composites.

MICRO MODELISATION : modèle qui reprend le comportement de chaque constituant pour la modélisation des matériaux composites.

MAÇONNERIE Mode d'assemblage des moellons de pierres ou de briques se différenciant par leur appareillage. Par extension, s'applique à des ouvrages en béton non armé.

MOELLONS Les moellons se différencient par leurs formes (blocs de pierres ou artificiels de petites dimensions) et la nature de leurs faces.

NAISSANCE Base de la voûte à son raccord avec les piédroits. Lorsque la construction de la voûte et des piédroits a été simultanée, on prend pour naissance le point où la tangente devient verticale.

NICHE Cavité revêtue ou non, ménagée dans le piédroit destinée à la protection des usagers.

PARLEMENT Surface apparente d'une maçonnerie. Par extension, désigne parfois le premier rouleau de maçonnerie.

PIEDROIT Partie verticale, ou faiblement inclinée, ou faiblement incurvée, située sur les côtés au-dessous des naissances ou des sommiers (repérage sur le profil en travers).

RADIER Partie du revêtement du tunnel réunissant la base des piédroits.

REINS Zones de la voûte intermédiaires entre les naissances et la clé. Zones au voisinage des points de moment nul dans un arc (en chargement symétrique).



REVETEMENT Ensemble des matériaux compris entre le terrain et la section nette. Peut assurer plusieurs fonctions : stabilité à long terme de la voûte, étanchéité, amélioration de l'écoulement (tunnels hydrauliques), etc.

SOUTÈNEMENT Ensemble des matériaux assurant la stabilité à court terme.

VOÛTE Revêtement de forme cintrée. Au sens large, peut également désigner l'ensemble des maçonneries d'un tunnel à l'exception du radier. Par extension, désigne la partie supérieure du profil en travers à l'exclusion des piédroits, même lorsqu'ils ont une forme cintrée. Désigne également le volume de rocher proche de l'intrados dans un tunnel non revêtu.



Annexes



Annexe 1 Problèmes et altérations de la maçonnerie

En premier lieu seront éclaircis quelques concepts sur les altérations des matériaux anciens, par un rappel du vocabulaire basique. Après suivra une explication des différents problèmes qui peuvent toucher une maçonnerie, étayée par quelques exemples réels.

Vocabulaire :

Vieillessement : Ensemble des phénomènes liés à l'évolution des matériaux au cours du temps.

Altération : Conséquence dégradante du vieillissement qui peut être produit par des phénomènes profonds (consolidation, diagenèse...) ou par des phénomènes superficiels (« weathering » en anglais). L'altération est alors le résultat de l'action d'un facteur externe sur le matériau qui réagit en fonction de sa nature pétrographique.

Etat de référence d'un matériau : Etat à sa mise en place ou, dans le cas où nous n'avons pas de données de référence, on prendra les meilleures caractéristiques du matériau.

Défaut : Non satisfaction à une exigence ou à une attente raisonnable liées à une utilisation prévue, y compris celles qui ont trait à la sécurité. Imperfection généralement visible, ponctuelle ou systématique affectant une partie de l'ouvrage.

Anomalie : Ecart entre une situation existante et une situation attendue.

Risque : Danger éventuel plus ou moins prévisible.

Malfaçon : Tâche manifestement mal exécutée ou spécification non respectée.

Désordre (avarie) : Problème affectant un élément ou une partie d'ouvrage qui se manifeste progressivement ou brutalement et qui dénote une évolution.

Pathologie : Synthèse des désordres reconnus.

Concrétions : Dépôts solides de CaCO_3 , CaSO_4 .

Efflorescence : Exsudats fragiles et temporaires apparus dans certaines conditions d'humidité (support/air) sur mortiers. Présence de sulfates en surface ou pendant le transport.

Dépôt : Déposition de solides faiblement adhérents.

Alvéolisation : Relief creux de la roche, comme une sorte d'érosion éolienne (jusqu'à 10 cm) avec vermicules de sillons sinueux. Cette altération précède la décohésion de la surface atteinte.

Ecaillages : Une action mécanique provoque une rupture sous forte contrainte.

Desquamation : Feuillet, provoqué par une action chimique, qui auront une pétrographie modifiée. Ces feuillet seront soit plaques de 0.5 à 1 cm, soit croûtes de divers mm de grandeur ou pellicules d'à peu près 1 mm. Sous ces feuillet, il existera une zone pulvérulente qui est générée par éclatement ou boursoufflement. Cependant les feuillet peuvent avoir des résistances plus performantes que le support.

Délitages : Les feuillet se débitent parallèlement au lit de la pierre.

Dissolution : Surface qui recule grâce à la dissolution des éléments. Faire attention à la dissolution différentielle.

Dépôts calciques ou carbonatés (« Mondmilch »): Poudre de recouvrement qui se formera sous l'action de l'eau des stalactites.

Imbibition : Ameublement ou altération des matériaux par l'augmentation de leur teneur en eau. Par exemple les arènes sableuses.

Erosion : Action mécanique d'un ruissellement qui crée des vides dans la structure.

Carbonatation : Vieillessement naturel bénéfique pour le béton non armé mais qui endommage le béton armé. L'alcalinité forte du béton monte le pH ce qui est positif pour les armatures mais, avec la formation de CaCO_3 , le pH chute avec une effet négatif sur les armatures.

Réactions sulfatiques : Apparition de minéraux expansifs de néoformation (étringite pour le béton) avec pur conséquente la désagrégation du mortier. Il faut dans ce cas ajouter du laitier.

Alcali – réaction : Expansion de produits silicateux. Ce phénomène se produit plutôt dans le béton et il est peu répandu en tunnels.

Phénomènes d'altération des maçonneries anciennes :

Pour commencer, il est fourni une petite liste des problèmes particuliers de certaines roches qui peuvent constituer le revêtement nu du tunnel:

- Roches sédimentaires : dissolution Calcaire ciment - liant.
- Roches évaporites : création de cavités/ Gonflement (Anhydrite).
- Conglomérats : chute d'éléments.
- Roches cristallines : transformation des minéraux, argilisation.
- Roches métamorphiques : entrée d'eau.

Ensuite, on peut énumérer les matériaux carbonatés qui sont les constituants principaux des moellons des maçonneries anciennes, comme :

- a) Calcaires.
- b) Dolomies.
- c) Grès à ciment carbonaté.
- d) Mortiers et bétons de chaux hydrauliques.

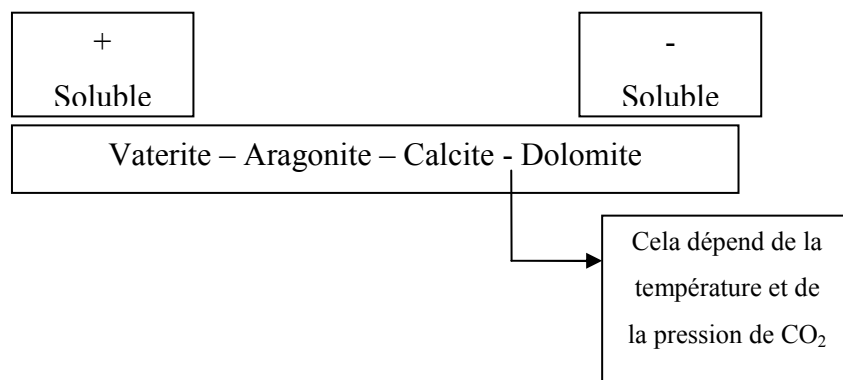
Si on classifie leurs composants par chimie et altérabilité :

- a) Eléments assemblés par phase de liaison : Calcite (CaCO_3) et dolomite ($\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$).
- b) Chaux hydrauliques et ciments qui seront altérés par des fumées agressives et attaques chimiques acides.

Ces matériaux ont des caractéristiques chimiques spéciales qui les rendent susceptibles d'être altérés par des phénomènes particuliers. Les équilibres, et par enchaînement, les altérabilités seront établies par :

- a) le pH (ex. Dans une attaque par eau (solubilité) si $\Delta pH = pH_{eq} - pH_{mesure} \Rightarrow \begin{cases} > 0 \Rightarrow \text{AGRESSIVE} \\ < 0 \Rightarrow \text{INCRUSTANTE} \end{cases}$)
- b) la pression partielle de CO_2 ,
- c) la température (ex. le CaCO_3 diminuera sa solubilité au fur et à mesure que la température augmente).

La solubilité des éléments carbonatés dépendra des facteurs antérieurs mais on peut donner une classification selon cette solubilité :



Il est important de décrire la texture géologique de la maçonnerie car c'est elle qui permet, ou pas, l'entrée des agents pathogènes dans la roche. Selon la texture géologique on peut classer ces éléments comme :

a) Texture de la matrice solide : les éléments qui forment la matrice solide sont les bioclasts, oolites, pellets, lithoclasts, extraclasts... qui seront reliés par cristaux : micrites, microsparites et sparites.

b) Le milieu poreux qui présente des microfissurations que l'on peut diviser en : porosité des pores (infrapores : $\Phi < 50 \text{ \AA}$; micropores : $300 \text{ \AA} < \Phi < 0.5 \mu$ qui contiendra l'eau irréductible; macropores jusqu'à 25μ qui sont siège des mouvements hydrauliques) et porosité des fissures (intra et intergranulaires)²⁵.

Altérations des moellons aériens :

Altération des sels solubles : Il existe une hydratation des sels puis une expansion (gonflement). Si le moellon se trouve dans une atmosphère humide les pressions théoriques seront égales aux pressions produites par le gypse.

Action du gel : Premièrement il faut dire que le point de congélation de l'eau diminue avec la taille des pores²⁶. La pression développée se trouve, donc, au milieu entre l'équilibre eau glace sous pression et le point triple. Les problèmes liés à l'action de la glace dépendent, alors, de la teneur en eau (degré de saturation), la température extérieure et le diamètre des pores comme le montre le tableau ci-dessous :

Tuiles et briques		Granulats routiers		Roches calcaires	
$\Delta T \in [-15^\circ\text{C} ; +18^\circ\text{C}]$		$\Delta T \in [-15^\circ\text{C} ; +18^\circ\text{C}]$			
$d_{10} < 2\mu$	GELIF	$\bar{r} > 0.5\mu$	GELIF	$\bar{r} > 10\mu$	PEU GELIF
$d_{10} > 3\mu$	NON GELIF	$\bar{r} < 0.05\mu$	NON GELIF	$0.1\mu < \bar{r} < \mu$	PARTICULIERMENT GELIF
				$\bar{r} < 0.1\mu$	PEU GELIF

Finalement, il y a trois types de morphologies d'altérations sous gel :

- a) Eclatement de blocs
- b) Ecaillage.
- c) Pulvérisation.

²⁵ D'après les études de Pittmann et Alonso.

²⁶ D'après LEFUR et TOURENQ, 1970.

Attaques chimiques : Les attaques chimiques par sulfatation donnent une dissolution du calcaire, ou bien, une attaque acide. Les réactions qui forment une croûte avec le CaCO_3 trouvent la source de calcium pour réagir avec le SO_2 dans les moellons (cas de calcaires) ou dans les mortiers, les poussières éoliennes, les déjections d'oiseaux (cas des grés)... Le SO_2 sera fourni par l'atmosphère urbaine ou par le lessivage des eaux.

Attaques par action des microorganismes : Les microorganismes que l'on peut trouver sur les moellons de calcaire ou grés sont, parfois, oxydants au S_2 qui leur donne l'énergie nécessaire pour la biosynthèse des nutritifs (minéraux). Cette réaction s'appelle SULFO-OXYDATION. Ces organismes sont dans la plus part des cas de thiobacilles.

- Bactéries sulfo - oxydantes : Dégradation de carbonates et pyrites.
- Bactéries nitrifiantes : Acides nitreux ou nitriques attaquent les carbonates et produisent des desquamations des moellons.

Alors on peut conclure que les roches carbonatées ont une réaction spécifique aux agressions chimiques : solubilité au $\text{H}_2\text{O}+\text{CO}_2$; sensibilité aux attaques acides. Cela donne des modifications de l'espace poreux et de la minéralogie. Toutes ces réactions modifient la résistance mécanique de la roche. Les aspects visuels de ces réactions sont :

- a) Pour les mécanismes chimiques : desquamation et dissolution.
- b) Pour les mécanismes mécaniques : exfoliation et alvéolisation.

Altération des moellons dans les ouvrages souterrains :

Même si les altérations introduites ci-dessus sont aussi possibles dans les milieux souterrains, maintenant je vais approfondir l'étude de l'eau et du régime thermique dans les maçonneries des ouvrages souterrains ainsi que l'attaque par sulfates.

Régime Hydraulique : Dans les régimes hydrauliques hors nappe l'extrados n'est pas injecté car, sauf dans le cas de fracture, l'eau percole en contournant l'obstacle (tunnel) plutôt que de vaincre la tension capillaire des ménisques aux parois de l'excavation.

L'eau dans la maçonnerie existe, donc, sous deux formes possibles :

- a) Par condensation : Chimique agressive. Eau absorbée en fonction du diamètre des pores et de la température.
- b) L'eau du terrain qui ruissellera sur l'extrados s'il existe un contact lâche entre l'extrados et le terrain. Cependant, si le contact est proche l'humidité augmentera par rapport aux pressions capillaires.

Effet des sulfates : La suie omniprésente à cause des fumées des anciennes locomotives fournit à l'eau de percolation du soufre dans tous ses états d'oxydation. Le SO_4 oxydé dans le matériau provoque une chute de pH qui déstabilisera le HCO_3^- et qui en même temps forme du CO_2 qui s'ajoute au métabolisme bactérien présent. La pression du CO_2 , finalement, provoque une détérioration de la calcite et une sortie d'eau incrustante.

Régime thermique : Pour le régime thermique, la température de l'air à l'intrados varie mais le terrain est considéré comme isotherme (plus ou moins $+10\text{ }^\circ\text{C}$). Les variations de température sont de -15 à $+20\text{ }^\circ\text{C}$. Deux cas problématiques sont à étudier :

- a) Quand la température atmosphérique souterraine est négative la roche cumule froid en profondeur ce qui la rend instable lors d'un changement de température en surface.
- b) A l'époque des locomotives à vapeur, celle-ci pouvait atteindre 150 à 400°C et affecter une partie superficielle du revêtement. Une couche de suie se formait aussi sur le parement avec pour conséquence des altérations sur les moellons et les mortiers, cas qu'il faudrait éviter.

Tous ces facteurs finalement produiront des effets et altérations particuliers comment :

1.- L'altération des joints avec un départ sableux pour les mortiers de chaux et un départ boueux pour les mortiers en ciment.

2.- Pour les moellons :

a) Alvéolisation qui a une origine dans le changement pétrographique et minéralogique et qui avec l'eau de percolation forme des cristaux dans les vides des dolomies. En même temps, cette alvéolisation provoque une dédolomitisation secondaire en grains et une dissolution qui est marquée par le vent en époques sèches. Finalement on peut dire que l'avéolisation est le résultat d'un processus physique initié par des actions chimiques comme la dédolomitisation primaire périphérique des cristaux.

b) Ecaillages :

-Desquamation : la surface se débite en plaques. Elle se produit quand la texture et la minéralogie sont changées par l'altération. Particulièrement, cette desquamation se présente sous forme de charnières avec des boursoufflements et éclatements. La teneur en soufre produit une desquamation chancreuse sur les parements due au grenailage de la croûte de suie.

-Exfoliation : Fissuration parallèle à l'intrados sans modification pétrographique. L'exfoliation a une origine mécanique. Parfois, une pression osmotique est développée par la structure de la dolomite. Les autres causes de cette exfoliation sont le gel et les contraintes différées en maçonnerie.

3.- Pour la maçonnerie en général :

Il faut remarquer les phénomènes d'alcali réaction qui produisent un gonflement du mortier et créent une frange de réaction entre le moellon et le mortier.

En fin, la vitesse d'altération croît avec l'augmentation de l'humidité pour des hydrochimies semblables mais pas pour des chimies variables. Alors l'eau est importante mais le chimisme (composition chimique de l'eau : présence des sulfates, magnésium...) est plus important encore. Aussi, la vitesse de l'altération augmente avec l'augmentation de pressions.

CONCLUSION :

Tous les facteurs n'interviennent pas avec une importance semblable. Alors, la première étape de l'étude d'un cas de vieillissement est d'isoler le facteur déterminant.

L'altération sera, selon ces agents, de type :

- chimique ou biochimique dominant : SULFATATION → DESQUAMATION,
- mécanique dominant : GEL, CONTRAINTES, PRESSION OSMOTIQUE → EXFOLIATION,
- chimico-micro-mécanique : PRESSION DE CRISTALLISATION ET HYDRATATION DES SELS SOLUBLES → ALVEOLISATION,
- mixte chimique + macromécanique → DESQUAMATION (surtout en croûtes).

Le plus souvent, un nombre de facteurs dominants interagissent :

Combinaisons :

- matériau peu humide + suie abondante → la desquamation l'emporte sur une alvéolisation virtuelle de cinétique plus lente,
- matériau dolomitique + eau sulfatée en petite quantité → alvéolisation,
- matériau dolomitique + eau en grande quantité, même sulfatée → l'exfoliation (gélifraction + contraintes + pressions osmotiques) masque alvéolisation,
- température négative + matériau peu humide → pas de gélifraction,

Juxtaposition :

-distribution contrastée des pores de deux matériaux en contact → le plus finement poreux « éponge » l'autre. Par exemple, il est constaté que l'utilisation des mortiers à chaux offrent une résistance mineure mais une souplesse majeure en tout moment. Le mortier à chaux en s'altérant plus vite que la pierre, la protège. Cependant, si on met en place du ciment, parfois, on altère le moellon. D'ailleurs, si les joints sont complètement étanches l'eau circulera dans les moellons phénomène qui produira des eaux incrustantes,

-minéralogies en déséquilibre chimique entre les matériaux et avec l'eau de percolation → franges de réaction à l'interface.

On peut en conclure que *l'altération n'est pas une caractéristique intrinsèque mais plutôt une combinaison de facteurs extérieurs qui agissent avec leurs caractéristiques.*

PLAN À SUIVRE POUR APPROFONDIR LES DIFFERENTS MECANISMES :

- 1.- Reconstitution de l'histoire du souterrain et surtout de l'évolution de son vieillissement.
- 2.- Recensement exhaustif des facteurs de l'altération tant externes qu'internes au revêtement, amélioré avec des nouvelles techniques l'auscultation.
- 3.-Analyse détaillée de l'environnement due à l'importance de celui-ci sur le comportement des matériaux.
- 4.- Appréciation du rôle de chacun de ces facteurs dans l'altération étudiée, détermination du ou des facteurs dominants et étude de l'action actuelle de ceux-ci.

Le problème à résoudre finalement n'est pas, seulement, assurer la stabilité mécanique mais pour chaque cas savoir comment résoudre au mieux les pathologies présentes.

TABLEAU 1. Résumé des altérations pour des tunnels en maçonnerie :

ALTERATION	DEFINITION	CAUSES	FACTEURS AGRAVANTS
Décollement et chute des enduits.	Séparation de l'enduit (mortier fin).	a) Défaut adhérence support. b) Mauvaise préparation du support. c) Rupture du support. d) Circulation eau sur l'interface. e) Gel. f) Eaux qui contiennent CO_2^- , SO_4^- , $\text{H}_2\text{S}...$	-Climat. -Altération du support. -Mise en charge de l'eau derrière enduit.

Alvéolisation	Erosion avec relief creux avec arêtes du moellon.	<p>a) Dédolomitisation des grains de la roche par agression sulfatée dans les moellons.</p> <p>b) Dissolution du ciment calcaire dans un grès poreux.</p> <p>c) Corrosion du calcaire sous eaux agressives.</p>	<p>-Courants d'air violents (désagrègement de la poudre).</p> <p>-Alcali - réaction.</p> <p>-Moellons poreux.</p> <p>-Moellons gélifs.</p> <p>-Climat.</p>
Déjointolement	Départ progressif du mortier des joints.	<p>a) Attaque du liant par eau chargé.</p> <p>b) Epaufrure (partie prismatique qui se détache) et chute des briques.</p> <p>c) Sable qui reste entraînée par l'eau.</p>	<p>- Circulation eau qui entraîne du sable.</p> <p>- Gel.</p> <p>- Pincement des briques.</p> <p>- Epaufrures.</p> <p>- Déformations du parement.</p>
Desquamation	Altération du moellon en lames parallèles au parement peu profonde et uniforme moellons +joints. Modification de nature des lamelles, plaques, croûtes et pellicules.	<p>a) Eaux agressives / fumées.</p> <p>b) Gel - dégel.</p>	<p>- Nature gélive des moellons.</p> <p>- Pose en délit.</p> <p>- Eau circulante.</p> <p>- Climat.</p>
Exfoliation	Décollement des feuilletts et plaques parallèlement au parement sans modification de la structure.	<p>a) Gel – dégel.</p> <p>b) Pression osmotique d'eau chargée en sels.</p> <p>c) Surcharge maçonnerie.</p>	<p>- Pose en délit.</p> <p>- Roche poreuse et gélive.</p> <p>- Joint d'épaisseur irrégulière.</p>
Ecaillage	Eclatement des moellons parallèlement au parement. Forme conchoïdale de la surface. Déformation élastique.	Contraintes fortes.	<p>- Pose en délit.</p> <p>- Humidité et gel.</p> <p>- Pincement de la voûte.</p>
Eclatement des moellons	Fissuration des moellons sur toute leur épaisseur perpendiculaire au parement.	En rein de voûte les contraintes les plus fortes.	<p>- Moellons à résistance différente.</p> <p>- Absence de mortier (construction).</p> <p>- Joints d'épaisseur irrégulière.</p> <p>- Fluage du mortier des joints. Contact direct entre moellons.</p>
Erosion sélective	Circulation d'eau + moellons différents.		

Quelques exemples :

Tunnel de VIERZY :

On a constaté un vieillissement prématuré des moellons de parement qui fut traité avec des briques de remplacement qui, ont subi la même altération. Ensuite une nouvelle technique a été mise en place : les briques ont été collées avec un mortier projeté chargé d'adjuvants. Ce dernier matériau a produit une exfoliation des briques et un décollement de celles-ci.

De la même façon, les briques du parement subissent une desquamation prononcée qui a été traitée avec des rouleaux de briques pre-assemblés, méthode qui a produit une exfoliation des briques par influence mécanique.

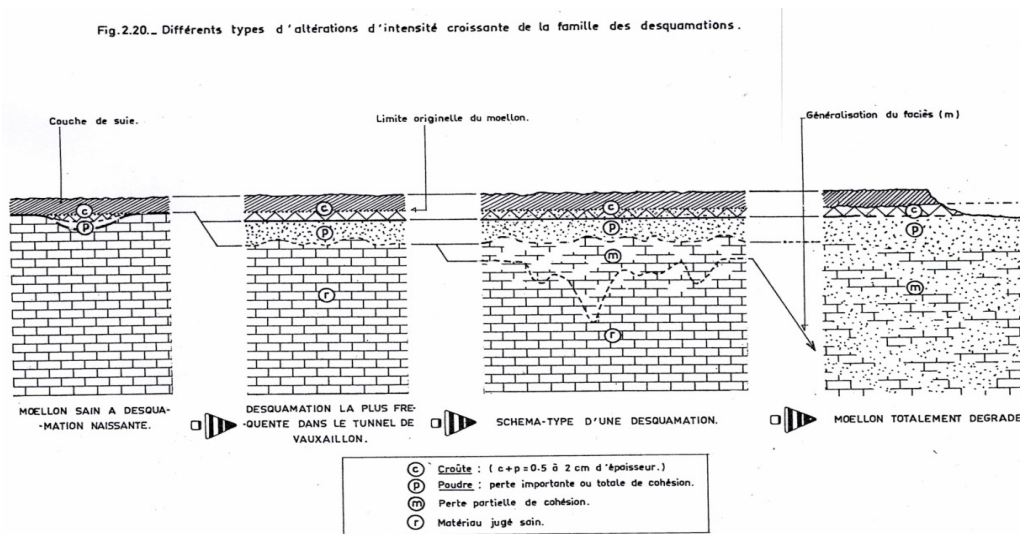
La troisième altération que présente ce tunnel est le déjointsage de l'intrados, même si chimiquement le mortier est en bon état. Ce déjointsage est due à l'état de contraintes. Finalement il s'est produit un écaillage avec dégradation des briques.

Tunnel de VAUXAILLON :

Ce tunnel se trouve dans une nappe qui transporte des oxydes de pyrite ferrique contenue dans les argiles. Cette pyrite oxydée se lie au CaCO_3 pour former du gypse soluble avec l'eau. De toute façon, il existe un effet stabilisateur du à la cohésion des sables grâce à l'argile.

Parmi tous les problèmes existants dans ce tunnel on peut nommer :

- Ecaillage et dégarnissage en tête dus au gel.
- Alvéolisation dans les zones plus sèches du tunnel.
- Enduits avec armatures oxydées qui provoquent une dégradation par expansion.
- Même problème que Vierzy avec les rouleaux de briques.
- Déversement et gonflement des piédroits en zones humides.
- Déjointsage des piédroits en zone sèche.
- Desquamation des moellons comme montre la figure suivante :



Ce tunnel nous montre que les arrivées continues d'eau sont décisives quant à la vitesse d'altération mais que celle-ci peut être provoquée par des facteurs autres que l'intensité de l'humidité sur le revêtement, par exemple les vermicules cachés dus à l'apport de SO_3 par la suie.

Tunnel de NANTEUIL :

Il est construit en meulière. L'eau présente dans le terrain est une eau incrustante qui se transforme en eau agressive après percolation. A température plus basse l'eau est moins agressive. Ces eaux agressives font perdre le calcium au mortier et de la même façon la présence de SO_3 produit de l' AlCa_3 qui est néfaste avec le ciment Portland.

Les phénomènes d'altération présents sont :

- Remontées de boues dans le ballast par saturation de la plate-forme par la nappe.
- Altération précoce de la maçonnerie et joints préservés par la sulfatation puis la gypsification.
- Exfoliation d'écailles sans poudre ni cohésion du matériau, due à la même sulfatation.
- Départ boueux du ciment.
- Calcification du moellon dolomitique dans le terrain.
- Terrain sulfaté et magnésien avec des moellons dolomitiques produisent une alvéolisation dans les parties sèches et une exfoliation dans les parties humides.

On obtient en conclusion que l'intensité de l'humidité n'entraîne pas l'intensité de l'altération mais seulement son expression.

La petite ceinture :

Dégradation de :

- Moellons en clé avec des bombements.
- Eclatement profond du gypse qui produira un cloquage dans les piédroits par développement de fissures verticales. Dissolution du gypse.
- Cloquage de la maçonnerie.
- Mortier de chaux pulvérulent.
- Mortier de ciment liquéfié et boueux.

Le tunnel du Puberg :

Le tunnel du Puberg a été construit entre 1882 et 1894. C'est un tunnel maçonné en grès avec des grands moellons en voûte et moyens en piédroits.

La particularité de ce tunnel est l'attaque par le SO_3 des anciennes locomotives qui consomme la chaux du liant pour former gypses et étringites dans le mortier.

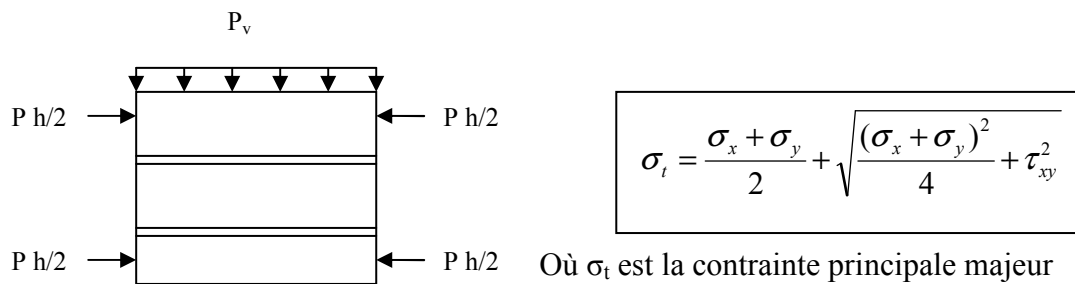
Annexe 2 Modèles de comportement en investigations

1.- STAFFORD :

Etude basée sur la maçonnerie à base de briques creuses en terre cuite.

But : Etudier un comportement global du matériau « maçonnerie » à partir de 3 briques assemblées et deux joints de mortier.

Essais de cisaillement + compression :



Hypothèses : a) La rupture aura lieu dans le mortier par traction (manque d'adhérence).

b) Brique et mortier avec comportement élastique isotrope linéaire jusqu'à la rupture.

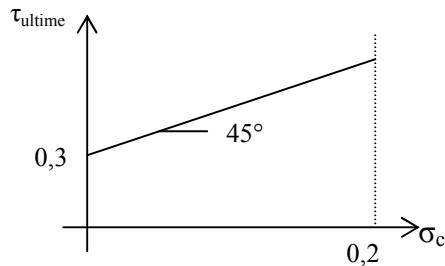
Critique : L'expérience démontre que la réalité est assez différente des hypothèses prises. On peut constater trois phases de rupture du joint :

- 1.- Traction décollement.
- 2.- Rupture par glissement avec frottement interne.
- 3.- Ecrasement (plastification ou endommagement du joint).

On peut conclure que le mortier ne suit pas une loi linéaire.

2.- HENDRY : Critère de frottement pour les joints.

A travers des essais sur briques à âme pleine, on établit une corrélation linéaire entre contrainte de cisaillement et compression.



$$\tau_{ultime} = 0,3 + \sigma_c$$

σ_c contrainte de précompression

τ_{ultime} contrainte rupture cisaillement

$$\frac{\tau_f}{\sigma_c} = \sqrt{1 + \frac{\sigma_{compression}}{\sigma_{traction}}}$$

$$\tau_f = \sqrt{\tau_0^2 + 1,1\tau_0\sigma_c + 0,0053\sigma_c^2}$$

σ_t = contrainte principale de traction à la rupture.

σ_c = contrainte de compression normale au plan de joint.

τ_f = résistance au cisaillement de la maçonnerie.

Au delà de 0.2 MPa, on obtient une rupture avec des fissures diagonales à travers des briques.

Critiques : - Utilisation de formules empiriques.

- Maçonnerie considérée comme un pseudo – matériau.

Avantage : Les formules proposées intègrent à la fois la géométrie et le comportement de l'interface.

3.- SHNEIDER : Comportement au cisaillement.

Dans cette étude, il a été pris des blocs silico - calcaires et des blocs creux de granulats légers.

La résistance au cisaillement dépend fortement de la taille des blocs et du mode d'application de la charge.

4.- SAMARISHING : Surfaces limites de rupture extraites grâce à l'expérimentation numérique.

Cette étude établit une critique de la Loi de Mohr-Coulomb exprimée en fonction de l'adhérence entre joint de mortier et briques car avec cette loi, on néglige l'influence de la distribution des contraintes dans la structure sous la charge de rupture.

Loi de frottement de Coulomb : $\tau_{ultime} = \tau_0 + \mu\sigma_c$

τ_{ultime} = contrainte moyenne de cisaillement à la rupture.

τ_0 = résistance initiale de cisaillement.

σ_n = contrainte moyenne normale au plan du joint.

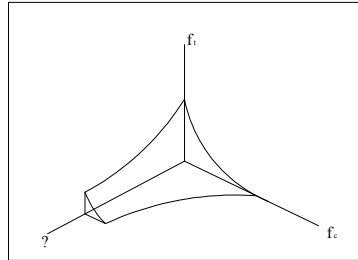
μ = coefficient de frottement.

Essais biaxiaux traction - compression : $f^t = 0,7e^{-0,14f_c} - 1,34 \frac{\theta}{\pi} - 0,02$

f_t = résistance à la traction à angle variable θ .

f_c = résistance à compression latérale

L'analyse démontre que la rupture intervient au centre des panneaux d'essai en zones de traction compression :



5.- PAGE : Loi de comportement et modèle numérique.

Essais de chargement avec angle d'inclinaison de la charge variable entre 0° et 90° sur briques et joints.

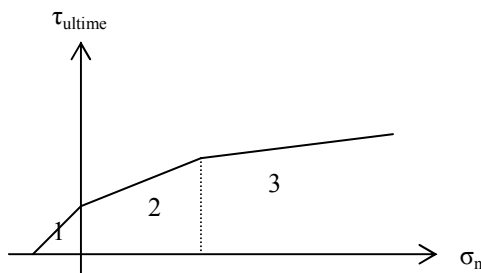
Page utilise un comportement global non linéaire dû aux joints de mortier, aux phénomènes de glissement – frottement et décollement et à la déformation non linéaire des joints.

Par ailleurs il est supposé : $\Delta L_{total} = \Delta L_{mortier} + \Delta L_{briques}$ (variations de longueur) et aussi une isotropie dans les briques. Sub index : m : mortier, b : brique, t : totale, 1 : axe y, 2 : axe x.

Alors : $\varepsilon_m = \frac{\varepsilon_{total} l_{total} - \left(\frac{\sigma}{E_b}\right) l_b}{l_m}$ où les indices sont les suivants m = mortier et b = brique.

$$E_{b\text{moyenne}} = \frac{E_{b11} + E_{b22}}{2} \quad G_1 = \frac{E_{b\text{moyenne}}}{2(1+\nu)} \quad \gamma_m(\text{rotation}) = \frac{\gamma_{total} l_{total} - \left(\frac{\tau}{G_b}\right) l_b}{L_m}$$

Ce comportement nous donne trois régions dans l'espace σ - τ :



1 $\tau_{ultime} = 0,66\sigma_n + 0,19$

2 $\tau_{ultime} = 0,87\sigma_n + 0,19$

3 $\tau_{ultime} = 0,11\sigma_n + 1,91$

σ_n = contrainte normale

Le modèle utilisé aux éléments finis suivant est effectué :

- a) Les briques sont modélisées comme un matériau élastique isotrope avec leurs caractéristiques moyennes.
- b) Les joints de mortier sont assimilés à des plans de discontinuité avec éléments de contact à 4 nœuds.

Critiques :

Le comportement des briques est supposé isotropique et élastique. Avec ce modèle on ne peut pas prévoir des charges ultimes pour les briques. Alors, avec un élément en maçonnerie homogénéisée dans un essai biaxial, la rupture se produit :

- a) si le rapport entre σ_1/σ_2 est petit, la rupture se produit en plans parallèles à la surface libre du panneau. (σ_1 contrainte verticale et σ_2 contrainte horizontale).
- b) Lorsque $\sigma_1 > \sigma_2$ ou $\sigma_1 < \sigma_2$ jusqu'à 10 fois la rupture se produit en plans perpendiculaires à la surface libre du panneau.

Ce modèle n'est pas influencé par les joints et l'adhérence n'est pas très importante quand on étudie l'état biaxial.

Finalement la résistance de la maçonnerie, conclut Page, est une fonction du type de sollicitation, des modes opératoires, de la taille des échantillons, de la géométrie interne...

6.- SHAAN : Même modèle que PAGE mais réalisé avec des briques creuses.

La maçonnerie est très influencée par les joints de mortier dans la réalité ; alors on suppose trois modes de rupture :

- 1.- Fendage des joints de mortier.
- 2.- Traction transversale.
- 3.- Traction dans le plan du panneau.

7.- HENDRY 2 : Essais à compression simple.

Dans ce cas les hypothèses du modèle de calcul sont :

- Comportement élastique linéaire.
- Adhérence parfaite entre brique et joint.
- Différentes déformabilités entre joint et brique : $\epsilon_{\text{joint}} > \epsilon_{\text{brique}}$.

La compression se transmet à travers le joint et dans les briques on observe des tractions.

Alors la contrainte transversale de traction dans le brique est :

$$\sigma_{xb} = \sigma_{zb} = \frac{\sigma_y (\beta \gamma_m - \gamma_b)}{1 + \alpha \beta - \gamma_b \gamma_m \alpha \beta} \quad \text{ou} \quad \begin{aligned} \alpha &= \frac{\tau_b}{\tau_m} \\ \beta &= \frac{E_b}{E_m} \end{aligned} \quad \text{m: mortier ; b : brique}$$

8.- ANAND : Modèle numérique.

Maçonnerie considérée comme homogène, élastique et isotrope.

9.- PAGE 2 : Modélisation numérique non – linéaire et modélisation de la fissuration.

Trois critères de rupture sont considérés :

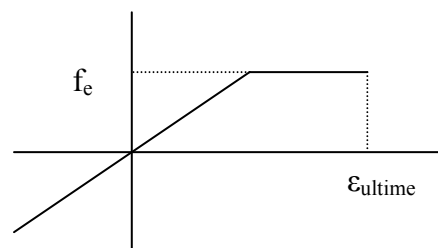
- 1.- Rupture par adhérence interne à l'interface brique - mortier. Séparation des nœuds.
- 2.- Traction des briques ou du mortier (biaxiale à compression).
- 3.- Ecrasement des briques ou mortier.

L'utilisation du critère de Von Mises a été prise pour modéliser la rupture des briques et du mortier.

10.- MAY :

Dans cette étude, la maçonnerie est modélisée comme un matériau homogène isotrope avec un comportement *elasto – plastique en compression* et *élastique - fragile en traction*. On utilise un critère nommé *SQUARE YIELD criterion*.

Critiques : L'hypothèse de l'isotropie est très simplificatrice.



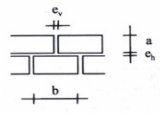
11.- N. DOMEDE :

Ici, le problème est étudié avec les modèles de Von Mises, Drucker – Prager et le critère d'endommagement de Mazar (Modèle d'endommagement pour des matériaux élastiques isotropes).

Pour une approche locale on prend le modèle de José Ignacio Cruz Diaz : modèle homogène anisotrope bidimensionnel endommageable et pour les joints, le modèle de frottement de Coulomb.

Pour une homogénéisation correcte on prend le modèle de homogénéisation de Cecchi et K. Sab (2002) et de cette façon on obtient une meilleure approche globale. Modèle ci-dessous :

Notations utilisées par les auteurs:



Notation de la matrice de souplesse:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} A_{1111} & A_{1122} & 0 \\ A_{1122} & A_{2222} & 0 \\ 0 & 0 & A_{1212} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon_{11} \\ \epsilon_{22} \\ \epsilon_{12} \end{pmatrix}$$

Caractéristiques des blocs:

E_B = module d'Young du bloc
 ν_B = coefficient de Poisson du bloc

$$\mu_B = \frac{E_B}{2(1+\nu_B)}$$

$$\lambda'_B = \frac{\nu_B E_B}{1-\nu_B^2}$$

Caractéristiques du mortier:

E_M = module d'Young du mortier
 ν_M = coefficient de Poisson du mortier

$$\mu_M = \frac{E_M}{2(1+\nu_M)}$$

$$\lambda'_M = \frac{\nu_M E_M}{1-\nu_M^2}$$

Avec :

$$B = E_B^2$$

$$C = 4 \frac{\lambda'_M}{\nu_M} \left(\frac{e_h}{a} + \frac{e_v}{b} \right) + \frac{b}{a} \mu_M \frac{e_v}{a}$$

$$D = 4 \frac{\lambda'_M}{\nu_M} \frac{e_h}{a} + \frac{b}{a} \mu_M \frac{e_v}{a}$$

$$F = \frac{\lambda'_M}{\nu_M} \frac{e_v}{b} + \frac{4a}{b} \mu_M \frac{e_h}{b} + 4 \frac{a^2}{b^2} \mu_M \frac{e_v}{b}$$

$$G = \frac{\lambda'_M}{\nu_M} \frac{e_v}{b} + \frac{4a}{b} \mu_M \frac{e_h}{b}$$

$$A_{1111} = \frac{\left(\frac{\lambda'_B}{\nu_B} \frac{\lambda'_M}{\nu_M} + B \frac{e_h}{a} \right) \left(4 \frac{\lambda'_M}{\nu_M} \frac{e_h}{a} + \frac{b}{a} \mu_M \frac{e_v}{a} \right)}{4 \frac{e_h^2}{a^2} \frac{e_v}{b} B + \frac{\lambda'_B}{\nu_B} \frac{e_h}{a} C + \frac{\lambda'_M}{\nu_M} D}$$

$$A_{2222} = \left(\frac{\lambda'_M}{\nu_M} \right) \frac{B \frac{e_v}{b} + \frac{\lambda'_B}{\nu_B} \frac{e_h}{a}}{B \frac{e_h}{a} b + \frac{\lambda'_M}{\nu_M} \frac{e_h}{a} \left(\frac{e_h}{a} + \frac{e_v}{b} \right) + \left(\frac{\lambda'_M}{\nu_M} \right)^2}$$

$$A_{1122} = \frac{\lambda'_B \frac{\lambda'_M}{\nu_M} \left(4 \frac{\lambda'_M}{\nu_M} \frac{e_h}{a} + \frac{b}{a} \mu_M \frac{e_v}{a} \right)}{4 \frac{e_h^2}{a^2} \frac{e_v}{b} B + \frac{\lambda'_B}{\nu_B} \frac{e_h}{a} C + \frac{\lambda'_M}{\nu_M} D}$$

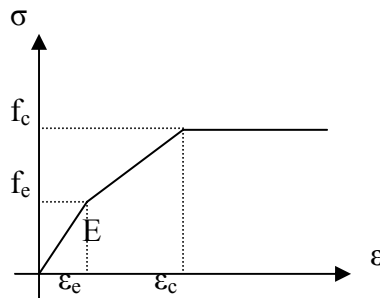
$$A_{1212} = \frac{2 \mu_B \mu_M \left(\frac{\lambda'_M}{\nu_M} \frac{e_v}{b} + \frac{4a}{b} \mu_M \frac{e_h}{b} \right)}{2 \mu_B \frac{e_h}{a} F + \mu_M G}$$

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

Pour faire les analyses dans cette étude, des essais de compression simple avec des « sandwichs » et murs en maçonnerie tant en briques qu'en moellons ont été réalisés.

L'adhérence entre les deux matériaux crée un effet de confinement du mortier qui, dans un premier temps, lui procure un écrouissage positif et retarde sa rupture. Dans un second temps, les grandes déformations transversales du mortier déclenchent la rupture prématurée des briques.

Finalement avec des essais et des modélisations aux éléments finis Nathalie Domede trouve que la loi des Milieux Continus la plus adaptée à la modélisation de la maçonnerie est le critère de **Von – Mises**²⁷ qui suit une allure comme indique le graphique suivante :



12.- D. RAFFARD:

Dans le cadre de sa thèse de Doctorat «Modélisation de structures maçonnées par homogénéisation numérique non linéaire. Application aux ouvrages d'intérêt archéologique » (Décembre 2000), D. Raffard modélise la maçonnerie à travers un modèle continu anisotrope qui s'inspire de la loi de Drucker Prager. Ce modèle est comparé d'une part à une modélisation de type discrète et d'autre part avec un essai de laboratoire sur une structure, une arche.

L'approche type macro modélisation proposée permet de gagner en temps de calcul tout en obtenant une précision du même ordre que la modélisation par éléments distincts. L'unique problème qui se pose est le comportement à la traction domaine qui n'a pas été exploré dans son rapport.

13.- J. S. Lee, G. N. Punde, B. Kralj (1998).

Dans cet article les auteurs supposent une adhérence parfaite entre constituants. Par ailleurs, bien que la fissuration initiale commence sous des forces de traction horizontales, la résistance ultime des panneaux d'essai est supérieure dans le sens horizontal à celle dans le sens vertical.

²⁷ Nota: Selon le livre « Mécanica de Medis Continuus per a Enginyers » de Xavier Oliver Olivella (2003) la loi prise pour modéliser la maçonnerie et nommée comme loi de Von Mises est plus proche d'une loi de Drucker – Prager avec une simplification de paramètres, un écrouissage et une limite de résistance à la traction. Par ailleurs on pourrait dire que elle est, aussi, un modèle de Tresca avec une limite de

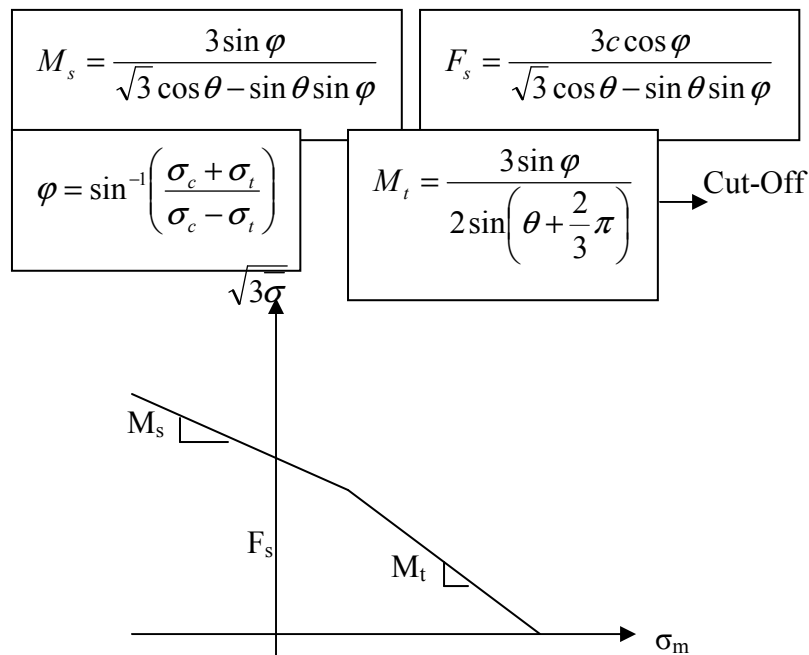
Deux méthodes d'homogénéisation sont étudiées:

- a) La première basée sur l'énergie des contraintes pour pouvoir calculer le matériau équivalent orthotrope avec les mêmes caractéristiques que la maçonnerie.
- b) La deuxième basée sur la mécanique des matériaux composites.

Les hypothèses prises sont :

- a) Les briques et le mortier sont parfaitement adhérents.
- b) Les joints verticaux sont supposés continus.

L'écrasement de la maçonnerie est détectée avec l'écrasement quelconque des constituants et, leur étude, le critère de rupture de chaque constituant, est le critère de **Mohr Coulomb** avec une tension Cut-Off.



Remarques : Quand l'épaisseur des joints augmente le module E_M de la maçonnerie diminue.

La maçonnerie est traitée comme un matériau composite non isotrope. On sait déjà que généralement on traite la maçonnerie comme un matériau élastique qui ne supporte pas la traction, mais, cependant, cette hypothèse sous-estime sa déformation puisqu'on donne une capacité zéro au matériau de se dilater, actions dues à v .

contrainte de cisaillement $\tau = \frac{f_e}{2}$.



Réellement, d'après les analyses de cette étude, il est possible d'affirmer que la maçonnerie peut supporter des tractions basses et on peut voir un comportement élastique, dans ce cas, à l'échelle macroscopique. On appellera ce comportement PSEUDO-DUCTILITE.



Annexe 3 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

Dans cette partie les valeurs numériques des paramètres des lois de comportement étudiées ci-dessus, sont données pour pouvoir les insérer dans les logiciels aux éléments finis. Il y a des valeurs différentes car chaque pièce et chaque essai expérimental est différent et l'homogénéisation des valeurs s'avère difficile.

D'ailleurs des paramètres sont fournis par l'Eurocode 6 et l'Eurocode 2 qui fixent toujours un comportement élastique linéaire pour la maçonnerie et ses composants.

Pour l'AFNOR et les Eurocodes 2 et 6 les caractéristiques des moellons en pierre sont :

$$f_c = 12 \cdot 2^{d^{1,89}}$$

Les Caractéristiques des mortiers :

a) Pour l'EUROCODE 2 :

$$f_{cj} = e^{s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{j}} \right)} \cdot f_{c28}$$

Les caractéristiques de la maçonnerie homogénéisée :

a) Pour l'EUROCODE 6 :

- Coefficient de Poisson choisi à 0,25.

- Résistance de la brique: $f_k = 0.5 f_b^{c \cdot 0.65} f_m^{c \cdot 0.25}$

- Résistance du moellon : $f_k = 0.8 f_{bk}^{c \cdot 0.85}$

- Pour le deux (brique et moellon) : $f_M = \frac{f_m^c}{2} + \frac{\alpha f_b^c - f_m^c}{2 + \frac{b f_m^c}{2 \alpha f_b^c}}$ où $\alpha = t_b / t_m$ épaisseur de la

brique et du mortier $E = 600 f_{ck}$ et $G = 0.4 E = 240 f_{ck}$

	Bricks	Stone >30 cm	Stone 20-30 cm	Irregular stone
a	0.6	1.0	0.8	0.1
b	0.6	2.2	1.0	0.4

Pour les maçonneries de pierre le module peut être calculé :

$$E = E_m \frac{(1 + \alpha) \beta}{\alpha + \beta} \text{ où } \alpha = t_b / t_h \text{ épaisseurs du mortier et de la pierre et } \beta = E_b / E_m.$$



		Moellons							Briques										
		E (MPa)	γ (KN/m ³)	ν	f_c (MPa)	f_c (MPa)	c	ϕ	ϵ	E (MPa)	γ (KN/m ³)	ν	f_c (MPa)	f_c (MPa)	c	ϕ	ϵ	f_t (MPa)	
EUROCODE																			
N.DOMEDE		28137	23,69	0,25	49,54	19,8	30	2,5	5524±1415		0,076±0,0023	13,76±2,39	3038		25	3,5			
SNCF																			
SIMECSOL		20000		0,2															
OLIVITO ET STUMPO &brique en direction 2	M2 M4								5895		0,087	26,08					$4.4 \cdot 10^{-3}$	5,3	
J. S. LEE									20000		0,15	50,5						1,85	
GENOA UNIVERSITY					5-100							5 - 30							
A.KIRSH	Granite Calcaire Briques	53000 48000	26,3 26	0,2 0,2															
J.PAGE			22-29																
RIVALLAIN & CO																			
Etude CEBTP	Calcaire	7300	14,9	0,2	5,35														
Moyenne		31287	23,65	0,21	39,97	19,8	30	2,5	10104,75	21,1	0,12825	25,068	3038		25	1,7522	3,58		

		Mortier								
		E (MPa)	γ (KN/m ³)	ν	f_c (MPa)	f_e (MPa)	c (MPa)	ϕ	ϵ	f_t (MPa)
EUROCODE										
N.DOMEDE		5204±901		0,15±0,04	3,7±0,29	2,035	0,11	49,5	2,5	0,6
SNCF					4					
SIMECSOL		5000		0,2						
OLIVITO ET STUMPO	M2	7154		0,172	10,1				$1.142 \cdot 10^{-3}$	1,67
1 brique en direction 2	M4	2139		0,123	2,45				$1.145 \cdot 10^{-3}$	0,43
J. S. LEE		20-2000		0,15	10					0,5
GENOA UNIVERSITY										
A.KIRSH	Granite	3000	20	0,2						
	Calcaire	3000	20	0,2						
	Briques	3000	20	0,2						
J.PAGE			20							
RIVALLAIN & CO										
Etude CEBTP	Calcaire	19430	20	0,2	8,78					1,1
Moyenne		4994	20	0,18	6,5	2,035	0,11	49,5	0,83	0,86



		Maçonnerie homogénéisée																	
		Maçonnerie de Moellons									Maçonnerie de Briques								
		E (MPa)	γ (KN/m ³)	ν	f_c (MPa)	f_e (MPa)	c	ϕ	ϵ	f_t (MPa)	E(MPa)	γ (KN/m ³)	ν	f_c (MPa)	f_e (MPa)	c	ϕ	ϵ	f_t (MPa)
EUROCODE				0,25															
N.DOMEDE		21736		0,22	42,5	17			3		6810		0,13	12	6			3	
SNCF		8000	23	0,2	5,3-31,5				2,28-3,1		4000	22	0,2	6,00-15					0,25-2,6
SIMECSOL		16268		0,2	15														
OLIVITO ET STUMPO	M2										2768		0,18						
1 brique en direction 2	M4										1495		0,26						
J. S. LEE																			
GENOA UNIVERSITY		2,00 -3580	15-29	0,05-0,25	0,1-35,8						50-660	18-21	0,22	0,6-6,6					
A.KIRSH	Granite	6000-11000	24,7	0,2															
	Calcaire	5000-11000	23	0,2															
	Briques									3750-6000	19	0,2							
J.PAGE																			
RIVALLAIN & CO											6200			9,7				0,2	0,93
Etude CEBTP	Calcaire	5500		0,23	4,17				1,1										
Moyenne		8808	22,9	0,2	19,19	17			3	2,16	3525,889	20	0,2	8,317	6			1,6	1,26

Annexe 4 Caractéristiques des mortiers à chaux²⁸

TABLEAU A
CARACTERISTIQUES MECANQUES DU MORTIER DE POSE

	ESSAIS A 7 JOURS		ESSAIS A 14 JOURS		ESSAIS A 28 JOURS	
	VALEURS	MOYENNE	VALEURS	MOYENNE	VALEURS	MOYENNE
Module d'élasticité dynamique bars	155 000 - 149 000 - 147 000 - 146 000 - 145 000 - 145 000 142 000 - 142 000 151 000	146 900 S=4 226	-192 000 -188 000 -180 000	186 600 S=6 110	183 000 195 000 199 000 197 000 204 000 188 000	194 300 S=7 633
Résistance à la traction en flexion bars	20,5 - 12,6 - 17,0 - 20,7 - 21,4 - 20,2 - 17,6 - 17,9 - 20,1	18,7 S= 2,7	27,4 24,7 30,5	27,5 S = 2,9	25,7 27,1 26,4 29,8 28,5 31,0	28,1 S= 2,1
Résistance à la compression bars	71,6 - 78,4 - 71,6 - 69,7 - 61,4 - 67,4 - 61,3 - 63,0 - 66,4	67,9 S =5,6	94,0 85,3 86,8	88,7 S = 4,7	83,2 87,3 87,7 91,7 86,3 90,4	87,8 S= 3,0

S = écart type

²⁸ Etude sur modèle de l'effet de renforcement d'une voûte en maçonnerie par application d'une couche de béton a l'intrados (Phase I à XIII). CEBTP années 1977 à 1990.



Annexe 5 Etude paramétrique sur c pour le mortier à chaux

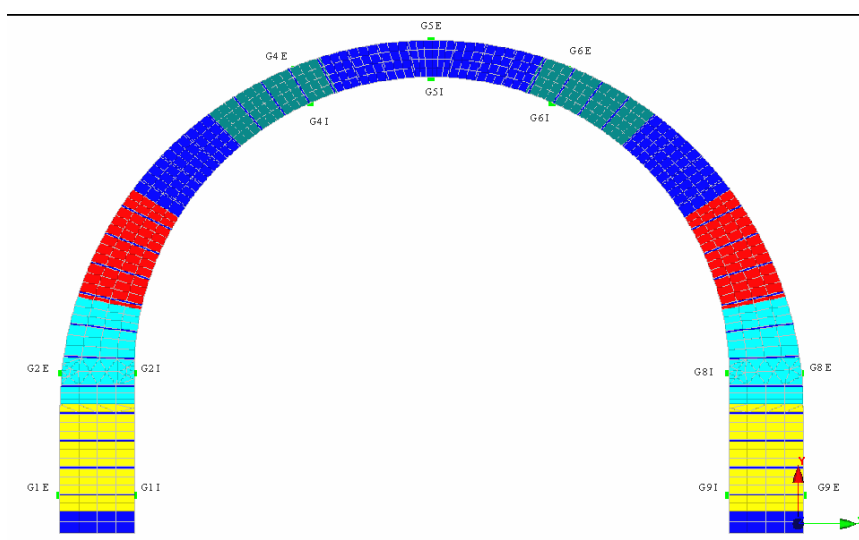
Cette étude paramétrique a suivi la démarche suivante:

- 1.- Modélisation avec CESAR-LCPC de la voûte maçonnée bâtie pour l'étude du CEBTP en 1978 (données géométriques fournies dans la partie § 4.3.1).
- 2.- Prise en compte d'une loi élastique pour les moellons en calcaire et d'une loi de Mohr-Coulomb pour les joints.
- 3.- Angle de frottement interne fixé à 30° (justification par l'étude de C. GAUTHIER).
- 4.- Calculs effectués avec valeurs de $c = 50, 100, 300, 400, 500$ et 1000 kPa.
- 5.- Chargement de la voûte à 7, 8, 9 et 10 Tf/vérin.
- 6.- Etablissement des courbes pour comparer les résultats des calculs numériques aux valeurs fournis en laboratoire.

Dans les pages suivantes nous montrons des courbes d'évolution par rapport à la charge. Elles sont classifiées selon le point de mesure et le paramètre fourni : contraintes (en direction x et y) et flèches verticales à l'intrados et à l'extrados de la voûte maçonnée.

Les abréviations suivantes ont été utilisées : Sig = contrainte ; F=flèche ; V= verticale ; H= Horizontale ; I= Intrados ; E = extrados ; G= génératrice.

Sur le schéma ci-dessous on peut voir les points de mesure :

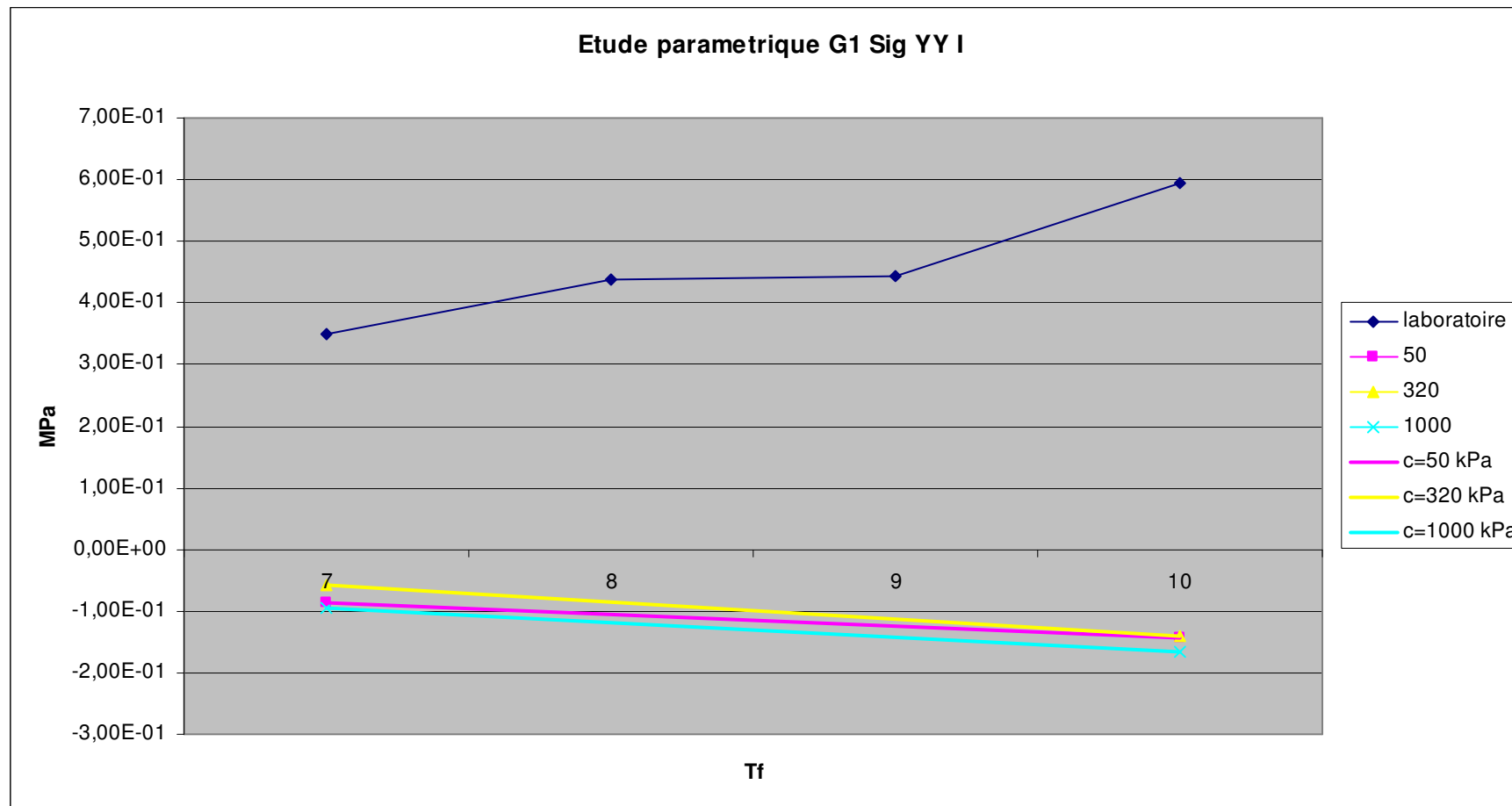


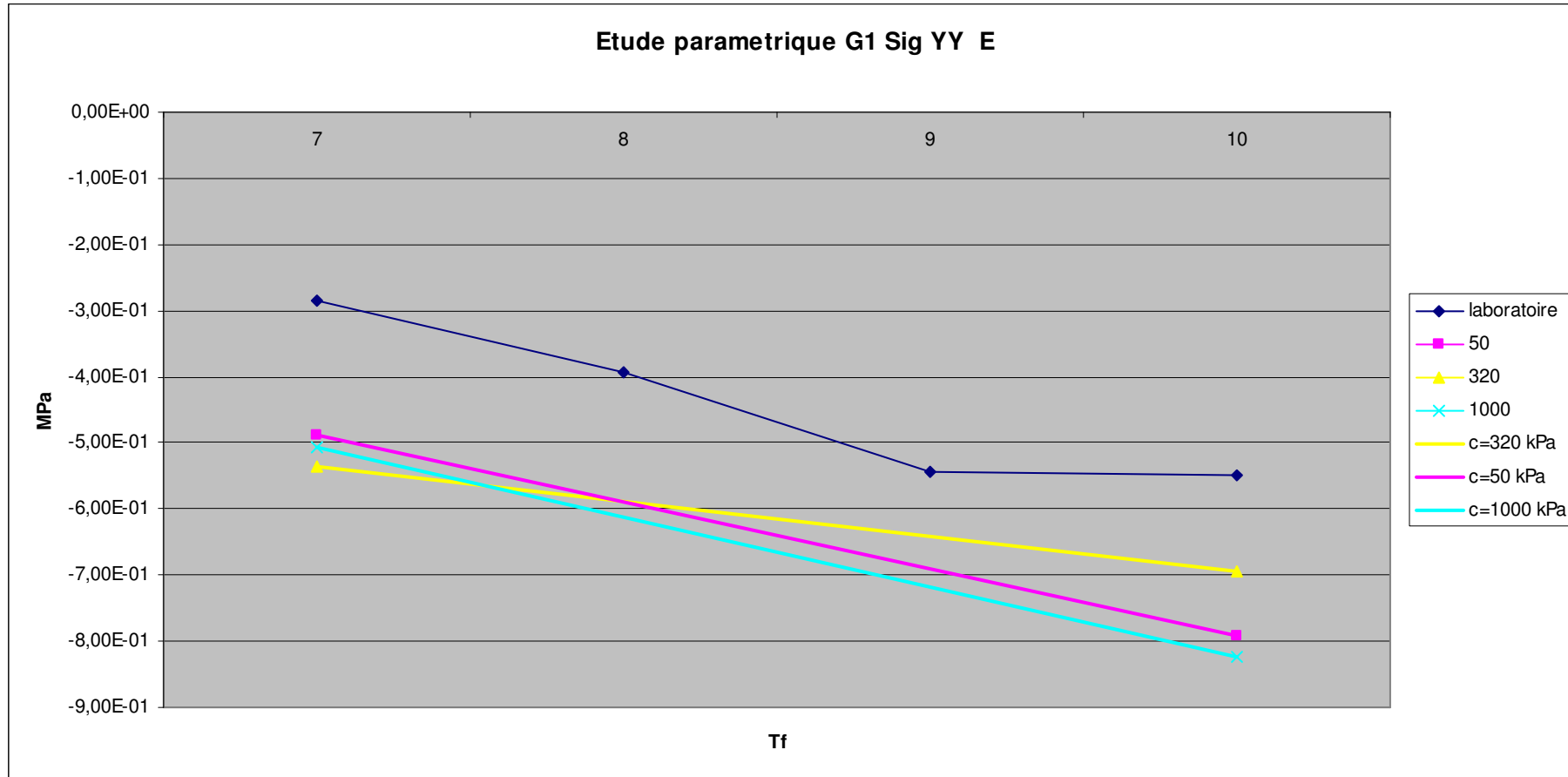


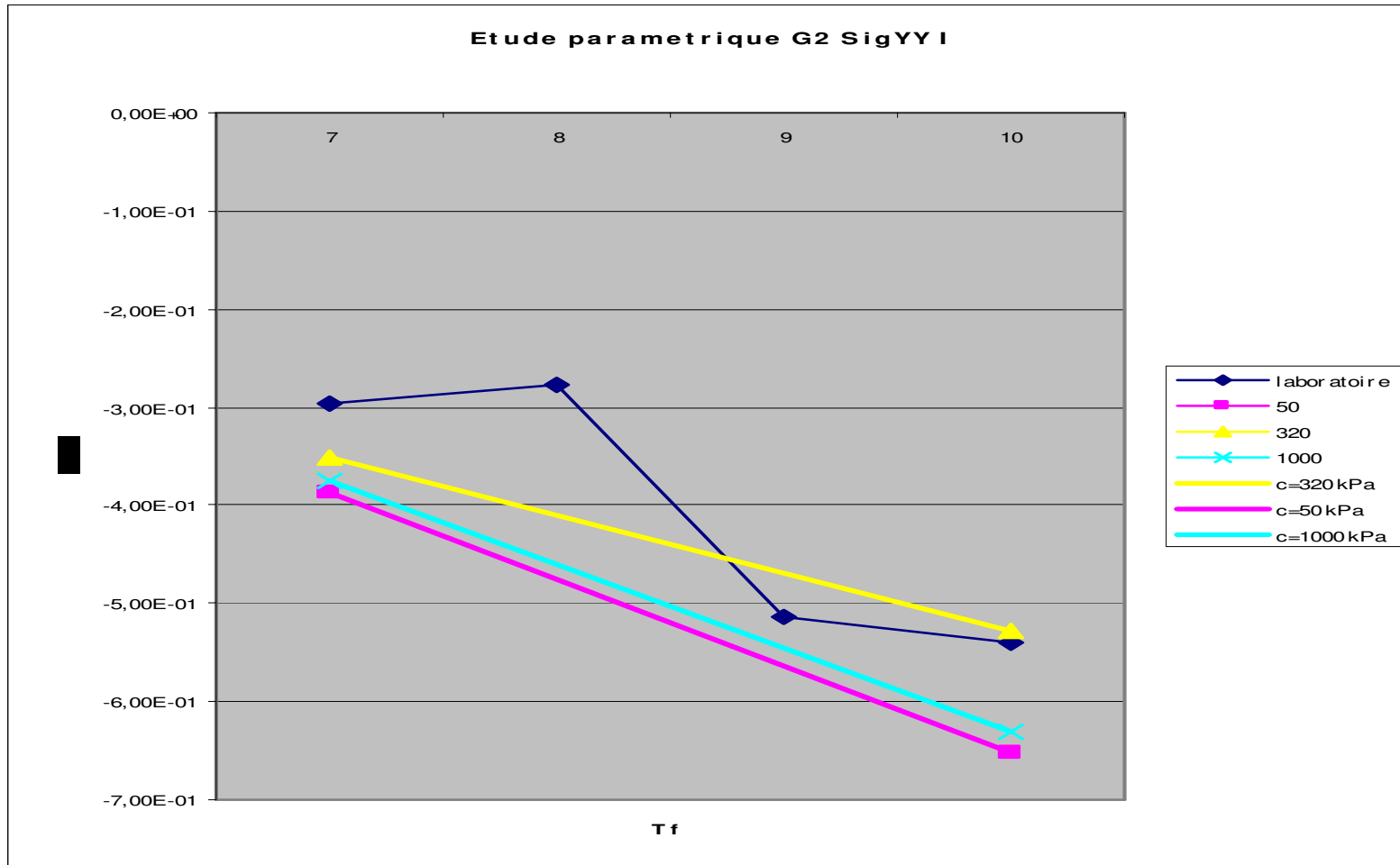
Seuls, les essais avec $c = 50, 320$ et 1000 kPa sont fournis car les valeurs intermédiaires fournissent des résultats intermédiaires qui ne sont pas utiles à la conclusion. En fait, sur les courbes nous avons réalisé une interpolation linéaire pour les essais avec $c = 50, 320$ et 1000 kPa.

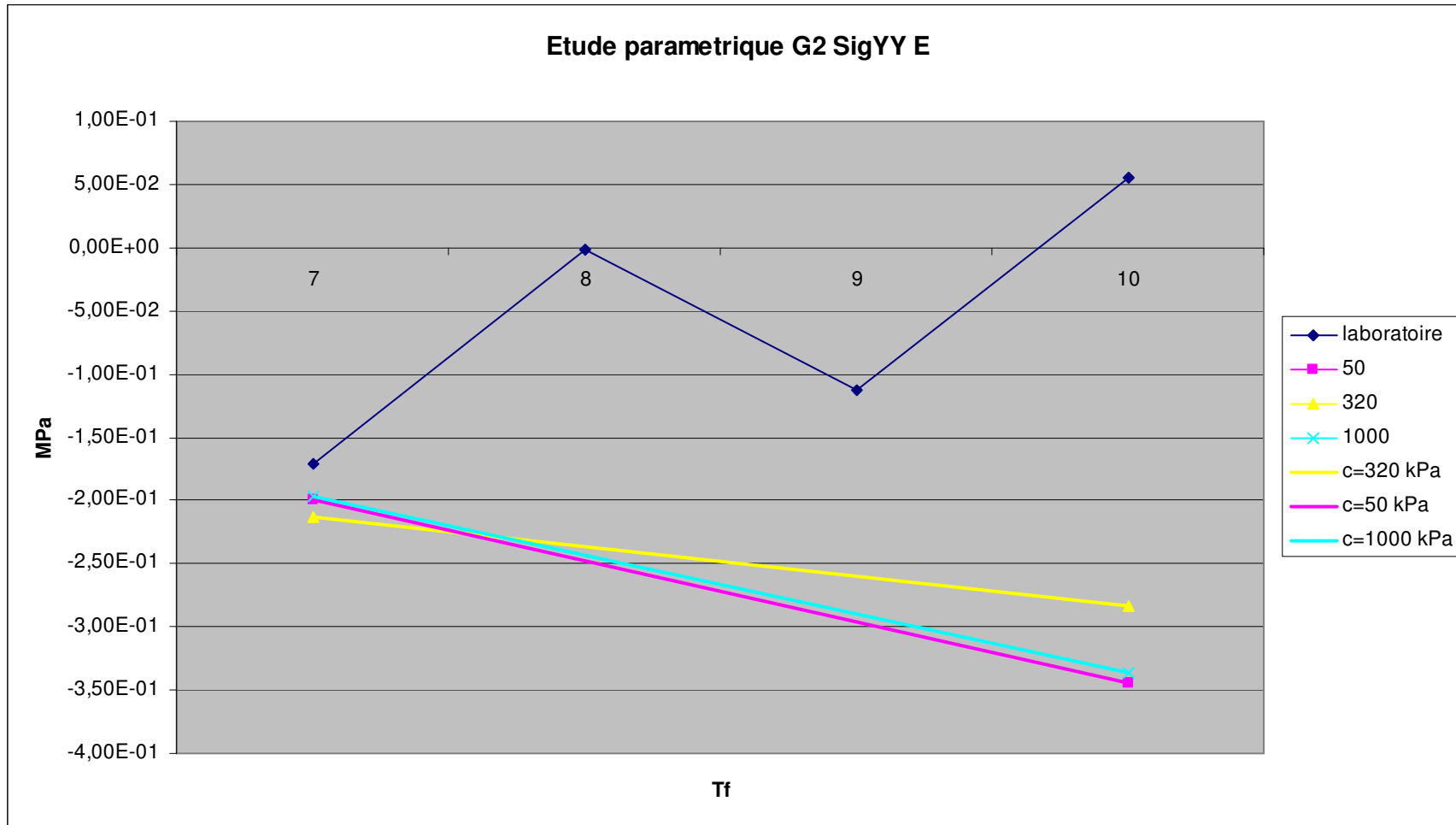
De cette façon nous pouvons comparer les résultats obtenus à ceux du laboratoire.

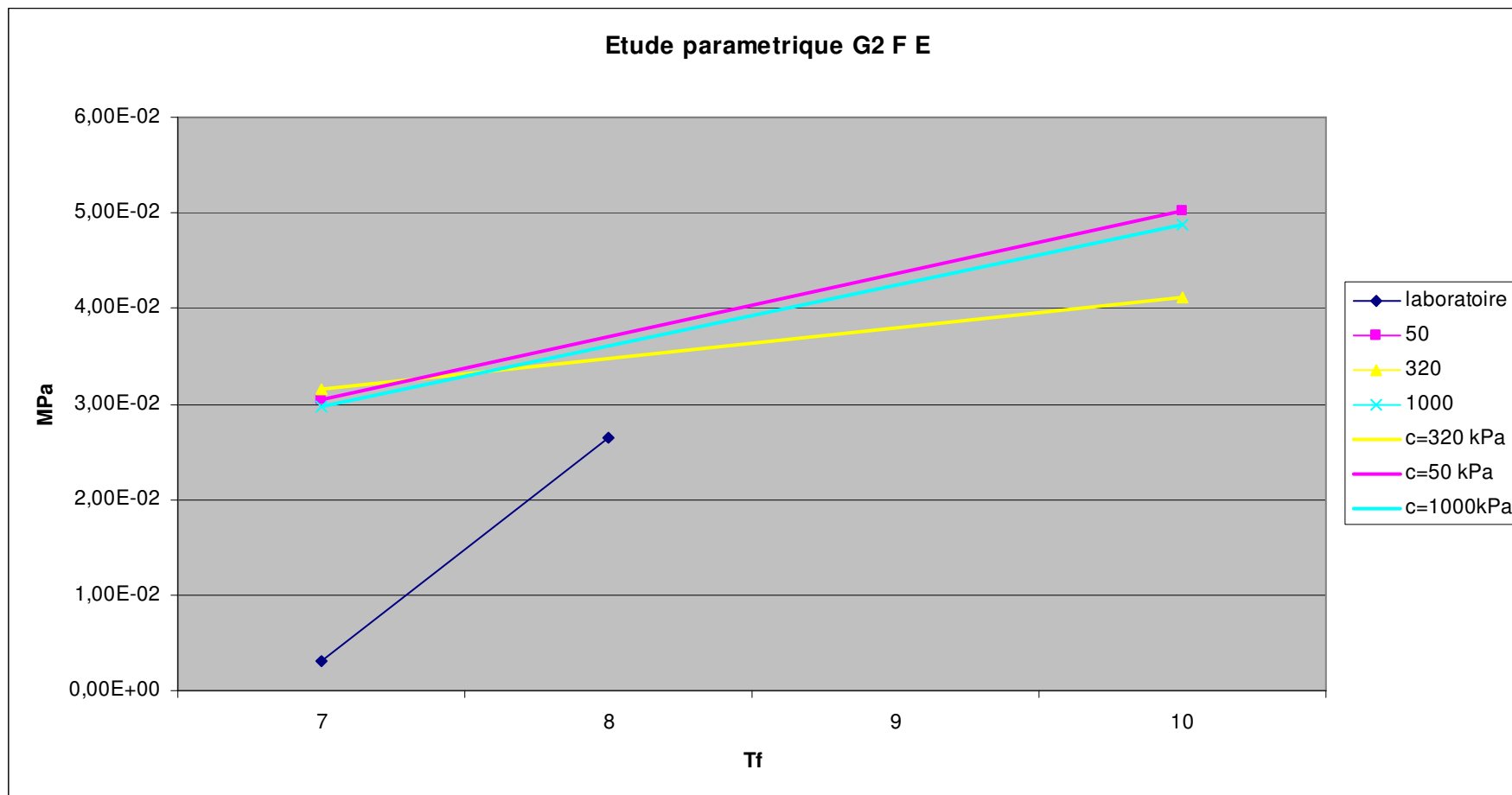
Une fois cette démarche effectuée, la conclusion est que c n'a que peu d'influence sur le comportement de l'ouvrage. Alors, la valeur prise par la suite sera $c = 320$ kPa.

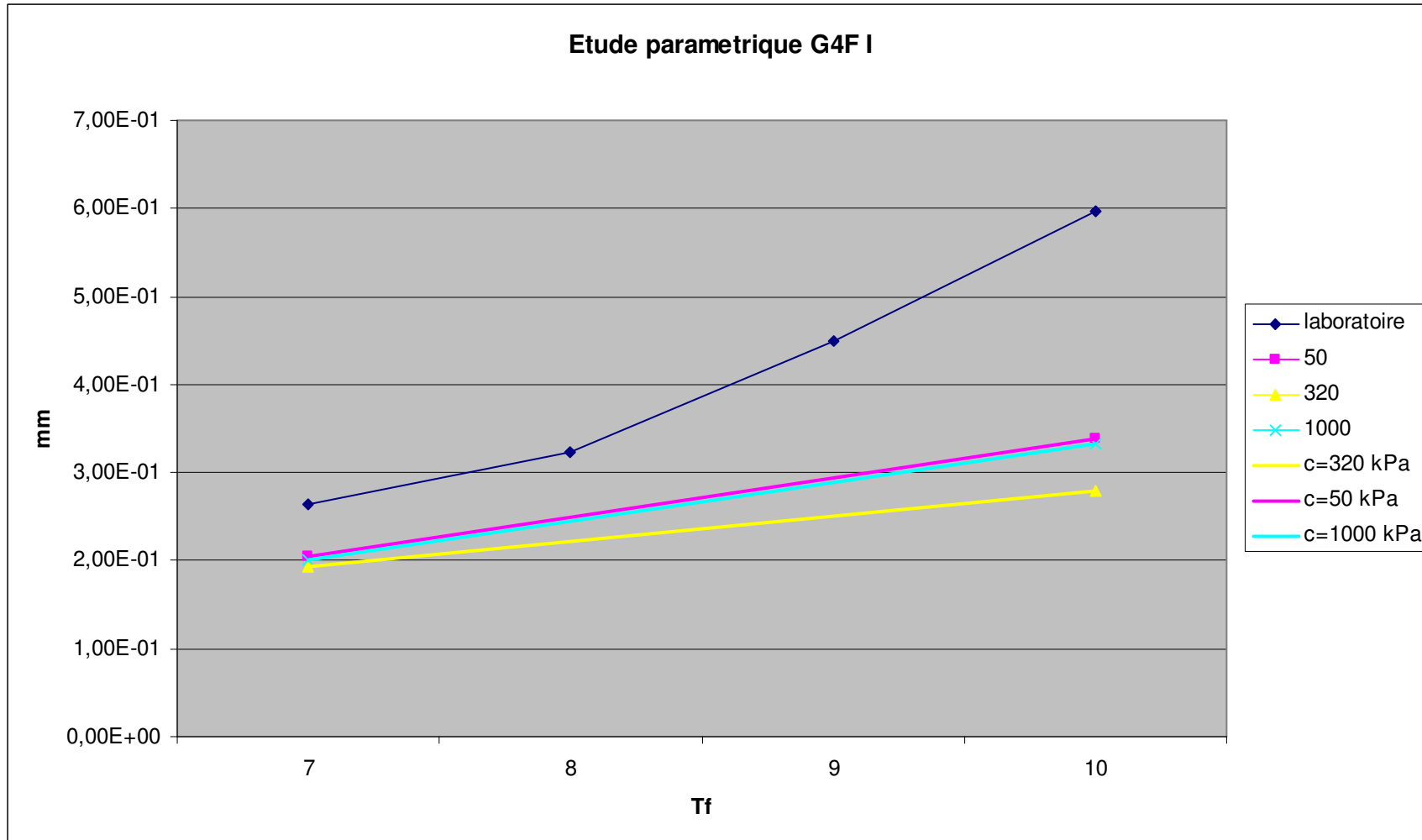


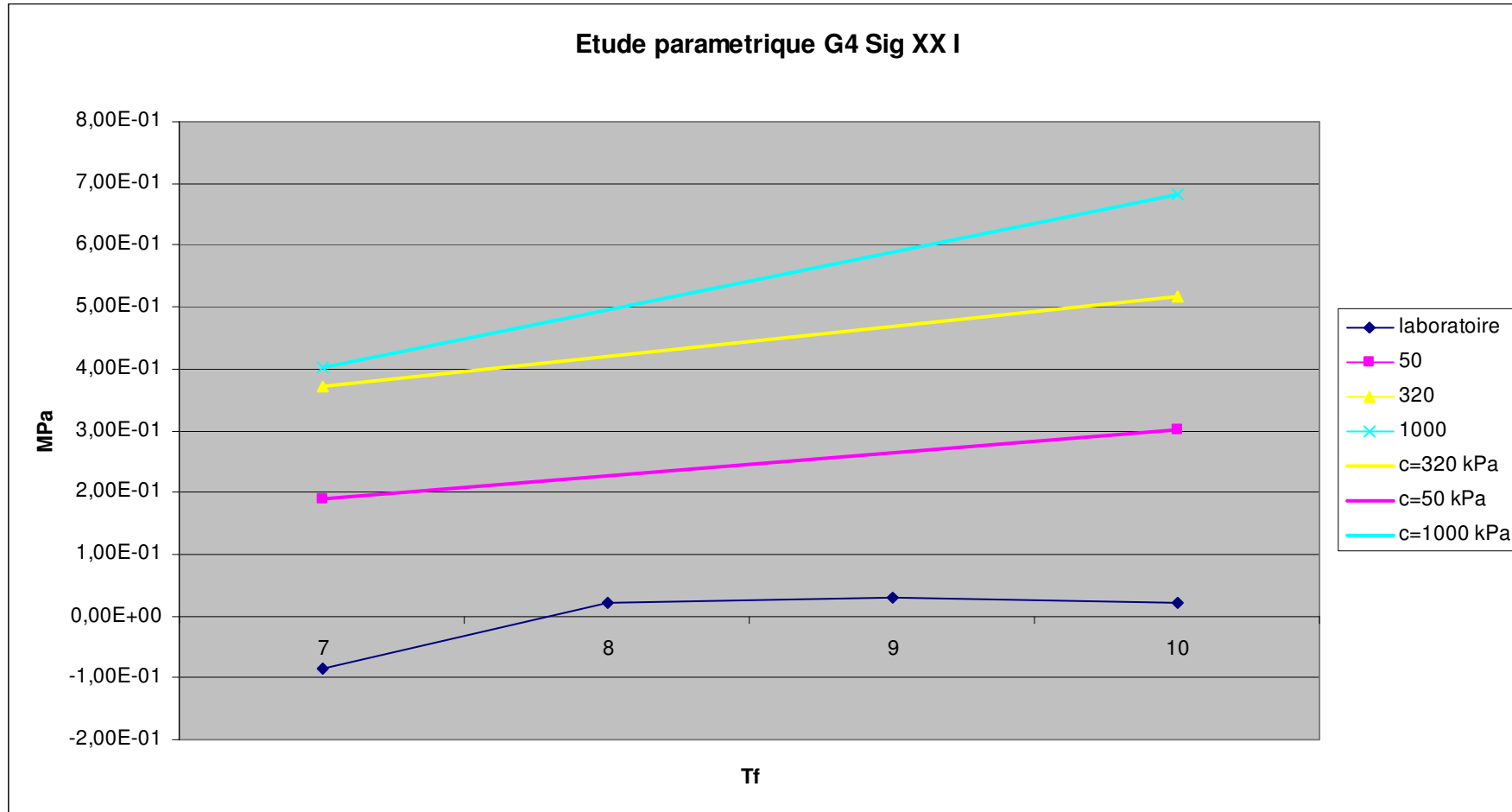




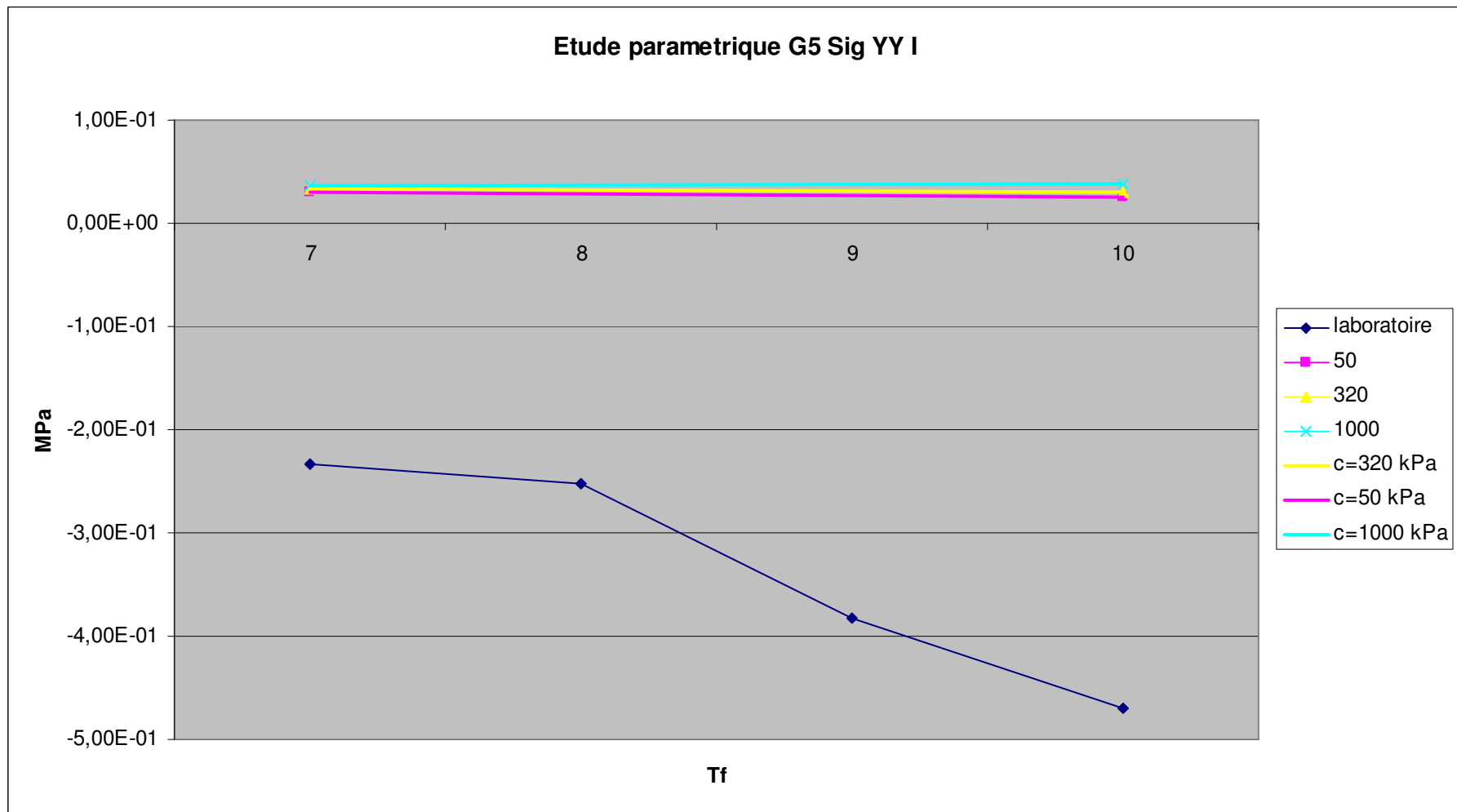


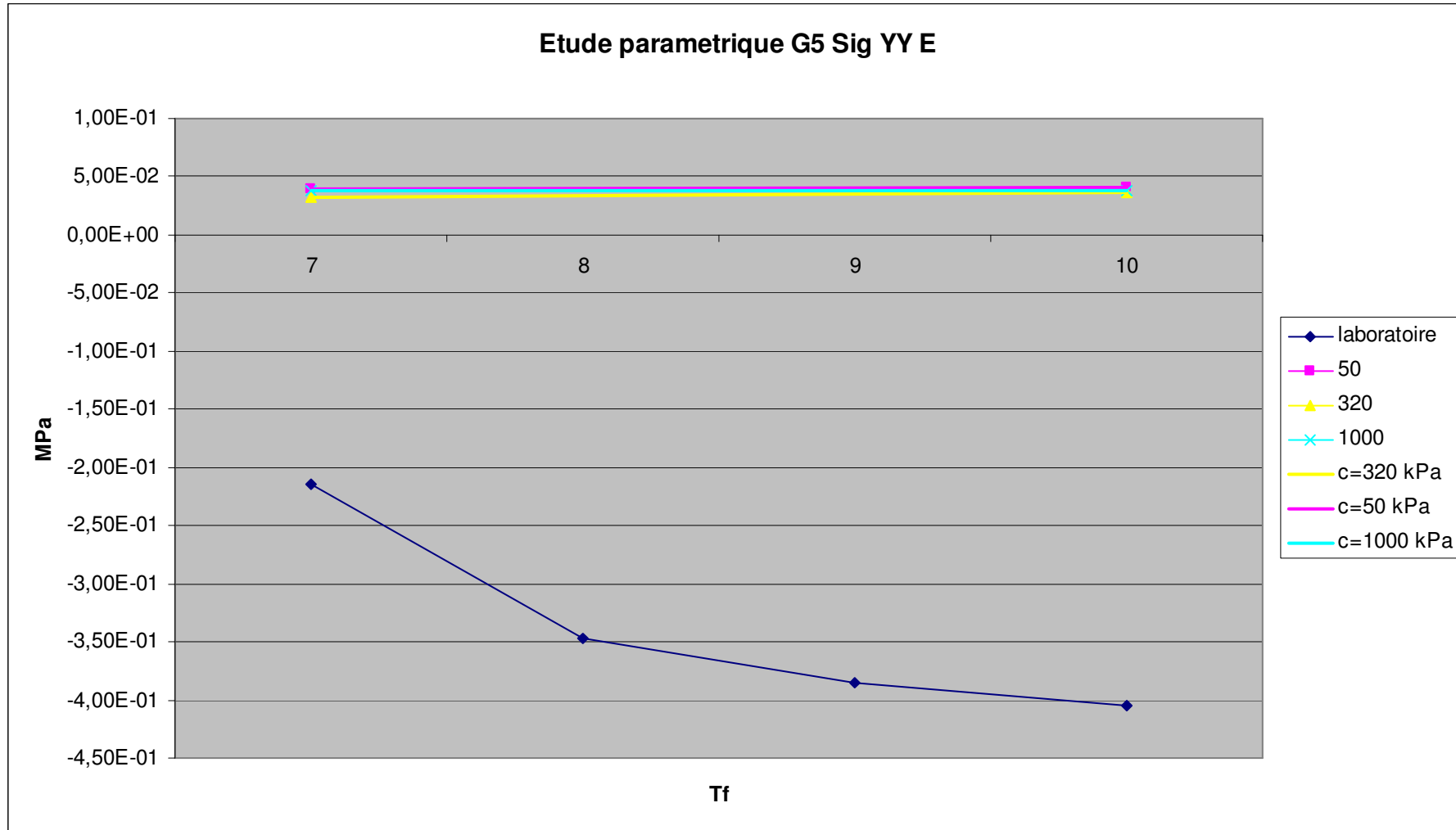


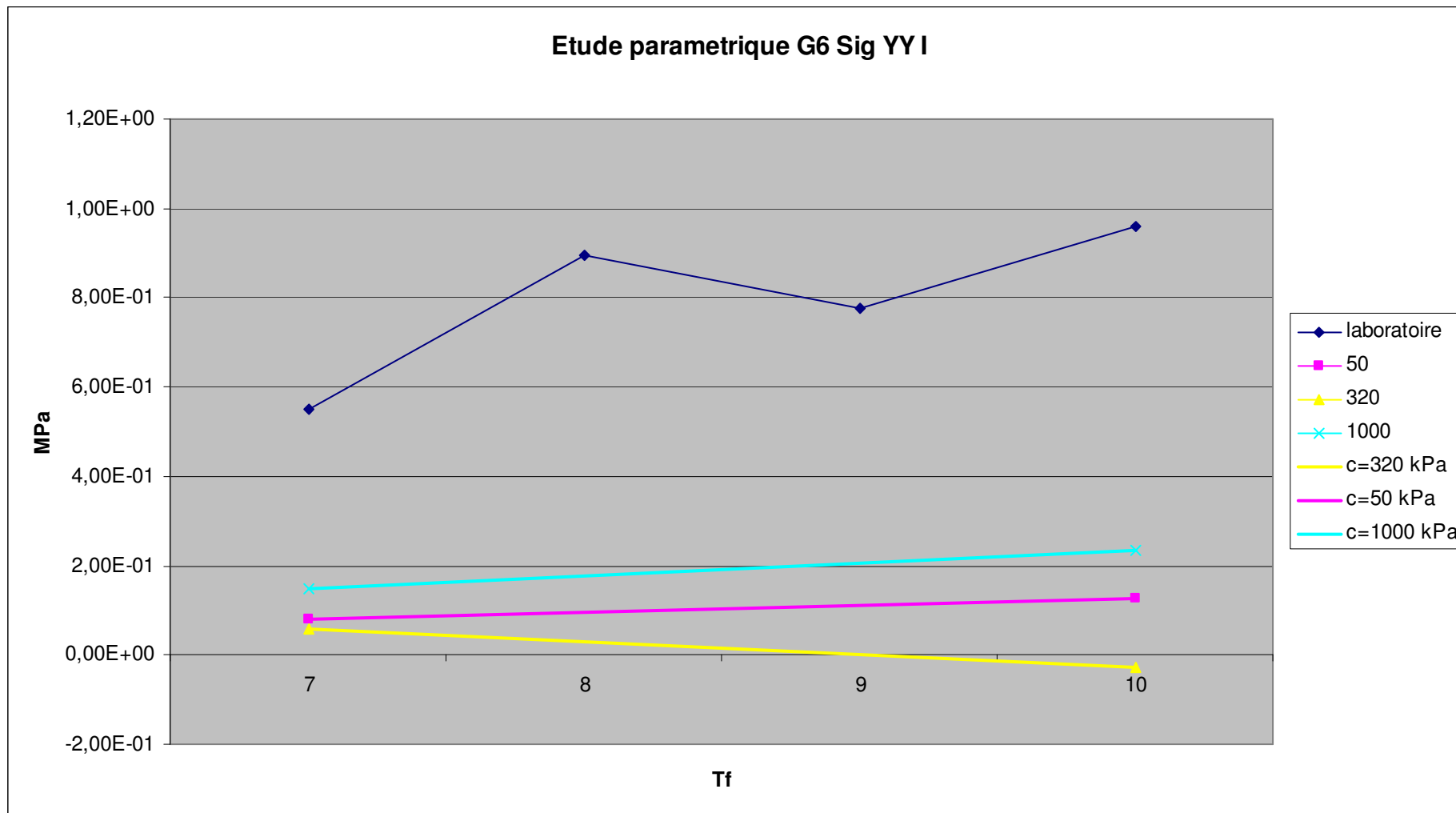


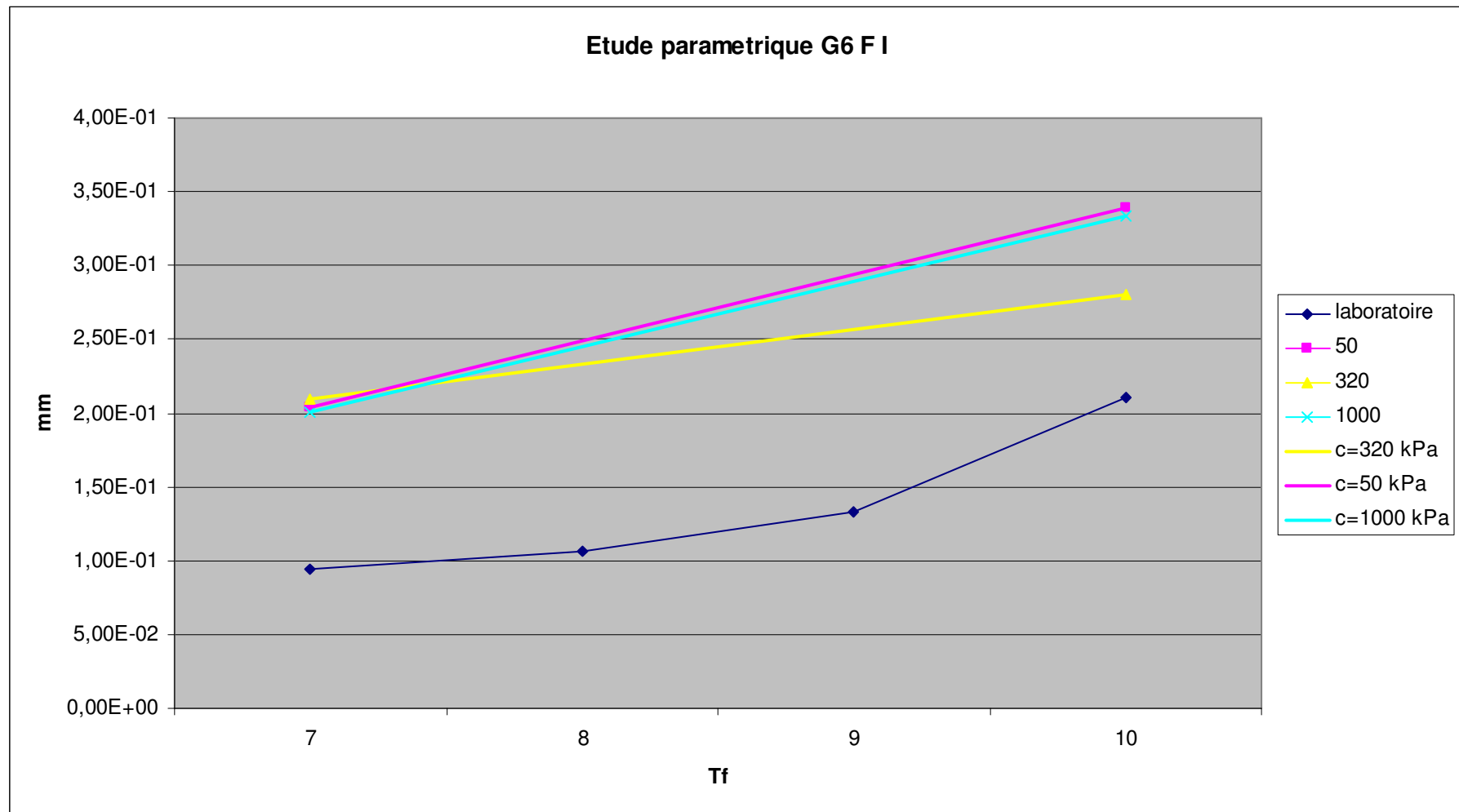


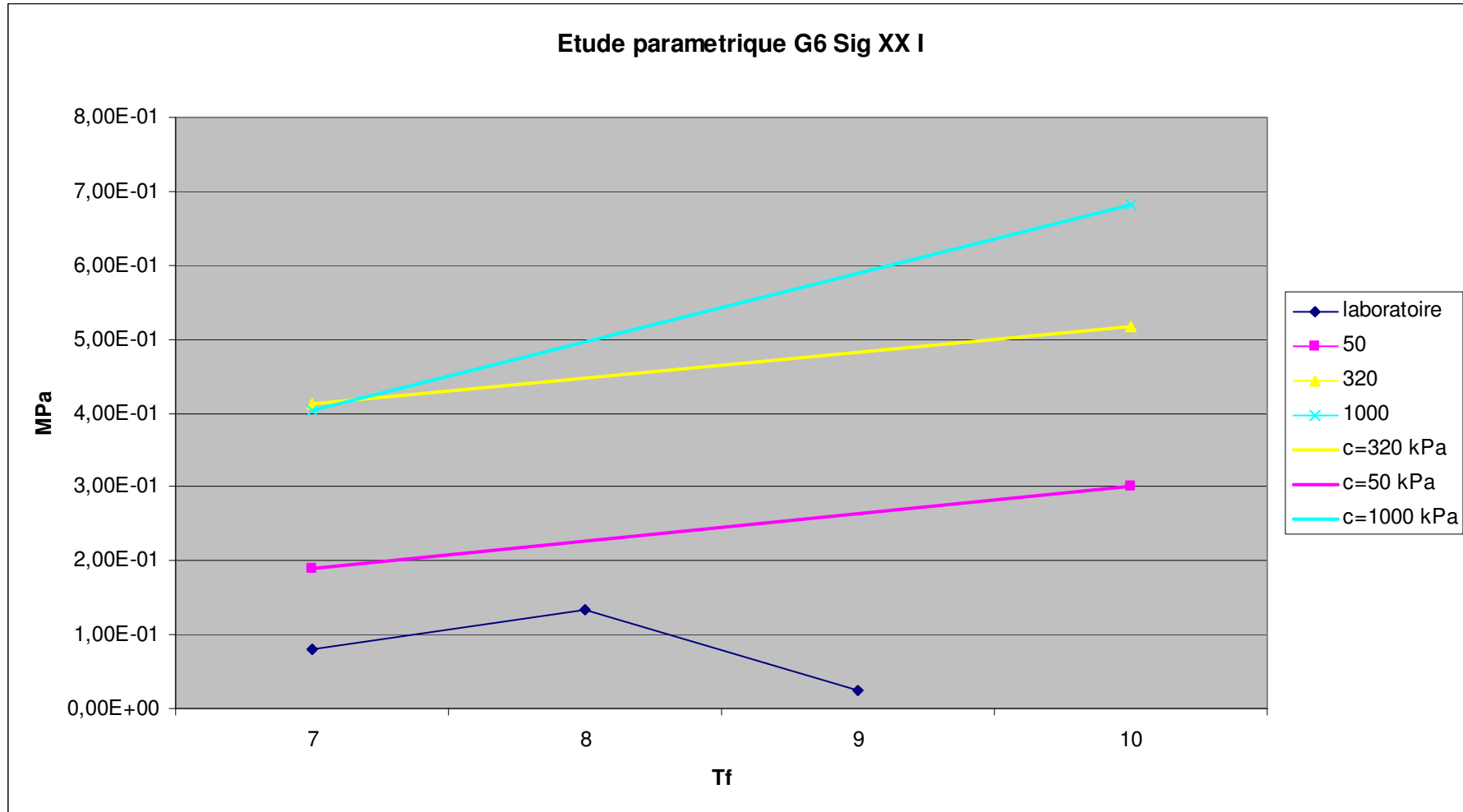


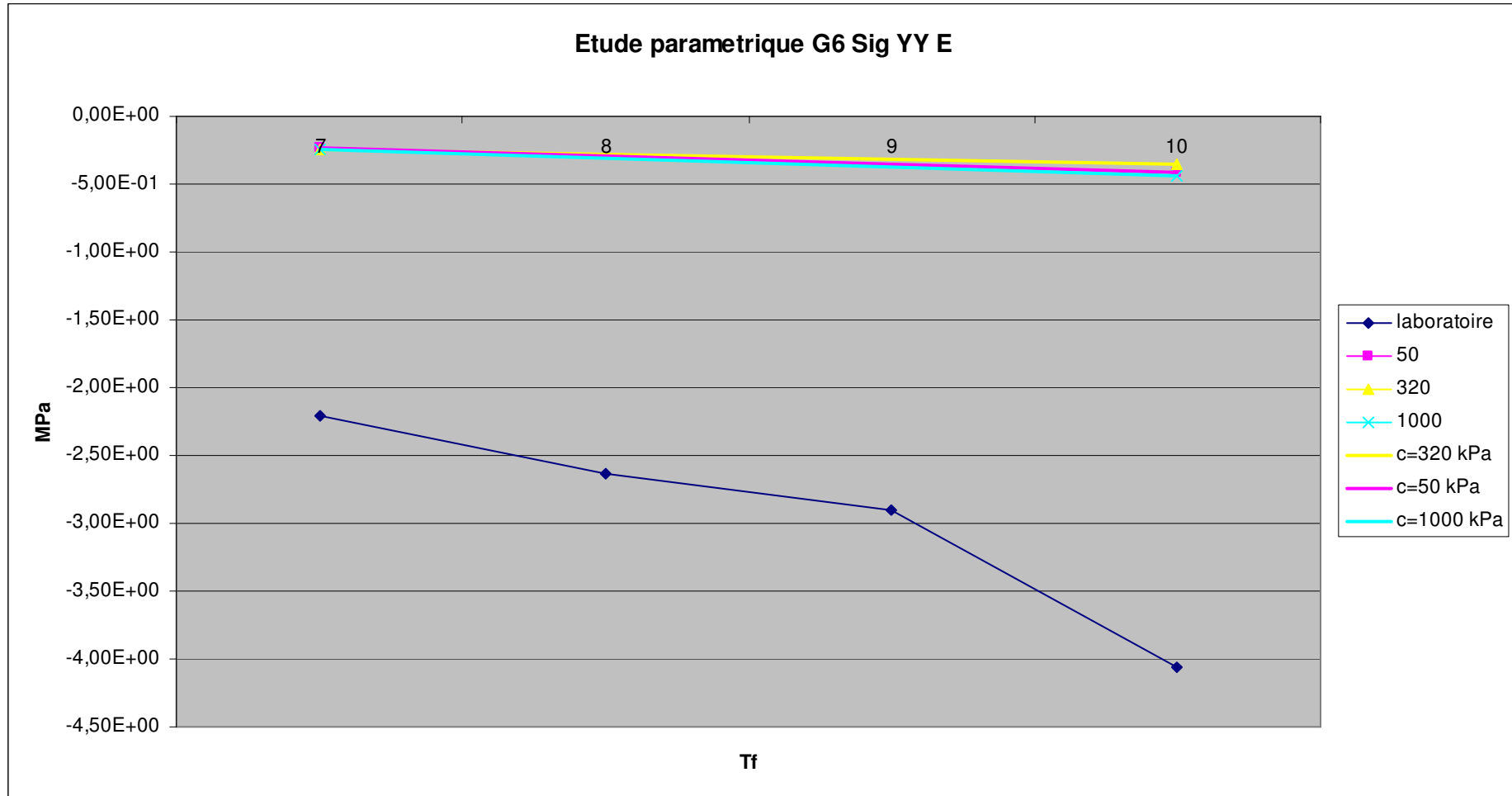


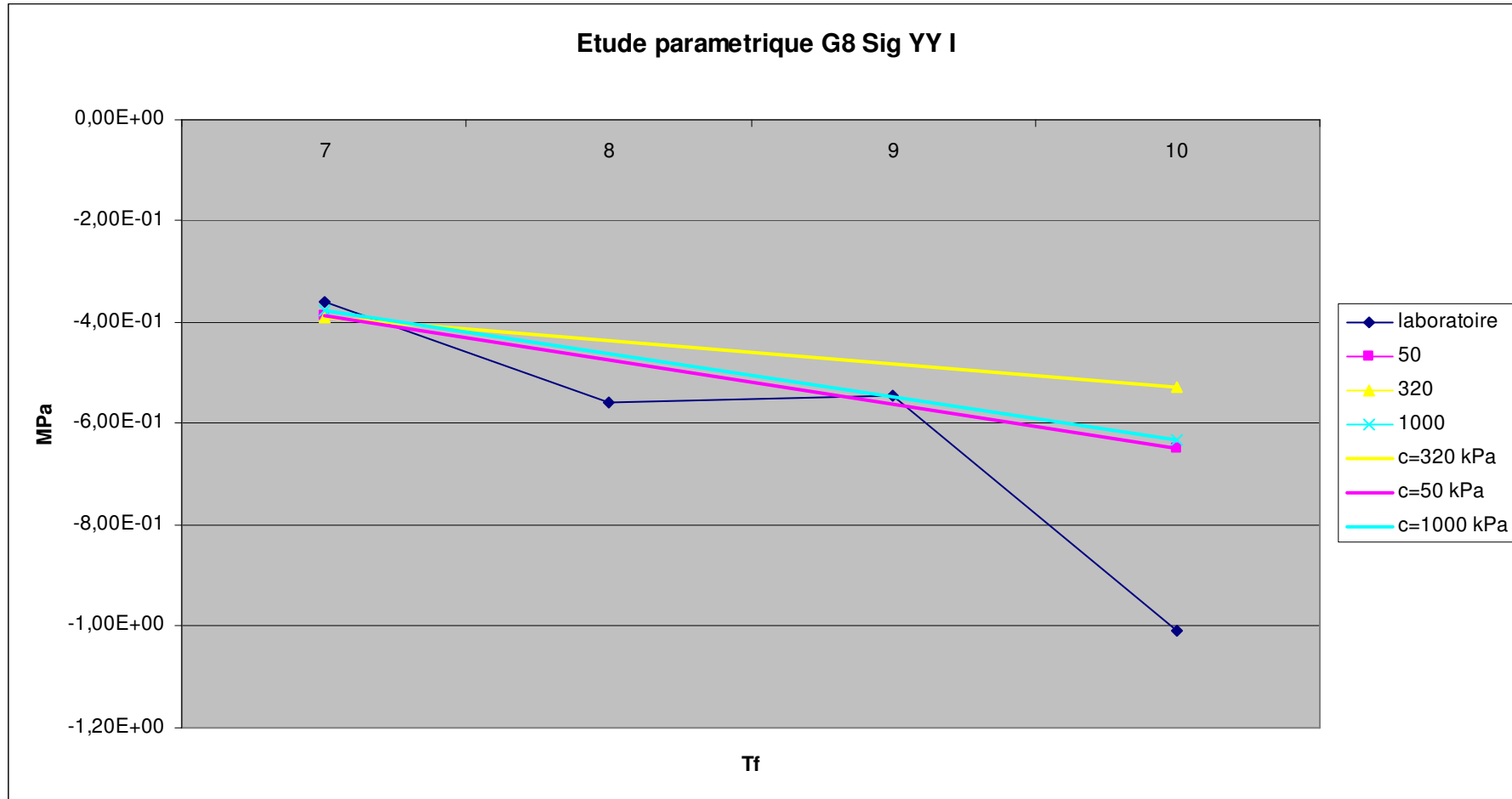


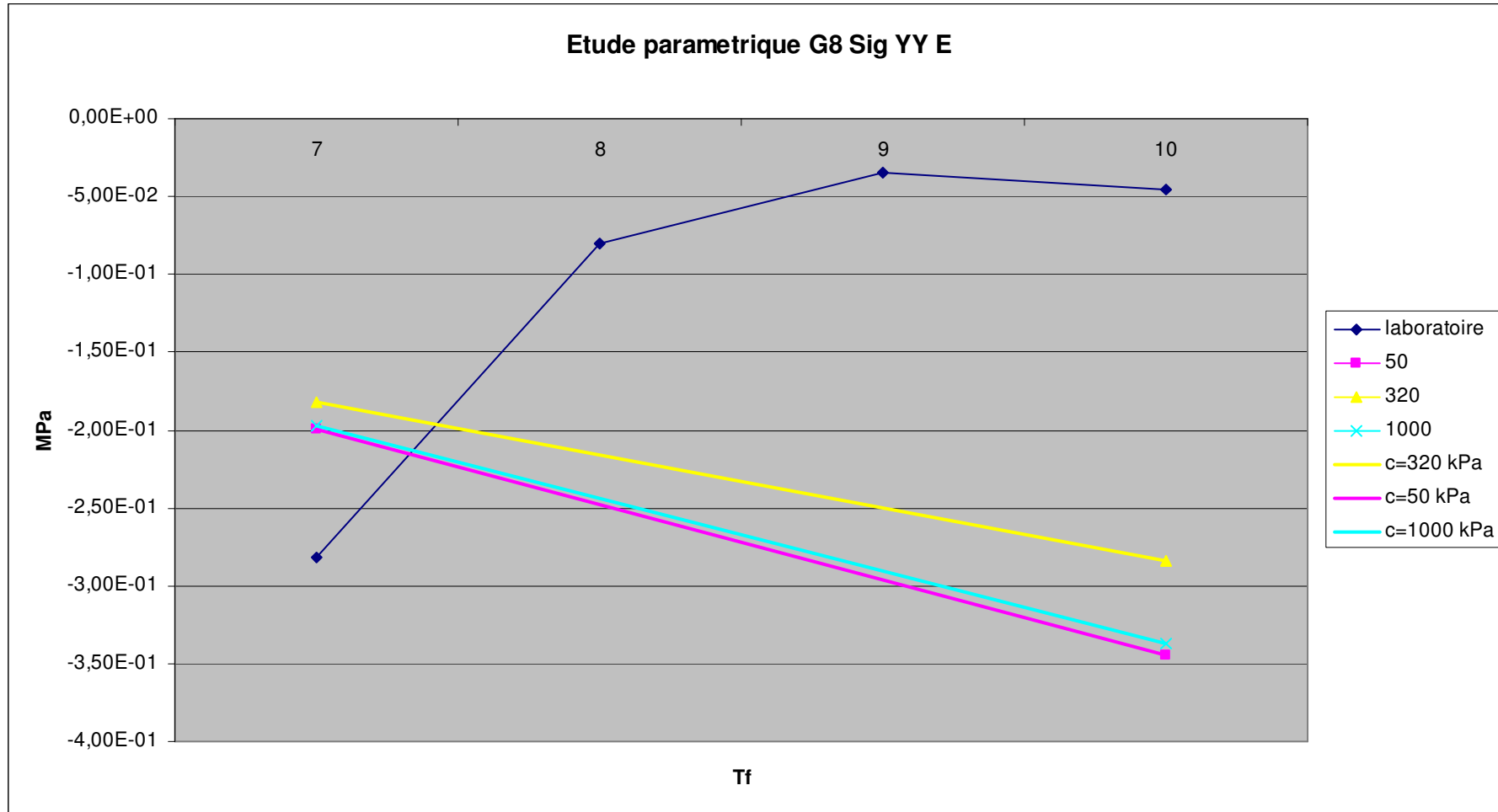


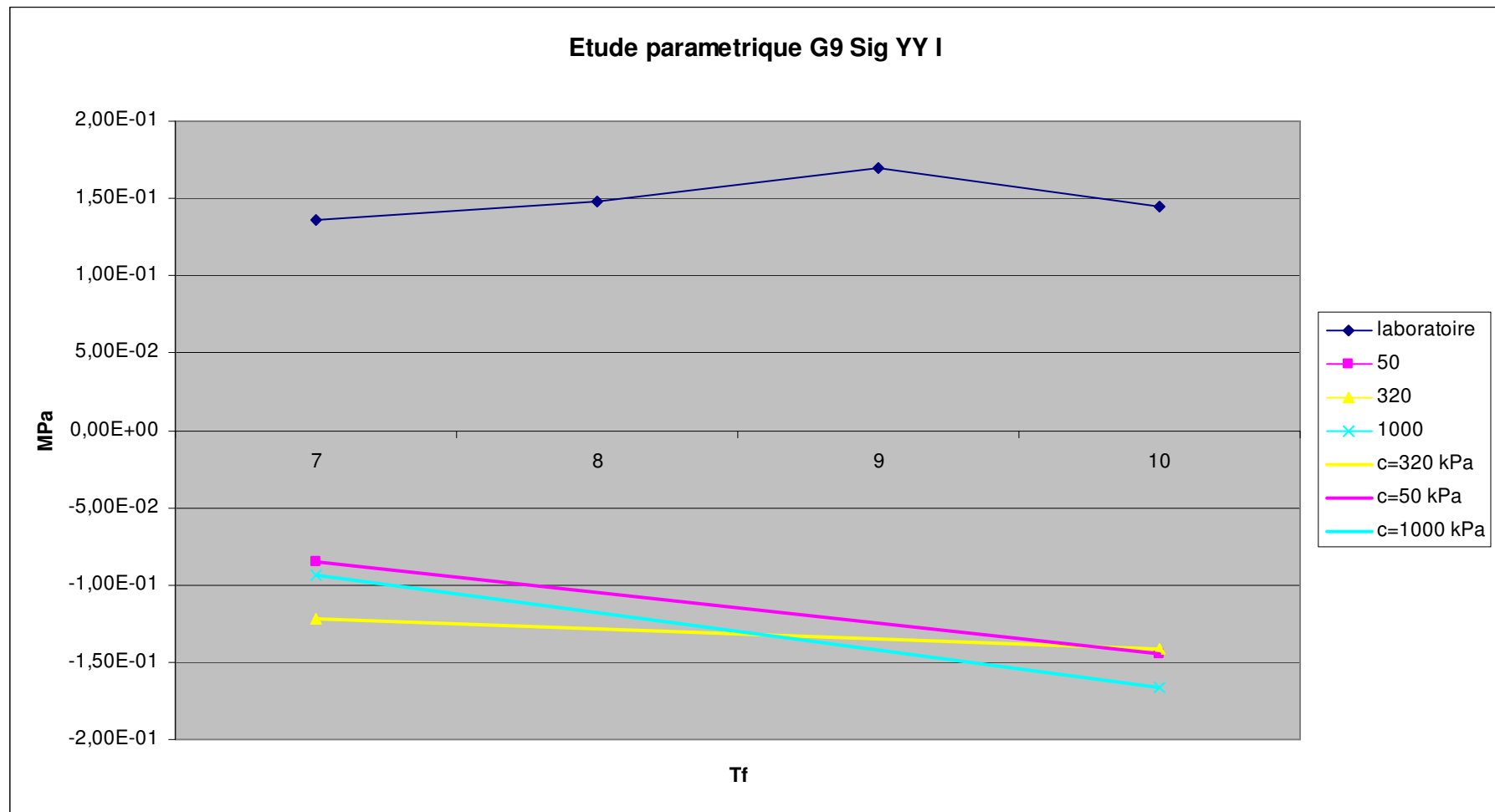


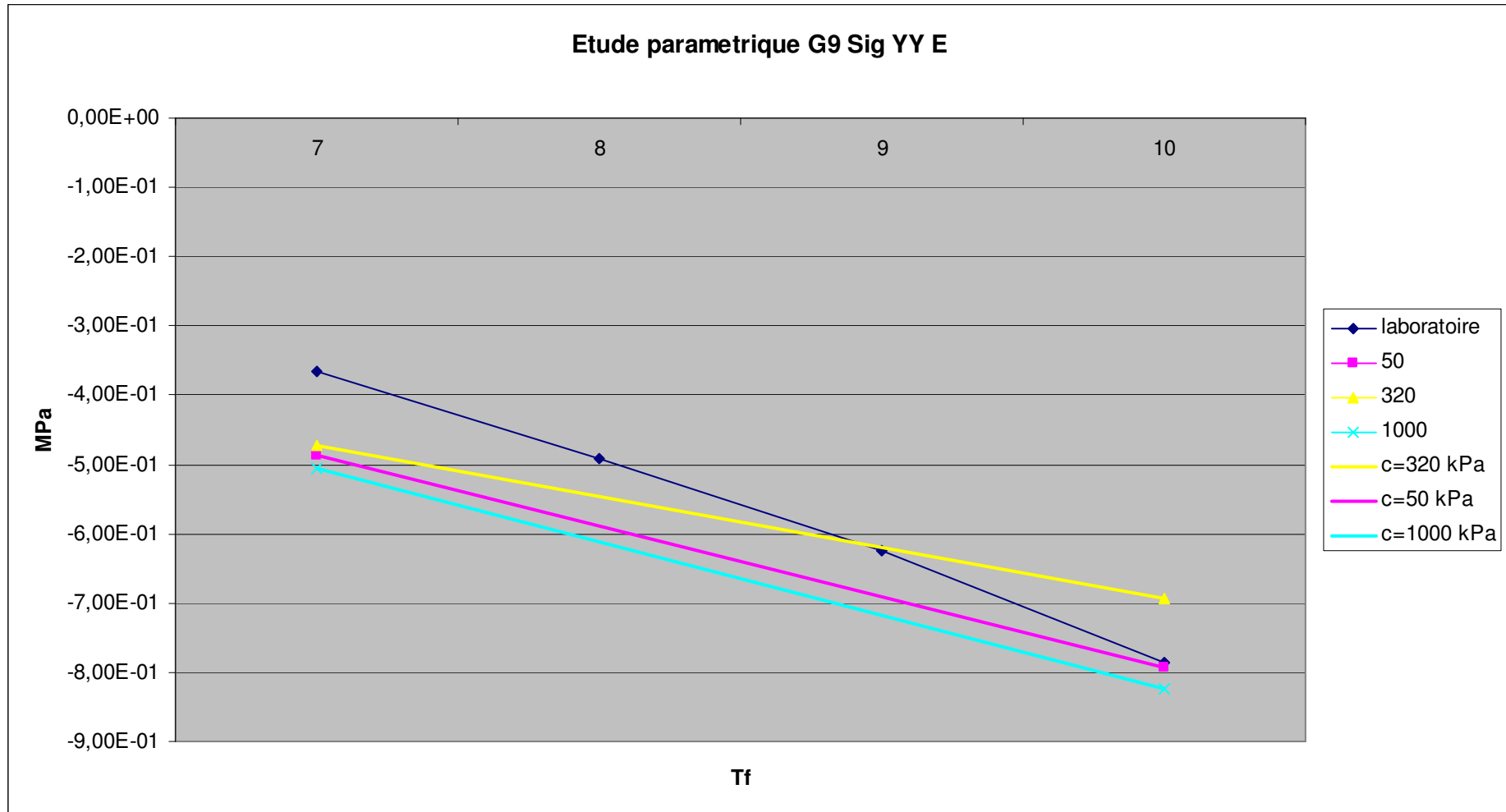












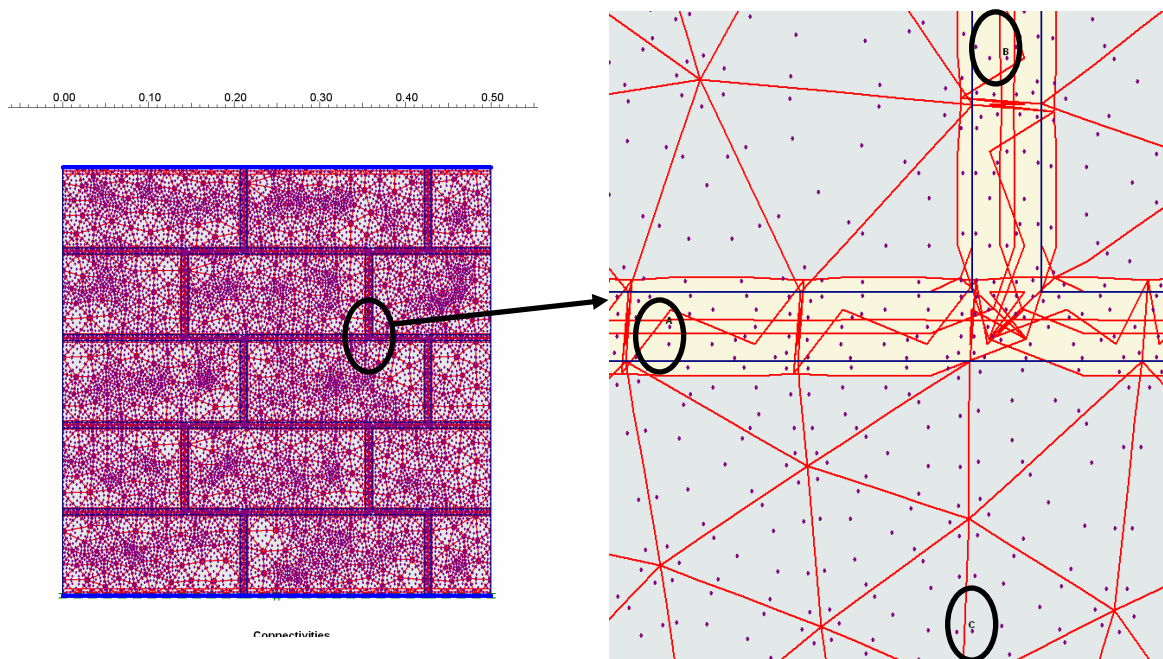
Annexe 6 Essais sur muret

Dans cet annexe nous montrons des schémas et des graphiques contrainte déformation pour les essais sur muret à compression simple. Deux micro modèles (« Réel Mohr Coulomb » et « Réel Tresca ») sont mis en charge et, aussi, quatre macro modèles : « Elastique », « Mohr Coulomb », « Tresca » et « Jointed Rock Model ».

De même, les valeurs maximales des contraintes et déformations sont fournies par la suite.

1. MICRO MODELES :

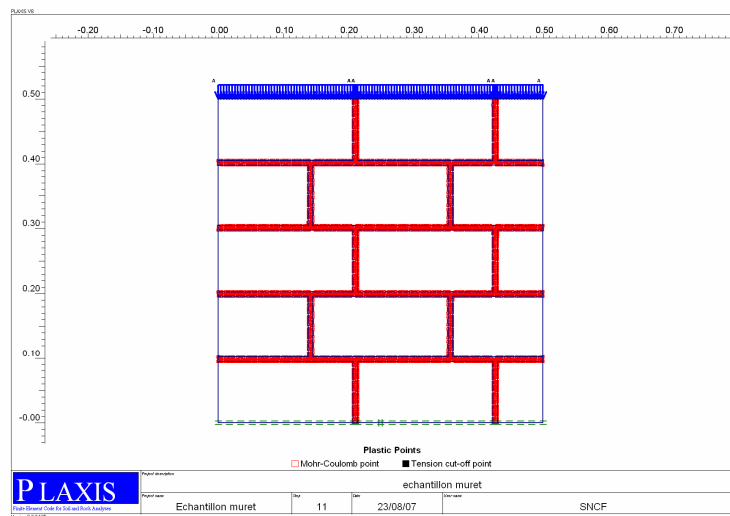
Dans cette partie nous observerons les micro modèles que l'on a chargé à compression simple. Les courbes contrainte déformation fournies par la suite correspondent aux points marqués sur les schémas suivants :



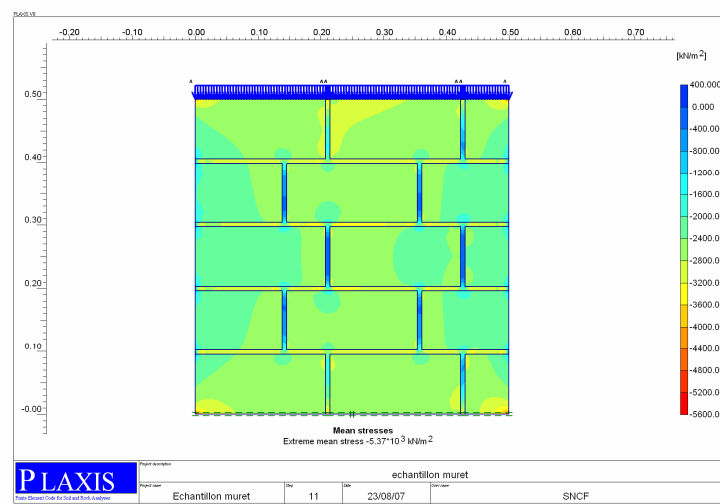
1.1 REEL MOHR COULOMB

Avant rupture :

La contrainte avant de la rupture est de **5.75 MPa** avec un déplacement maximal de : **0.38 mm**. La figure suivante nous montre les points plastifiés avant la rupture, c'est-à-dire, la non convergence du modèle :

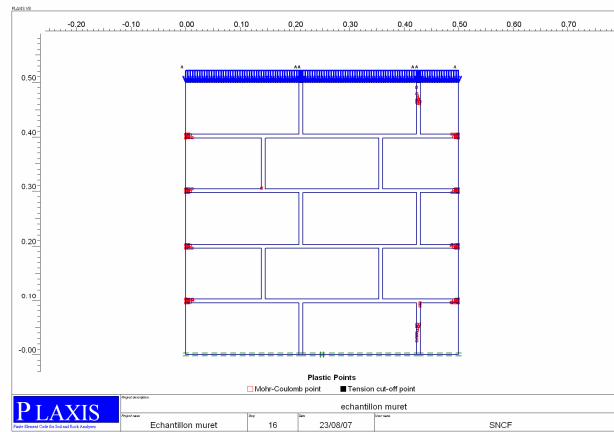


La contrainte principale maximale de l'échantillon est de **5.37 MPa** avant sa rupture. Comme on peut voir sur le dessin suivant les tractions maximales se trouvent dans les joints verticaux :

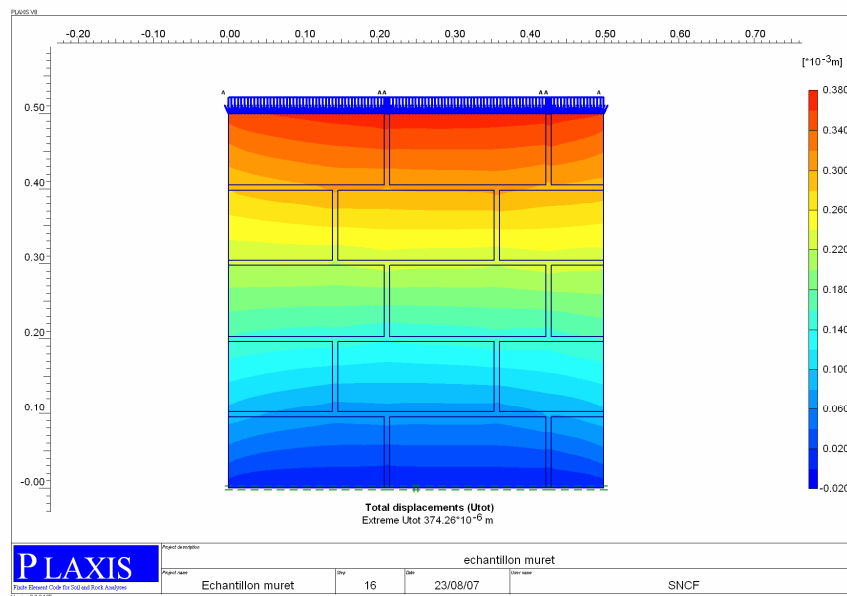


Après rupture :

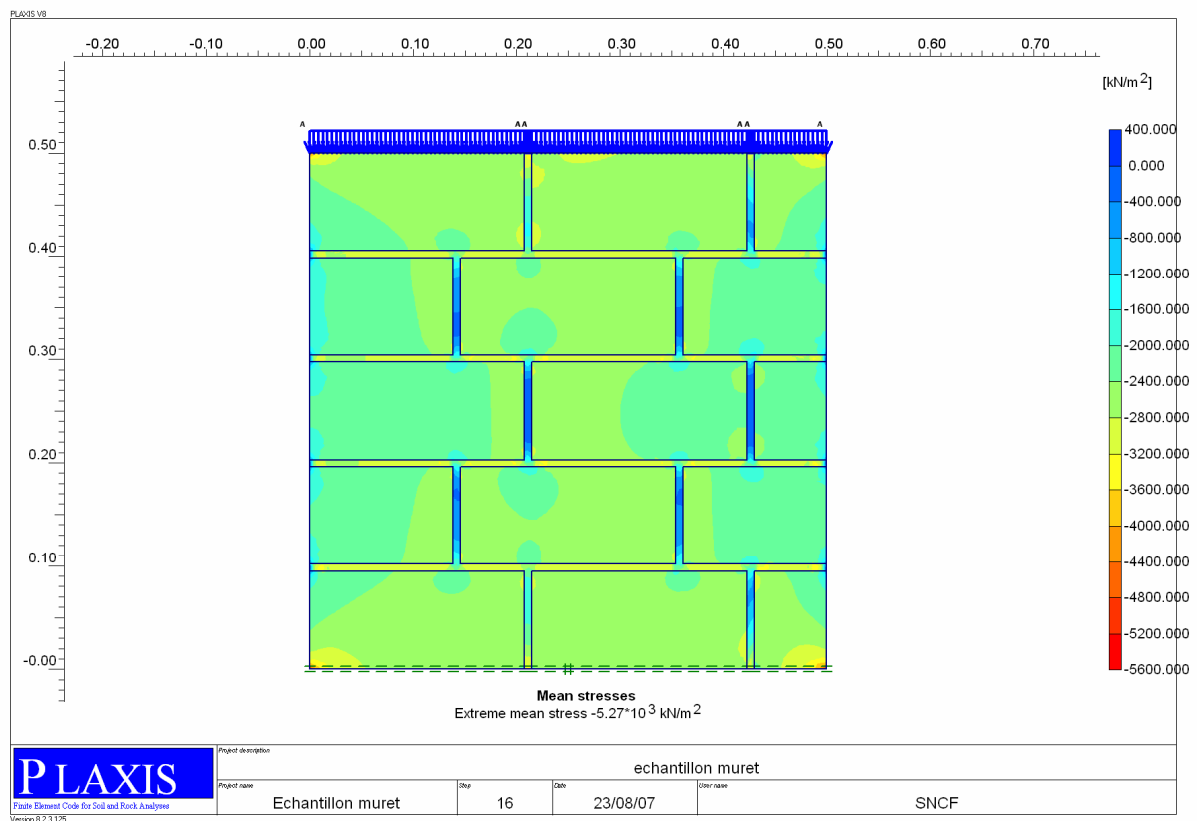
La rupture arrive à **5.8 MPa**. On peut constater, alors, que les points plastifiés sont ceux qui se trouvent sur les joints horizontaux dans la zone extérieure de l'échantillon :



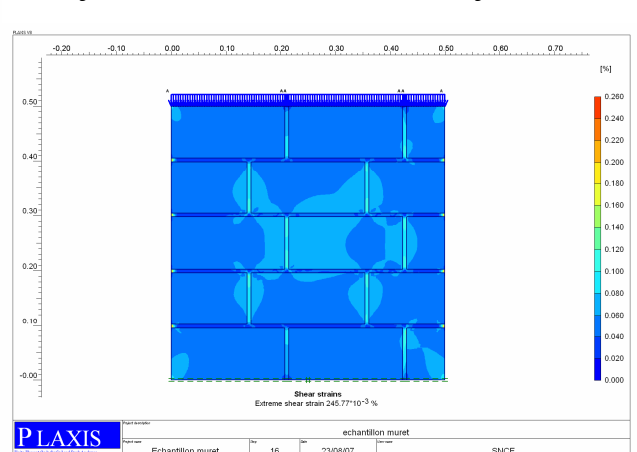
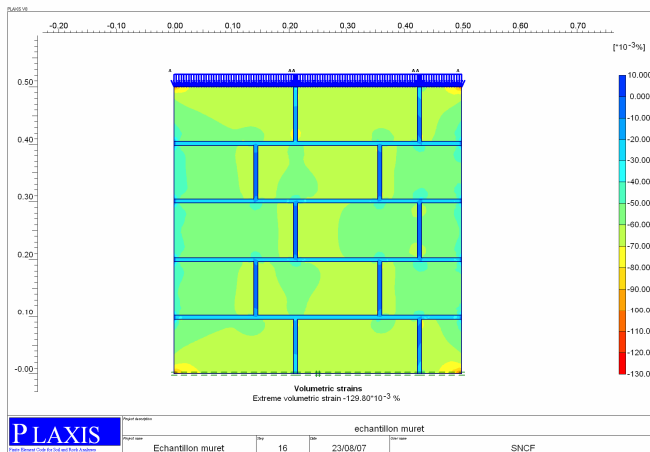
Le déplacement maximal à ce moment est de **0.374 mm**. L'on peut voir sur le dessin que les déplacements sont logiques par rapport au type d'essai.



De même la contrainte principale maximale à l'intérieur de l'échantillon est de 5.27 MPa

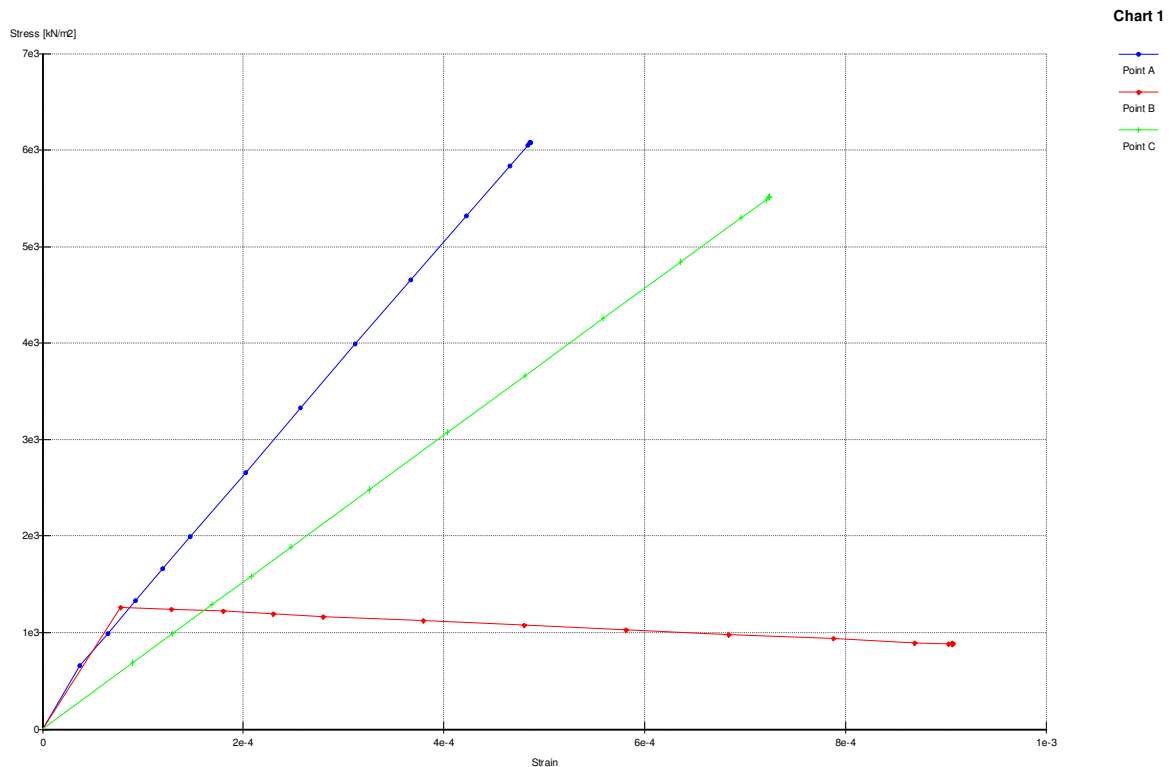


En regardant les déformations volumiques (max 0.129 %) et les déformations de cisaillement (max 0.245 %) nous pouvons nous faire l'idée de l'endroit où se produit la rupture. En regardant les dessins, les points les plus favorables pour suivre cette rupture se trouvent sur les joints verticaux et sur les joints



horizontaux au niveau des surfaces libres.

Finalement les courbes contrainte déformation pour les points antérieurement citées sont :



Nous pouvons remarquer que le point B plastifie assez rapidement car il est soumis à des tractions puisqu'il se trouve dans un joint vertical. Le point C suit une loi élastique parfaite car il s'agit d'un point dans un moellon et, finalement, le point A suit une loi élastique avec une petite plastification puisque même s'il se trouve sur un joint horizontal les efforts qu'il reçoit sont principalement en compression et ne produisent pas des plastifications significatives.

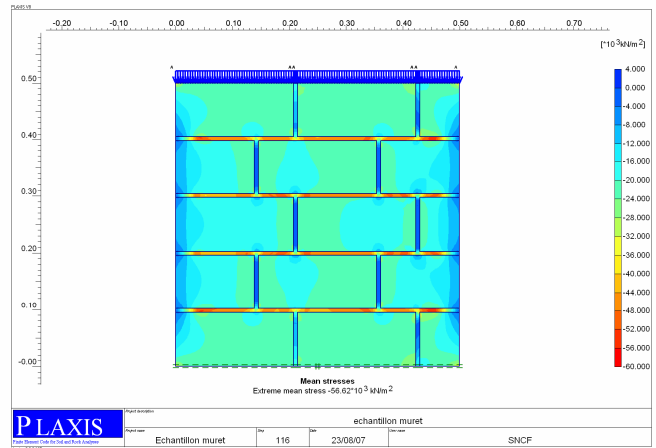
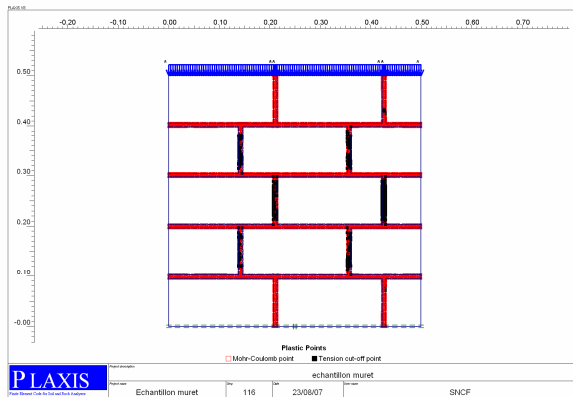
1.2 REEL TRESCA

Pour ce modèle nous avons choisi les mêmes points pour les courbes contrainte déformation que dans le cas précédent. Les commentaires relatifs aux plastifications et zones de rupture sont plus et moins les mêmes. L'unique différence est que dans ce cas la rupture arrive beaucoup plus tard et, alors, les déformations et déplacements sont beaucoup plus importants.

En ce qui concerne la rupture très tardive du modèle Tresca, nous pouvons l'expliquer par la valeur prise pour la cohésion du mortier. Cette cohésion, qui est prise comme $c = \frac{f_c}{2} = \frac{8.78}{2} = 4.39 MPa$, est beaucoup plus élevée que celle que l'on applique pour les joints qui suivent la loi Mohr Coulomb (0.32 MPa). Cette cohésion très élevée produit une plastification tardive et, donc, une rupture à une contrainte de compression très forte.

Avant rupture. :

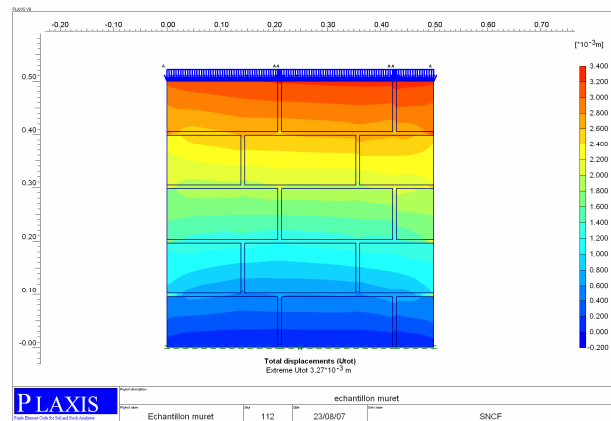
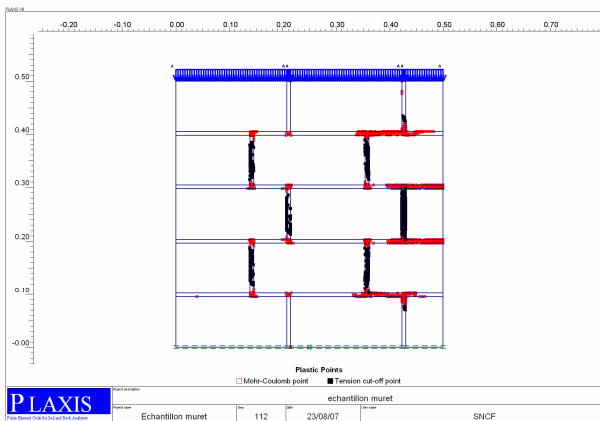
Juste avant de la rupture à **46 MPa** les points de plastification sont les suivants et la contrainte principale maximale est de **56 MPa**



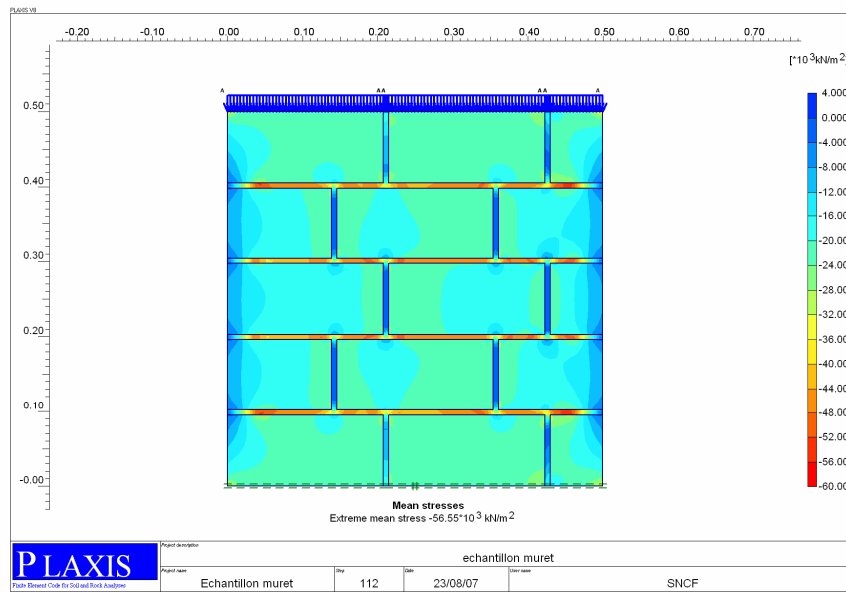
Après rupture

La rupture arrive à 47 MPa. A ce moment le déplacement maximale est de 3.27 mm, les déformations volumiques maximales sont de 5.31% et celles de cisaillement de 18.87%. La contrainte principale maximale dans l'échantillon atteint 56.55 MPa.

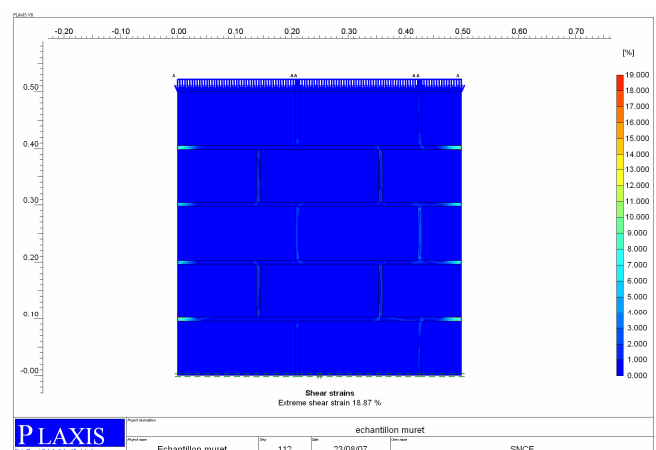
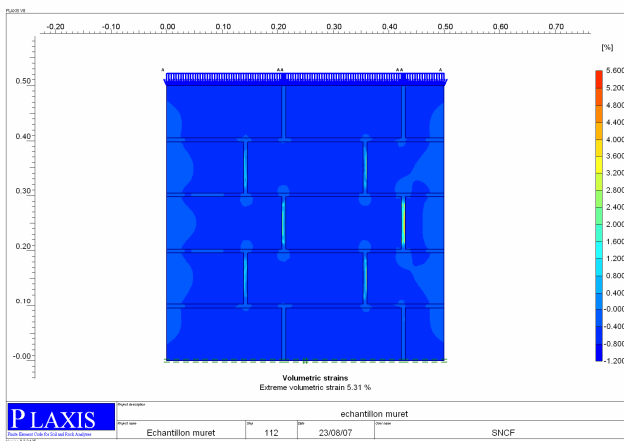
On peut voir, les points de plastification (à gauche) et les déplacements max (à droite).



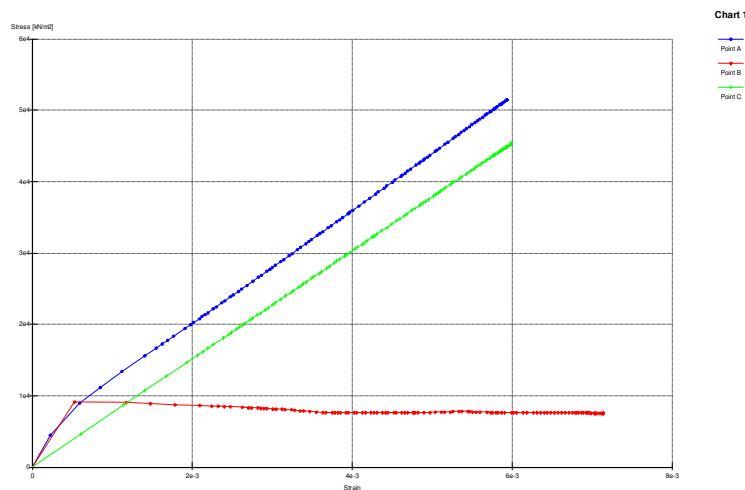
Les contraintes principales sont :



et les déformations volumique (à gauche) et de cisaillement (à droite) :



Finalement la courbe contrainte - déformation est la suivante :



2. MACRO MODELES:

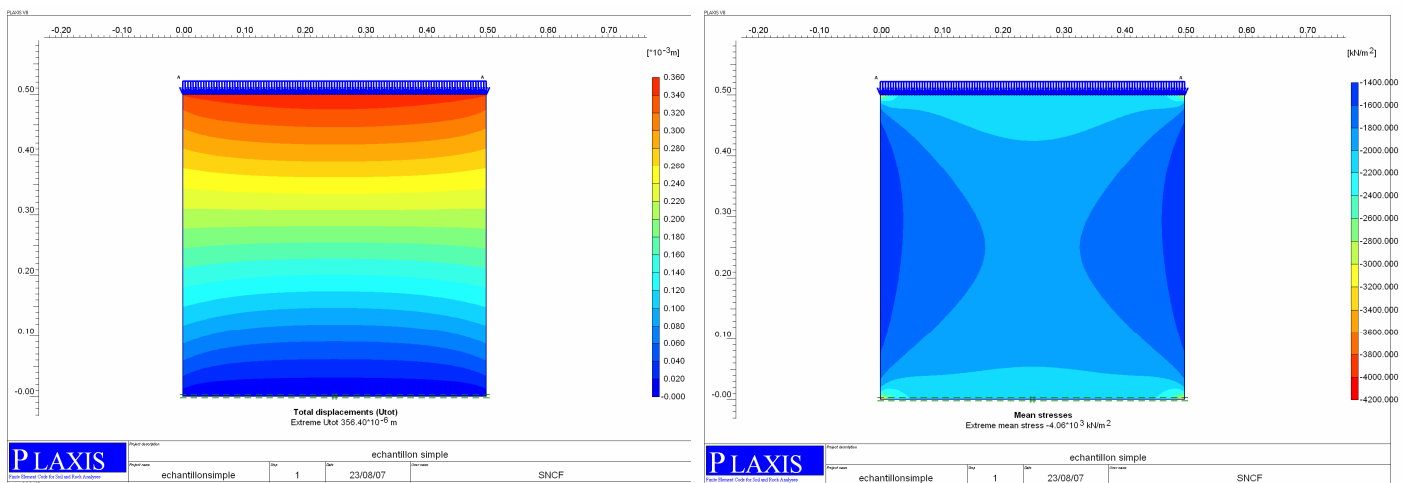
2.1. MODELE ELASTIQUE

Le modèle élastique n'arrive jamais à la rupture. Pour cette raison nous l'avons chargé seulement jusqu'à la contrainte de compression maximale dans les essais en laboratoire : **4.17 MPa**.

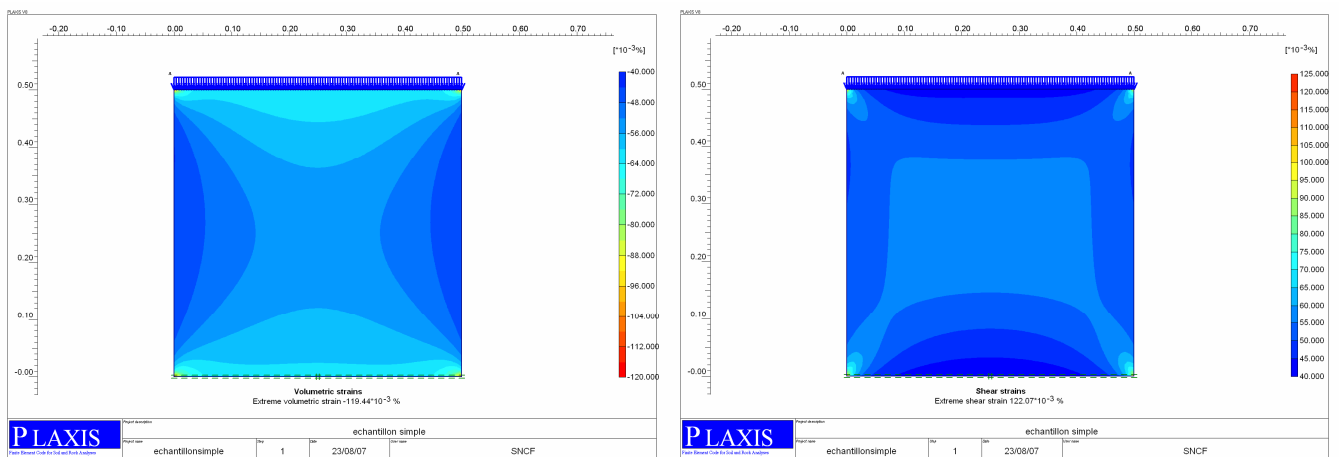
Dans ces conditions, le déplacement maximal est de **0.356 mm**, la contrainte principale maximale dans l'échantillon est de **4.06 MPa**, les déformations volumiques maximales sont **0.119 %** et celles de cisaillement sont **0.122 %**.

L'on peut observer que les points où s'accumulent plus de contraintes et de déformations sont les coins de l'échantillon. Ces points posent des problèmes de bord, mais aussi dans la réalité sont des points délicats où il se propage des fissures.

On peut voir les déplacements à gauche et les contraintes principales à droite :



les déformations volumiques à droite et de cisaillement à gauche :



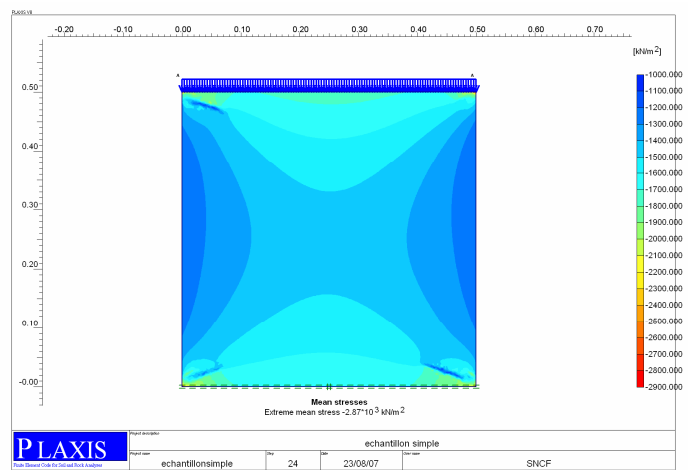
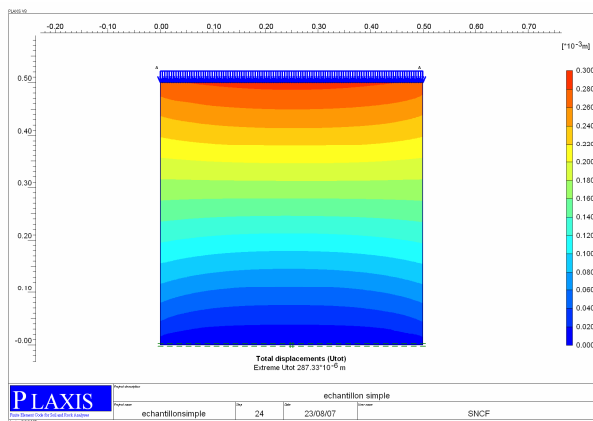
2.2. JOINTED ROCK MODEL (JMR)

Avec le JMR la rupture se produit à **3.4 MPa**. Le déplacement maximal à cet état est de **0.287 mm**, la contrainte principal maximale dans l'échantillon de **2.87 MPa**, la déformation volumique de **0.084 %** et la déformation au cisaillement de **0.114 %**.

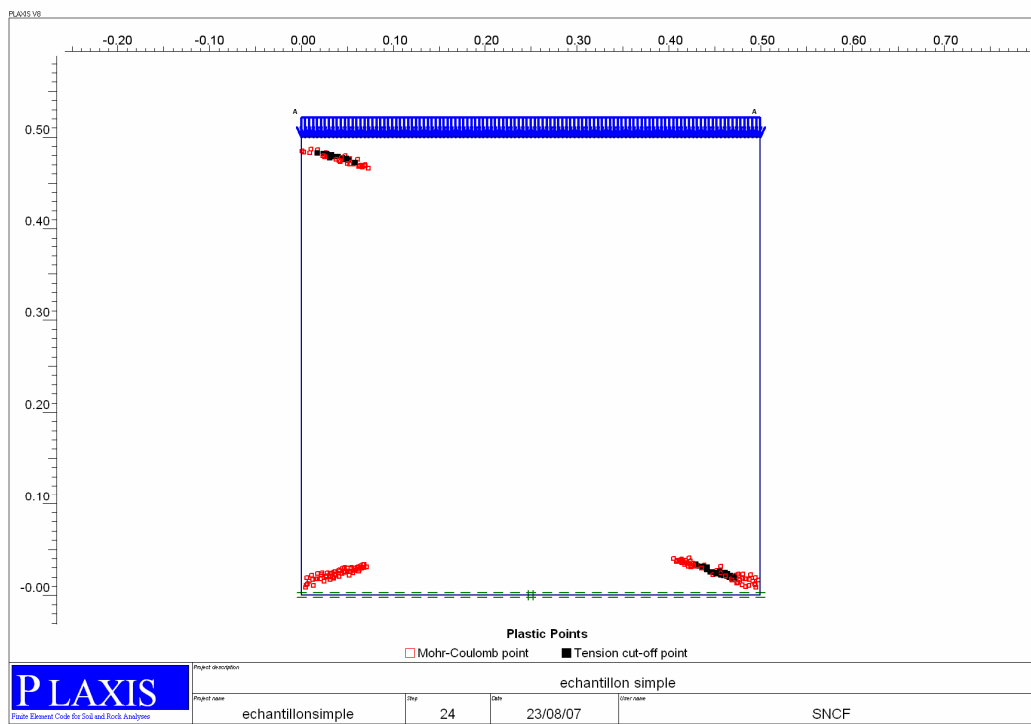
Nous pouvons constater que la rupture arrive aux coins de l'échantillon grâce aux points de plastification et déformations maximales :

Sur les figures suivantes :

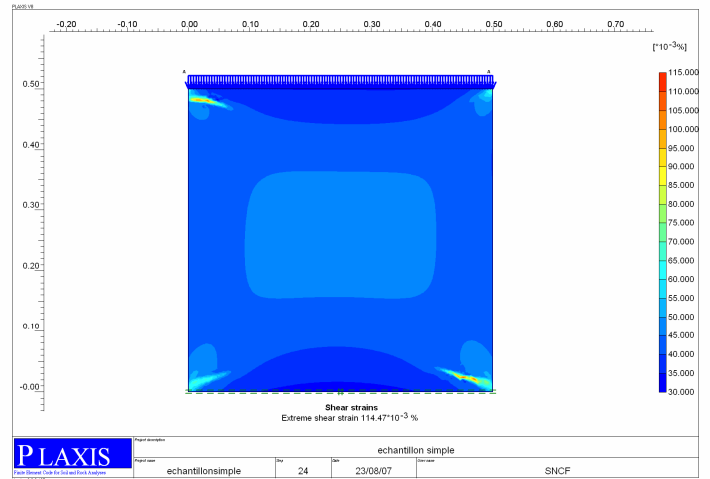
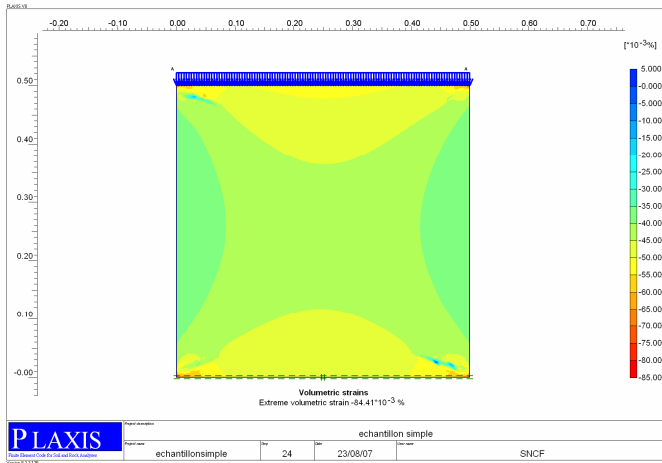
- les déplacements à gauche, les contraintes principales à droite:



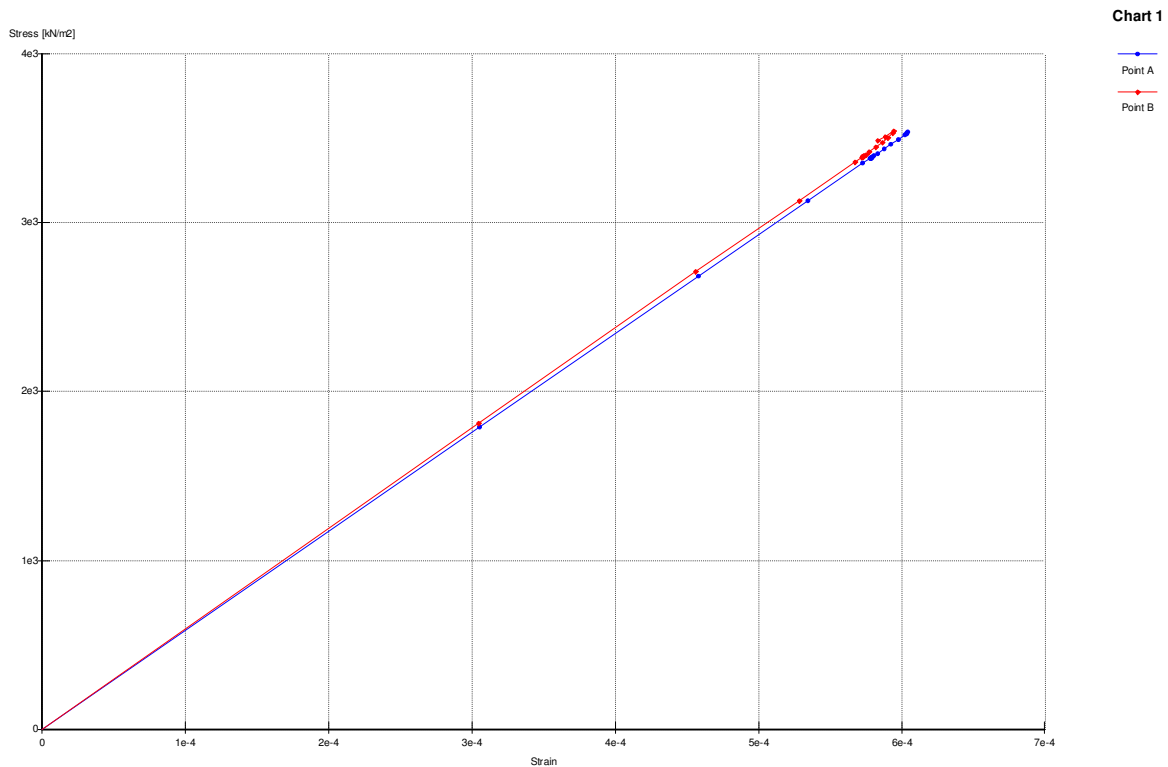
- les points de plastification :



Et les déformations volumiques à gauche et celles de cisaillement à droite



La courbe contrainte déformation pour les points au milieu de l'échantillon est linéaire car il n'y a pas de plastification sur cette zone mais plutôt aux coins de l'échantillon :



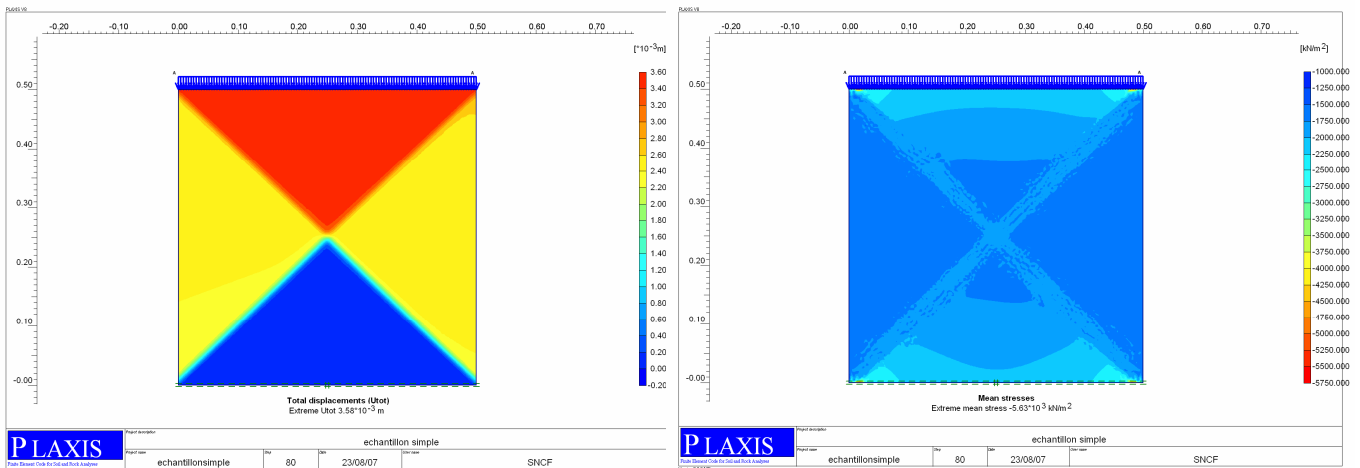
2.3. MODELE TRESCA

Dans ce cas, la rupture arrive comme prévu à **4.18 MPa**. Le déplacement maximal à cet état est de **3.58 mm**, la contrainte principal maximale dans l'échantillon de **5.63 MPa**, la déformation volumique de **0.165 %** et la déformation au cisaillement de **18.34 %**.

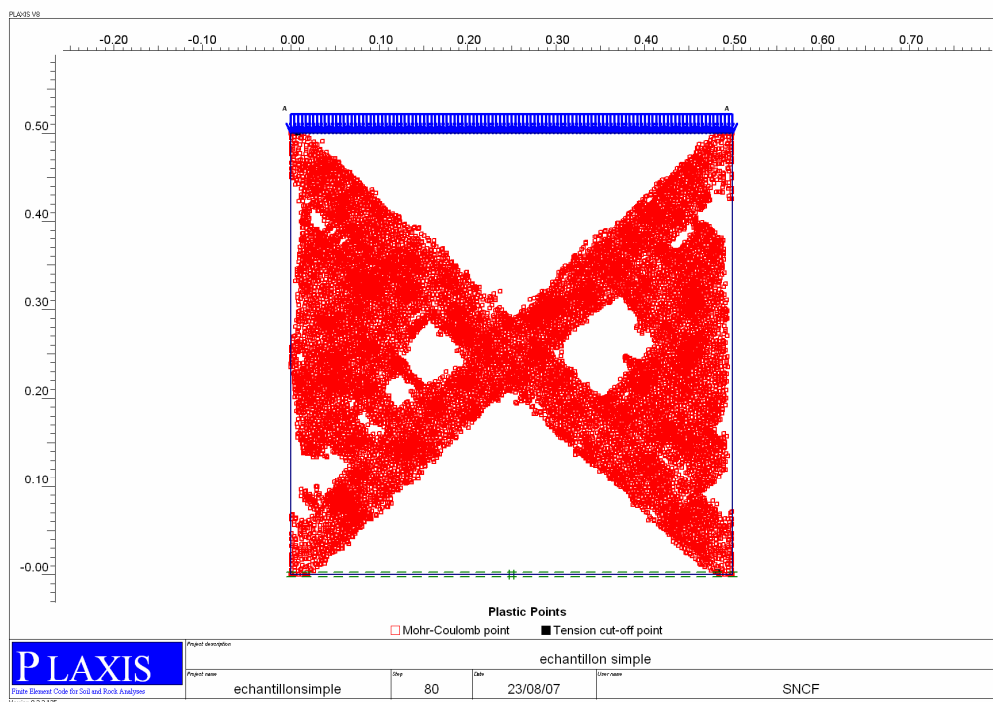
Nous pouvons constater la formation de deux cônes de rupture. Celle-ci arrivera au milieu de l'échantillon au vu des points de plastification et des déformations maximales.

Sur les figures suivantes on peut voir :

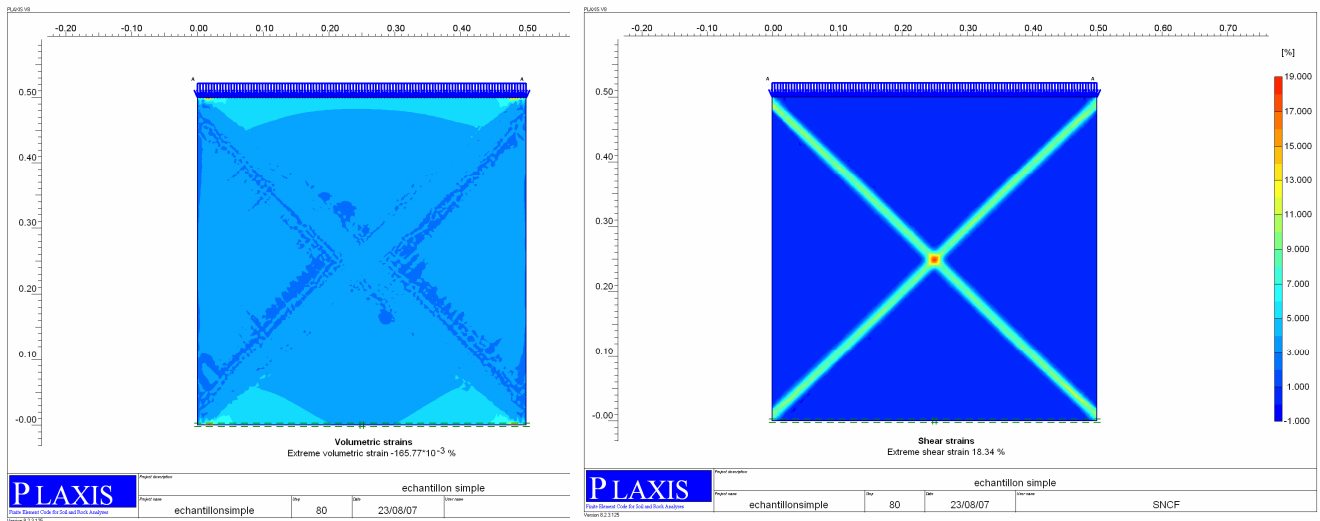
- les déplacements à gauche, les contraintes principales à droite :



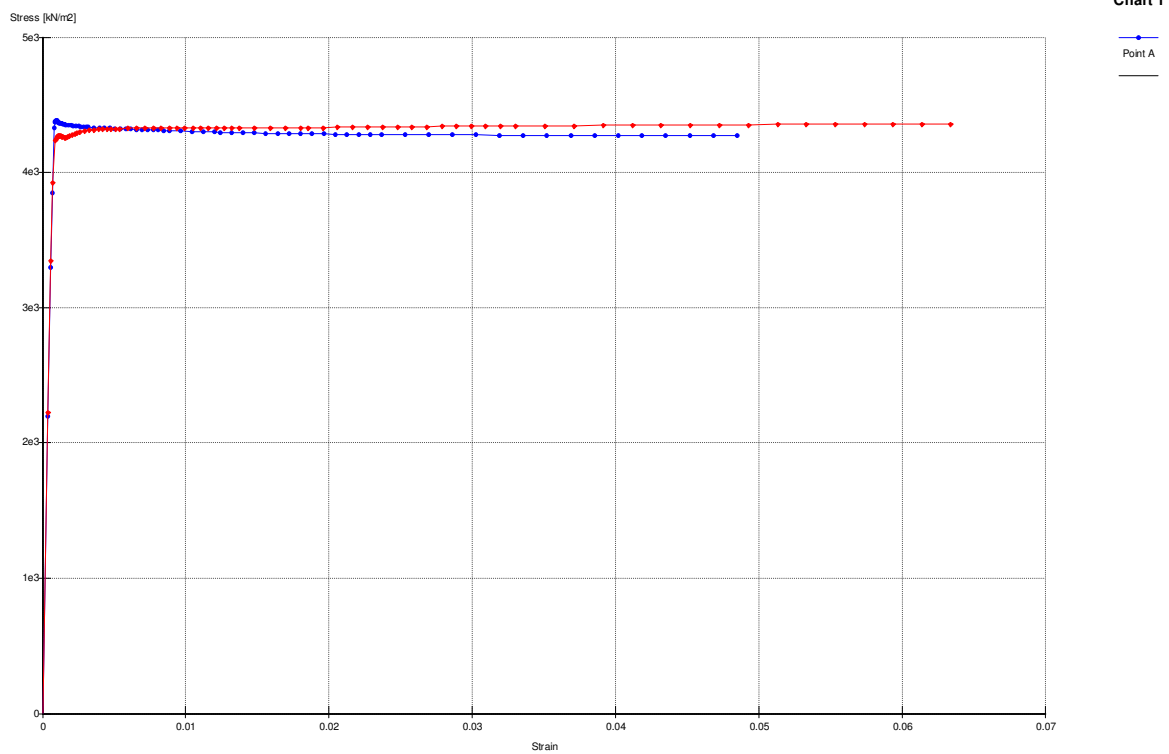
- les points de plastification :



Et les déformations volumiques à gauche et de cisaillement à droite



La courbe contrainte déformation montre une plastification parfaite rapide des points au milieu de l'échantillon :



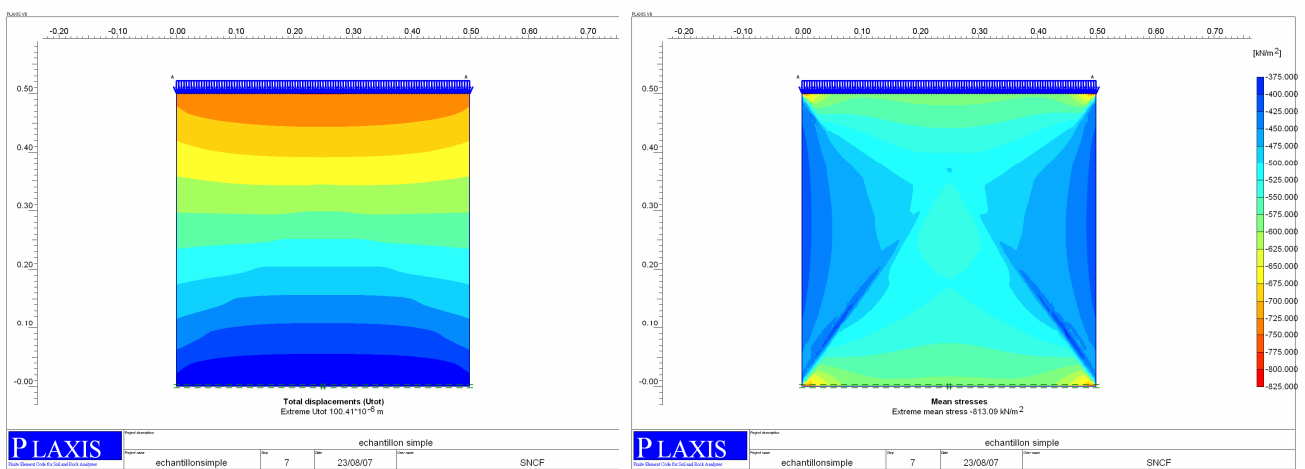
2.4. MODELE MOHR COULOMB (MC)

Dans ce cas, la rupture arrive à **1.2 MPa**. Le déplacement maximal à cet état est de 0.1 mm, la contrainte principale maximale dans l'échantillon de **0.833 MPa**, la déformation volumique de **0.023 %** et la déformation au cisaillement de **0.037 %**.

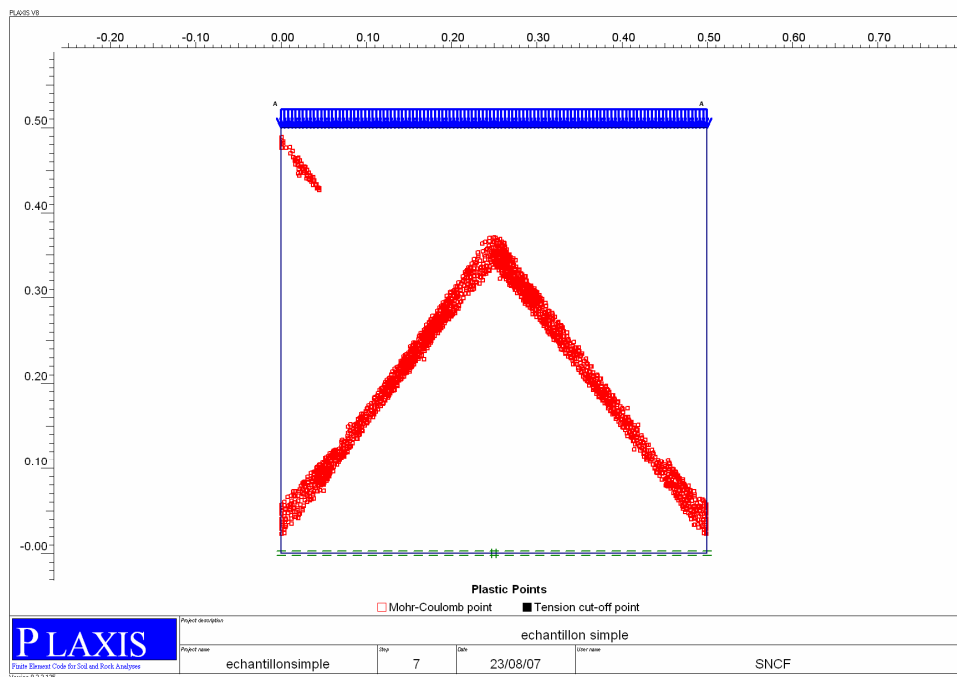
Cette fois ci nous pouvons constater la formation d'un seul cône de rupture en partie inférieure de l'échantillon

Sur les figures suivantes on peut voir :

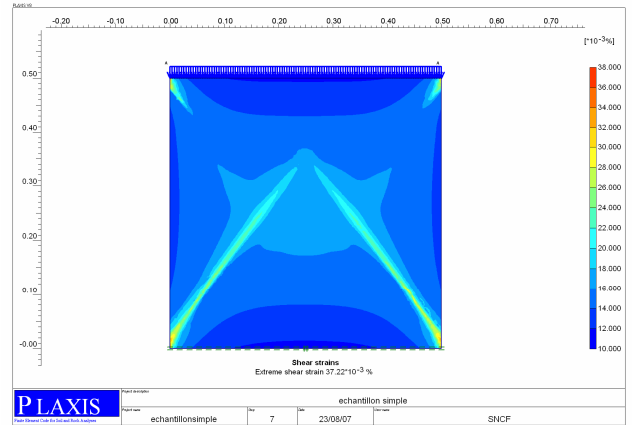
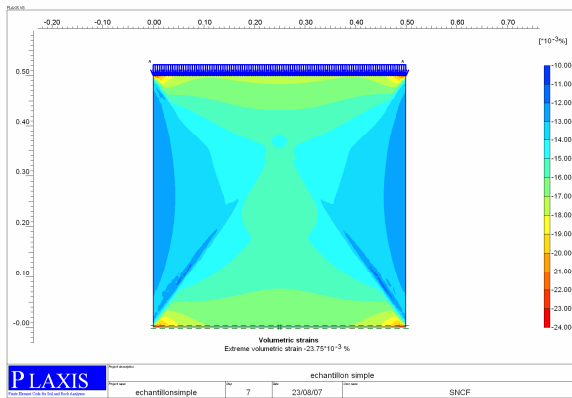
- les déplacements à gauche, les contraintes principales à droite :



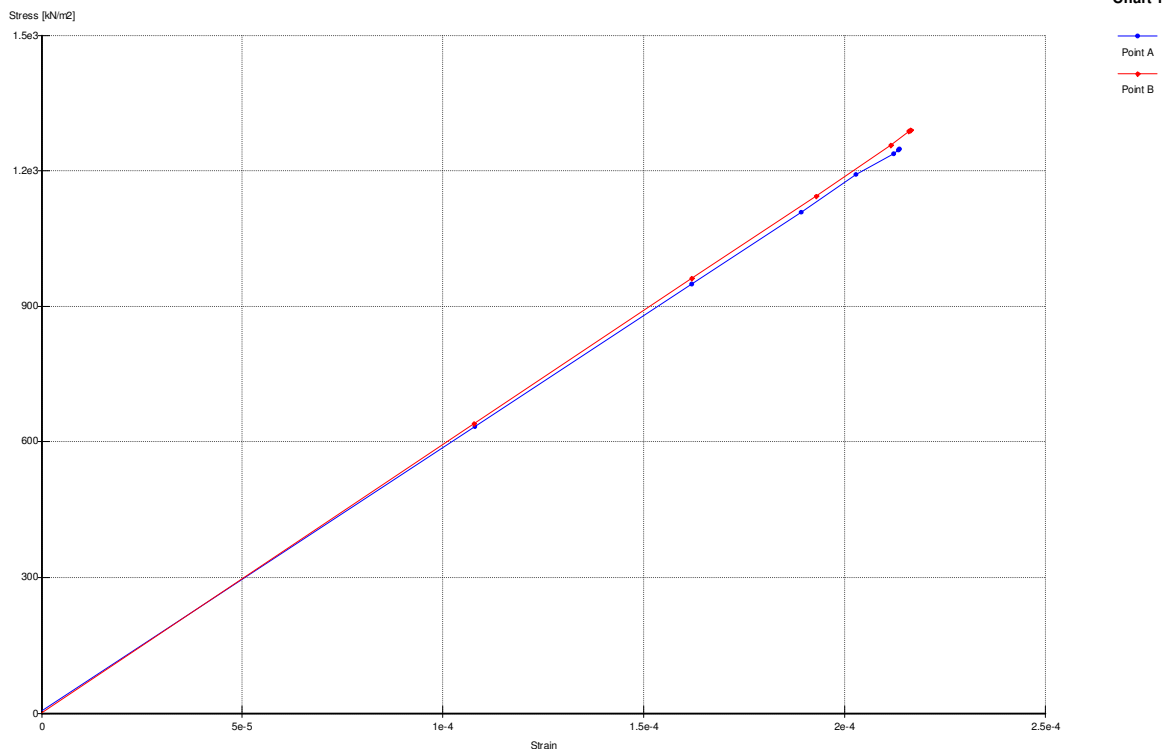
- les points de plastification :



Et les déformations volumiques à gauche et de cisaillement à droite



La plastification n'arrive pas aux points au milieu de l'échantillon. Cela est montré sur les courbes suivantes et sur la figure ci-dessus qui montre les points de plastification.



Sur le tableau de la page suivante nous trouvons les données qui nous ont permis de réaliser les graphiques de la figure 19 (§section 4.2.5 de la page 53). Grâce à ces données nous avons pu calculer des variations par rapport aux résultats de laboratoire.

MODELE	Résultats à la rupture			Variation		Pourcentage		MODELE	Résultats à 4,17 Mpa			Variation		Pourcentage			
LABORATOIRE	Rc			4.17	MPa			Elastique	Pas de rupture								
	Rt			1.1	MPa				σ _c moyenne	4.17	Mpa	0	Mpa	0	%		
	y max			0.3996					σ _t max	0.034	Mpa	1.066	Mpa	96.90909	%		
	σ _{rupture}			4.17	MPa				y max	0.357	mm	-0.0426		-10.6607	%		
	Loi bimodulaire E1= 5500MPa et E2=5100MPa																
Reel Tresca	Rupture à 47 Mpa							Tresca	Rupture à 4,17 Mpa								
	σ _c moyenne			4.33	Mpa	-0.2	Mpa		-3.8369	%	σ _c moyenne	4.17	Mpa	0	Mpa	0	%
	σ _t max			1.1	Mpa	0	Mpa		0	%	σ _t max	0.492	Mpa	0.608	Mpa	55.27273	%
	y max			0.255	mm	-0.1			-36.186	%	y max	0.381	mm	-0.0186	mm	-4.65465	%
	σ _{rupture}			47	MPa	-43	MPa		-1027.1	%	σ _{rupture}	4.18	MPa	-0.01	MPa	-0.23981	%
Reel Mohr Coulomb	Rupture à 5,8 Mpa							Mohr Coulomb	Rupture à 1,2 Mpa								
	σ _c moyenne			4.104	Mpa	0.07	Mpa		1.5827	%	σ _c moyenne	1.162	Mpa	3.008	Mpa	72.13429	%
	σ _t max			0.718	Mpa	0.38	Mpa		34.727	%	σ _t max	0.026	Mpa	1.074	Mpa	97.63636	%
	ε _y			0.275	mm	-0.1			-31.181	%	y max	0.102	mm	-0.2976	mm	-74.4745	%
	σ _{rupture}			5.8	MPa	-1.6	MPa		-39.089	%	σ _{rupture}	1.2	MPa	2.97	MPa	71.22302	%
Jointed rock model	Rupture à 3,4 Mpa							Jointed rock model	Rupture à 3,4 Mpa								
	σ _c moyenne			3.371	Mpa	0.799	Mpa		19.16067	%	σ _c moyenne	3.371	Mpa	0.799	Mpa	19.16067	%
	σ _t max			0.553	Mpa	0.547	Mpa		49.72727	%	σ _t max	0.553	Mpa	0.547	Mpa	49.72727	%
	y max			0.286	mm	-0.1136	mm		-28.4284	%	y max	0.286	mm	-0.1136	mm	-28.4284	%
	σ _{rupture}			3.4	MPa	0.77	MPa		18.46523	%	σ _{rupture}	3.4	MPa	0.77	MPa	18.46523	%
<p>Les tractions max se trouvent toujours sur le plan xx. Variations par rapport aux résultats de laboratoire les cas chargés à 4.17 Mpa. Déformations relatives par rapport à l'axe yy.</p>																	

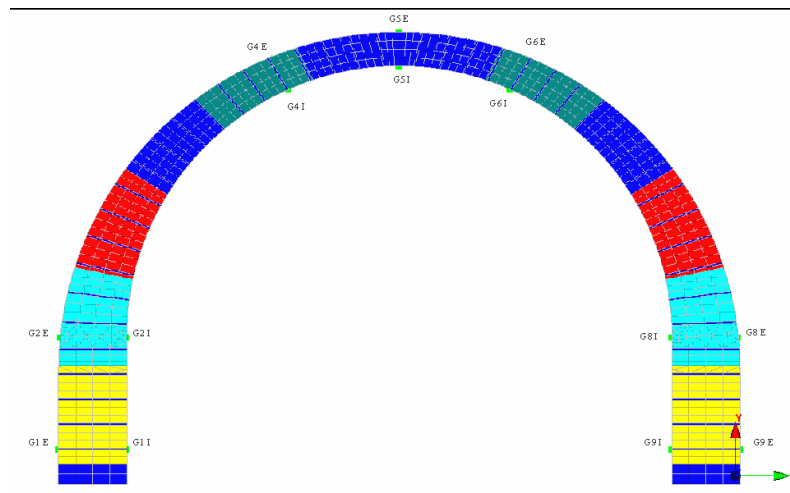


Annexe 7 Graphiques résultat de la comparaison entre différents modèles de comportement d'une voûte en maçonnerie

Les résultats sont présentés sous forme de graphiques en fonction de l'évolution pour les 4 cas de charge (7, 8, 9 et 10 Tf) et ils sont séparés selon le point de mesure et le paramètre fourni.

Les abréviations suivantes ont été utilisées : Sig = contrainte ; F=flèche ; V= verticale ; H= Horizontale ; I= Intrados ; E = extrados ; G= génératrice.

Les points de mesure sont présentés sur le schéma ci-dessous :



Chaque courbe correspond aux résultats obtenus pour deux micro modèles avec des joints qui suivent les lois de Tresca (« Réel Tresca ») et Mohr Coulomb (« Réel Mohr Coulomb ») ; et sis macro modèles qui correspondent à des matériaux équivalentes qui suivent les lois : Elastique, Tresca, Mohr Coulomb, Parabolique, Von Mises et Drucker Prager.

Les conclusions sont données dans le rapport : partie §4.3.5 et §4.3.6.

