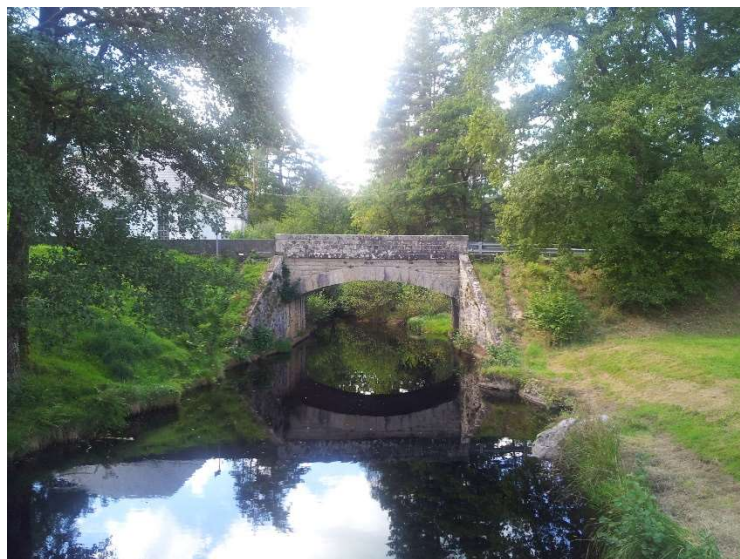


GIS MAÇONNERIE

Annales 2022



Pont d'Egletons

Le mot du président

L'activité de MaGIS des derniers mois a tourné autour de trois réunions : le 03/09/2021 en distanciel, le 28/06/2022 au 3SR à Grenoble et le 13/01/2023 en distanciel dont vous trouverez les comptes rendus sur le site web. Ces réunions se divisent en une partie scientifique et une partie organisationnelle. Le choix des présentations s'est fait de façon collégiale avec les responsables des groupes de travail (Sylvie Yotte, Fazia Fouchal, Carmelo Caggegi, Pascal Maillard) et le directeur adjoint (D. Pallix). Les présentations concernaient à la fois des problématiques de recherche avec des d'acteurs académiques et des problématiques appliquées avec des acteurs privés ou institutionnels. N'hésitez pas à nous proposer des sujets de présentation ou à nous indiquer des orateurs ayant effectué des travaux qui pourraient intéresser notre GIS.

Bien évidemment il me semble que MaGIS ne devrait pas se limiter à la simple organisation de réunions et les "groupes de travail" doivent fournir un espace et/ou des outils favorisant les collaborations directes au sein de notre communauté. Avec les responsables des groupes de travail nous avons évoqué l'idée de définir pour une année, grâce aux points durs émergeant des présentations faites par les acteurs privés, une ou deux problématiques "fil rouge" qui pourraient faire l'objet de travaux communs. Ceci permettrait de montrer la capacité de notre GIS à répondre à des problématiques concrètes et de construire des relations permettant de s'attaquer à des problèmes plus ambitieux. Ce point sera à débattre lors de nos prochaines réunions.

Parallèlement d'autres actions autour de la maçonnerie existent : les JNM (la version 2023 aura lieu les 08 et 09 Juin à Lyon), les journées techniques du CTMNC (le 05 Juillet "innovation technique dans la construction en pierre"), le Projet National DOLMEN (prochaine AG le 27 Juin à Paris), le chantier scientifique Notre-Dame.

Enfin je ne peux pas terminer ce mot sans rendre un hommage à Maurizio Brocatto qui nous a quitté brutalement le 16 janvier 2023. Il nous avait gratifié d'une présentation brillante lors de notre dernière réunion. Nos pensées vont à sa famille et à ses proches.

J'espère que cette Gazette vous intéressera et je vous en souhaite une bonne lecture.

F. Dubois

Pour MaGIS.

Table des matières

<i>Le mot du président</i>	2
<i>Vers une meilleure compréhension des transferts de chaleur dans un mur de maçonnerie modélisé en 3D</i>	5
<i>Seismic assessment of masonry vaults by means of an advanced hybrid FEM-DEM modeling strategy</i>	11
<i>Calibration of mechanical parameters in a new hybrid FEM-DEM approach for an in-depth evaluation of masonry structures</i>	17
<i>Comportement des murs en maçonnerie renforcés avec des composites TRM</i>	21
<i>Evaluation de la capacité portante d'un pont maçonné</i>	25
<i>Computational performances optimization of a non-linear mechanical behaviour model for geomaterials</i>	29
<i>La pierre naturelle de construction, étude des transferts de chaleur et d'humidité et analyse de cycle de vie</i>	33
<i>Très petits pas vers un R+4 en terre crue porteuse?</i>	37
<i>Diagnostic d'altération sur les écuries du château de Chaumont-sur-Loire</i>	41
<i>Actualités</i>	45

Vers une meilleure compréhension des transferts de chaleur dans un mur de maçonnerie modélisé en 3D

Joelle AL FAKHOURY ^{1,2*}, Emilio SASSINE¹, Yassine CHERIF², Joseph DGHEIM¹, Emmanuel ANTCZAK², Thierry CHARTIER²

¹Lebanese University, Habitat and Energy Unit, Group of Mechanical, Thermal and Renewable Energies - Laboratory of Applied Physics (LPA-GMTER), Faculty of Sciences, Fanar Campus, Lebanon

²Univ. Artois, IMT Nord Europe, Junia, Univ. Lille, ULR 4515, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement (LGCgE), F-62400 Béthune, France

*joelle_alfakhoury@ens.univ-artois.fr

RESUME. La maçonnerie en blocs de béton creux est une technologie de construction largement utilisée dans de nombreux pays. Au Liban, ces blocs sont fabriqués artisanalement et ont des propriétés thermiques mal connues. Leurs performances thermophysiques globales sont peu étudiées alors que les configurations à simple et à double paroi non isolées sont très répandues dans ce pays, soumis à un climat contraignant, tant en hiver qu'en été. L'objectif de ce travail est de coupler les mesures expérimentales et les simulations numériques pour étudier les transferts de chaleur dans un mur en maçonnerie classique, composé de blocs normalisés. Les éléments constitutifs du mur ont été caractérisés séparément (conductivité thermique et chaleur massique), et une paroi représentative (1m²) a été étudiée en imposant différentes conditions aux limites sur une face à l'aide d'un caisson régulé thermiquement. La configuration a été modélisée, les résultats numériques et expérimentaux ont été comparés, l'objectif, à terme, est de valider le modèle pour simuler des parois composées de blocs de géométries différentes, spécifiques des régions dans lesquelles ils sont produits.

Mots-Clés : Maçonnerie, flux thermique, modèle 3D

1 Introduction

Les bâtiments occupent une place très importante dans la répartition de l'énergie produite par rapport à d'autres secteurs tels l'industrie et les transports, en raison du besoin continu d'environnements intérieurs confortables, ce qui participe grandement à l'augmentation de la consommation d'énergie dans les bâtiments. Celle-ci est également liée à la croissance démographique et à l'amélioration du niveau de vie des habitants, ce qui impacte d'autant plus le système de production énergétique. Avec le dérèglement climatique, certaines régions du monde voient les amplitudes thermiques augmenter, et ce quelle que soit la saison, ce qui ne limite pas les consommations au chauffage mais l'étend aux systèmes de refroidissement. De plus, la consommation d'énergie dans les bâtiments résulte également de la production d'eau chaude sanitaire, dont l'augmentation est liée aux changements d'habitudes des utilisateurs davantage intéressés par le confort d'utilisation que par la problématique environnementale. Par exemple, aux Etats-Unis, la consommation d'énergie pour le chauffage et la climatisation a représenté près de 70 % de la consommation totale d'énergie (« D&R International, Ltd », s. d.). On constate donc que la qualité de l'enveloppe du bâtiment est le principal facteur de pertes d'énergie dans les bâtiments, d'où l'importance de l'améliorer pour atteindre de meilleurs niveaux de confort thermique et réduire la consommation d'énergie de chauffage et de refroidissement. Les murs en maçonnerie de blocs de béton creux intéressants à étudier, car ils constituent une technologie de construction couramment utilisée pour les murs extérieurs dans de nombreux pays. Leurs performances thermiques équivalentes (blocs + mortier d'assemblage) sont également peu connues car les géométries des alvéoles sont très variables et les bétons de constitution liés aux productions locales de matériaux de base. L'étude des transferts thermiques dans les murs constitués de ces éléments est importante pour préconiser des améliorations appropriées tout en limitant leur coût de production et de mise en œuvre.

L'étude des transferts de chaleur dans les blocs creux en béton a déjà été menée (Al Fakhoury et al. 2021) (Sassine et al. 2020) qui ont étudié l'effet de la morphologie des cavités et de l'incorporation de granulats recyclés dans la formulation de béton sur la performance thermique

globale des blocs. Ces études ont mis en évidence l'effet de la forme des cavités sur le transfert de chaleur dans les blocs creux et ont également montré que les blocs constitués d'agrégats isolants recyclés étaient plus performants thermiquement que les blocs ordinaires mais leurs caractéristiques mécaniques se dégradent. Différentes méthodes expérimentales ont été développées sur les murs en maçonnerie pour estimer leurs performances thermiques. (Abdou et Murali 1994) ont étudié la contribution de cellules d'air contenues dans les parois en maçonnerie en utilisant des capteurs de flux de chaleur et ont montré qu'elles contribuaient de manière significative à la résistance thermique des murs. La modélisation numérique du transfert de chaleur est nécessaire pour caractériser et valider les paramètres thermiques. Parmi les options envisagées. (Al-Tamimi et al. 2020) ont développé un modèle par éléments finis pour déterminer la géométrie optimale de la cavité des blocs de maçonnerie en béton afin de réduire la demande de climatisation dans les bâtiments.

Dans notre étude, un mur en maçonnerie de 10 cm d'épaisseur constitué de blocs creux (49 cm x 19 cm x 10 cm) assemblés par un mortier est analysé selon deux approches différentes. Tout d'abord, les valeurs thermiques des éléments constitutifs du mur ont été mesurées séparément afin de connaître leurs propriétés thermiques équivalentes. Ensuite, un mur expérimental a été analysé en imposant des conditions limites en température de différents types sur une face par l'intermédiaire d'une enceinte régulée, l'autre face du mur étant exposée aux conditions thermiques ambiantes du laboratoire. Les différents scénarios de conditions aux limites en température sont de type sinusoïdal et stochastique. Enfin, un modèle numérique 3D reprenant le protocole expérimental a été généré en utilisant le logiciel COMSOL Multiphysics et a été comparé aux résultats obtenus expérimentalement. L'objectif est de valider ce modèle pour, à terme, s'affranchir du protocole expérimental, et simuler différentes géométries de blocs de maçonnerie.

2 Méthodologie expérimentale

2.1 Caractérisation thermophysique des matériaux de construction

Un dispositif expérimental dédié est utilisé au laboratoire pour déterminer les propriétés thermiques des matériaux de construction par la méthode fluxmétrique, elles seront implémentées dans le modèle numérique 3D du mur. Cette méthode a été utilisée dans de nombreuses recherches sur différents matériaux notamment les matériaux isolants, les formulations de béton et les pierres calcaires (Sassine et al. 2021) (Pestre

et al. 2022). Dans cette méthode, les échantillons sont placés horizontalement entre deux plaques échangeuses reliées à deux bains thermostatés permettant d'imposer des conditions limites en température contrôlées en entrée et en sortie de l'échantillon testé. Les températures et les flux de chaleur sont mesurés à l'aide de deux thermocouples de type T et de deux capteurs fluxmétriques plans de surface active de 0,15 x 0,15 m² placés sur les deux plus grandes faces de l'échantillon étudié et sont reliés à une centrale d'acquisition de données permettant de visualiser et d'enregistrer leur évolution. Les propriétés thermiques à déterminer sont la conductivité thermique (λ) et la chaleur massique (C_p). L'échantillon testé est enveloppé latéralement par un matériau isolant afin de réduire les pertes de chaleur latérales et d'assurer un transfert de chaleur unidirectionnel.

Les principaux composants entrant dans la production de blocs creux sont les granulats naturels, le ciment et l'eau. Dans notre cas, nous avons utilisé un bloc béton creux NF composé de 4 cavités rectangulaires (Figure 1b). Le mortier d'assemblage, classique, est composé de ciment, de sable et d'eau. Un échantillon de ce mortier de 27.7 cm de longueur, 26.7 cm de largeur et 6.5 cm d'épaisseur a été réalisé pour en mesurer ses caractéristiques thermiques (Figure 1a).

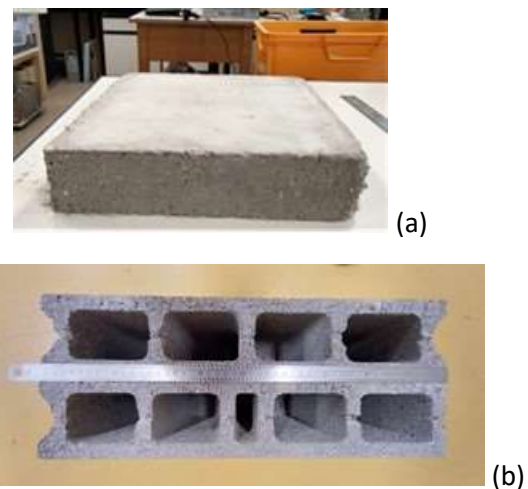


Figure 1 – Echantillon de mortier (a) et bloc creux en béton (b)

La masse volumique du parpaing est $\rho=1214 \text{ kg.m}^{-3}$, celle du joint de mortier est $\rho=1834,5 \text{ kg.m}^{-3}$. Les caractéristiques thermiques des éléments sont obtenues en régime permanent, des conditions limites en température différentes ont été imposées sur chaque face du parpaing ($T_1=25^\circ\text{C}$ et $T_2= 15^\circ\text{C}$), afin de déterminer la conductivité thermique (λ) en utilisant les relations suivantes ;

$$R = 2x \frac{\Delta T}{\Sigma \varphi} \text{ et } \lambda = \frac{e}{R} \quad (1)$$

Où R est la résistance thermique en $m^2.K.W^{-1}$, ΔT est la différence de la température entre les deux faces principales de l'échantillon, $\sum \phi$ est la somme des flux en $W.m^{-2}$, e est l'épaisseur de l'échantillon étudié en m , et λ est la conductivité thermique en $W.m^{-1}.K^{-1}$ déduite de la détermination de R .

A partir des conditions de régime permanent, la condition de température T_2 est imposée à $25^\circ C$ sur chaque face afin de créer un déséquilibre thermique pendant lequel l'échantillon va stocker une quantité de chaleur Q , telle que ;

$$Q = \int_{t_1}^{t_2} \Delta \phi dt \text{ et } C = \frac{Q}{\Delta T} \text{ et } C_P = \frac{C}{\rho.S.e} \quad (2)$$

Où $\Delta \phi$ est la différence des flux, dt désigne le pas de temps d'acquisition (ici $dt = 10$ sec), Q est la quantité de chaleur stockée dans l'échantillon pendant la phase transitoire en J , C est la capacité thermique en $J.K^{-1}$, ρ est la masse volumique de l'échantillon en $kg.m^{-3}$, S est la surface de l'échantillon en m^2 et C_P est la chaleur massique en $J.kg^{-1}.K^{-1}$.

Le Tableau 1 résume les propriétés thermiques du bloc creux en béton et du joint de mortier.

Tableau 1 – Propriétés thermiques des matériaux constituant le mur

Matériaux	ρ ($kg.m^{-3}$)	λ ($W.m^{-1}.K^{-1}$)	C_P ($J.kg^{-1}.K^{-1}$)
Joint du mortier	1834.5	0.88	927
Bloc creux	1214	0.75	842

2.2 Montage expérimental pour l'étude thermique du mur

Un mur expérimental de 10 cm d'épaisseur est construit à partir de blocs creux assemblés par un mortier (Figure 2), il est soumis à une condition limite en température sur une face, par l'intermédiaire d'une enceinte régulée placée contre cette face, où est placé un émetteur de chaleur dans lequel circule un fluide caloporteur dont la température peut varier de $5^\circ C$ à $60^\circ C$. Deux types de profils de températures ont été imposés au mur par l'intermédiaire de l'émetteur : le profil harmonique et le profil quelconque. Le pourtour du mur est composé d'une ceinture isolante pour favoriser un transfert de chaleur unidirectionnel perpendiculairement au mur, comme le montre la Figure 3. Un petit ventilateur a été placé dans l'enceinte afin d'éviter la stratification et d'obtenir une distribution relativement homogène de la température à l'intérieur du volume chauffé. Des

capteurs de flux et des thermocouples ont été placés sur les deux faces du mur. Cinq capteurs de flux thermique plans de $15\text{ cm} \times 15\text{ cm}$ ont été placés sur les blocs, sur chaque face, et deux capteurs de flux thermique de $1\text{ cm} \times 10\text{ cm}$ ont été placés sur les joints de mortier, comme le montre la Figure 2 et la Figure 3. Ce type de capteur permet de mesurer simultanément le flux thermique et la température dans le même plan, à partir d'un thermocouple de type T (Cuivre-Constantan).

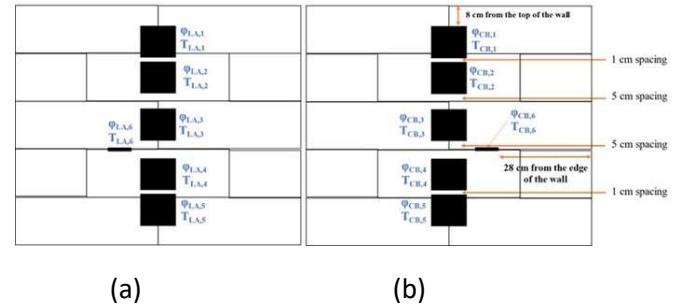


Figure 2 – Emplacement des capteurs de flux du côté de l'ambiance du laboratoire (LA) (a) et du côté de l'ambiance contrôlée par l'enceinte régulée (CB) (b)

Un thermocouple a été utilisé pour mesurer la température ambiante dans le laboratoire (T_{ext}) et deux autres ont été placés à l'intérieur de l'enceinte, l'un mesurant sa température ambiante intérieure ($T_{amb,CB}$) et l'autre placé sur le radiateur mesurant sa température de surface ($T_{rad,CB}$), comme le montre la Figure 3. L'ensemble des capteurs a été connecté à un système d'acquisition de données pour un relevé régulier des grandeurs mesurées.

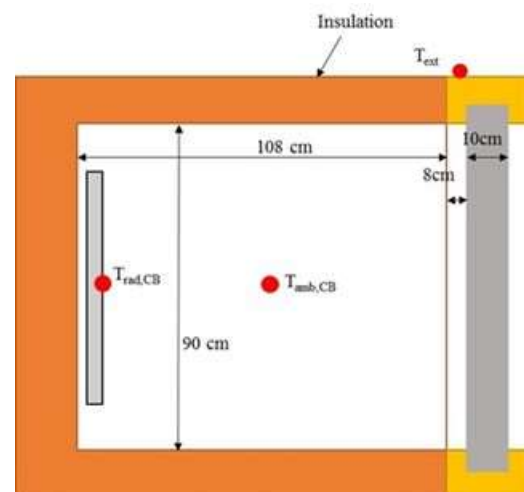


Figure 3 – Coupe horizontale de l'ensemble mur-enceinte régulée

3 Modèle numérique

L'objectif de l'approche numérique est de vérifier l'adéquation entre les résultats expérimentaux et la modélisation dont les données d'entrées sont en partie

issues de la caractérisation thermique des matériaux en laboratoire. Les simulations numériques ont été réalisées à l'aide du logiciel Comsol Multiphysics®. Les propriétés thermiques équivalentes des matériaux constituant le mur déterminé expérimentalement ont été affectées aux composants du mur comme le montre les Figure 5c et 5d. Un maillage structuré a été établi pour le transfert thermique en régime transitoire. La taille, les dimensions et les conditions thermiques imposées au mur dans l'analyse numérique sont identiques aux conditions expérimentales. Le modèle est soumis à des conditions aux limites adiabatiques sur les parties latérales de la paroi et à des températures imposées (conditions de Dirichlet) sur les deux faces de la paroi (Figure 5 a,b). Des capteurs numériques virtuels ont été placés de part et d'autre de la paroi de manière identique à ceux positionnés dans le dispositif expérimental, le pas de temps de mesure est de deux minutes.

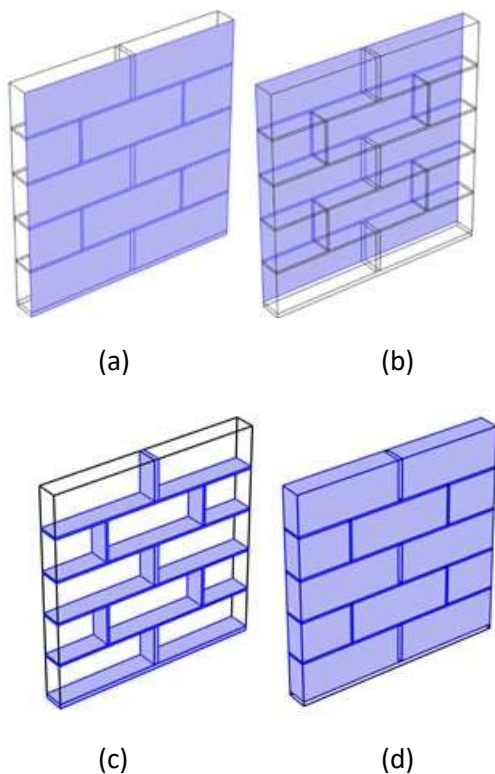


Figure 5 – Scénarios de conditions aux limites (a, b) Matériaux constituant le mur ; joints de mortier (c) bloc béton creux (d)

4 Résultats et discussion

4.1 Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux

Dans cette partie, les résultats expérimentaux sont comparés avec l'approche numérique développée. L'objectif de cette comparaison, dans un premier temps, est de valider le modèle de comportement par les résultats expérimentaux. A terme, le modèle doit

permettre de simuler des modifications techniques qui potentiellement amélioreront les performances thermiques des murs en maçonnerie en utilisant d'autres configurations de géométries de blocs, et en complétant la paroi par des matériaux isolants recyclés (cas des parois doubles avec lame d'air).

4.1.1 Sollicitations en température de type harmonique

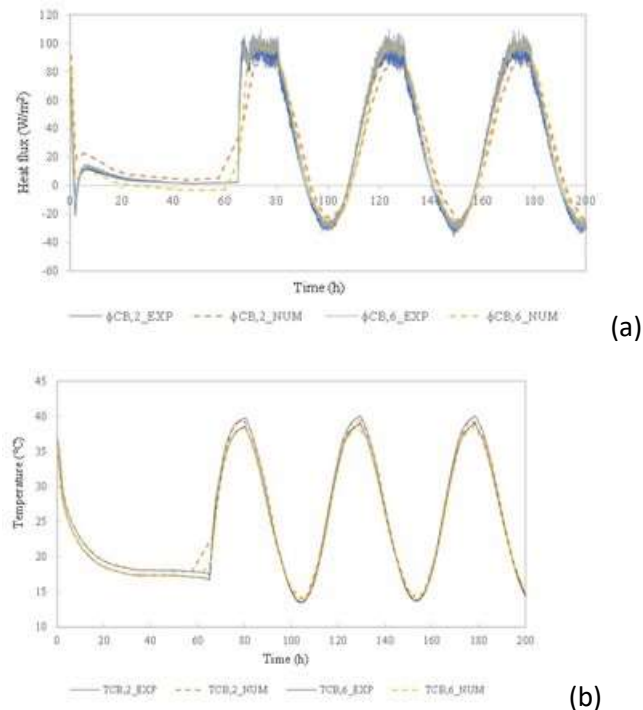


Figure 6 – Comparaison des résultats numériques et expérimentaux sur la variation des flux de chaleur (a) et de la distribution des températures (b) côté enceinte

La Figure 6 présente les résultats expérimentaux et numériques des évolutions du flux thermique et de la température pour les capteurs 2 et 6 placés du côté de l'ambiance régulée, le capteur 2 étant situé à la surface du bloc béton et le capteur 6 sur le joint de mortier d'assemblage. L'évolution de la température d'ambiance du laboratoire est faiblement variable (cycles de chauffage atténués par une forte inertie de la pièce). Cette évolution a une forme sinusoïdale avec une faible amplitude sur la surface du mur, faisant face à l'ambiance du laboratoire, par rapport aux profils de température des capteurs du côté de l'enceinte régulée, ceci est dû à l'effet d'amortissement du mur (Figure 7). Une période de 60 heures a été nécessaire pour la mise en régime permanent du mur, puis les cycles de chauffage sinusoïdaux ont été imposés. On constate que la variation du flux thermique sur le mortier ($\phi_{CB, 6}$) est plus importante que celle du bloc ($\phi_{CB, 2}$), ce qui est logique puisque la conductivité thermique du mortier est plus importante que celle du bloc (Tableau 1).

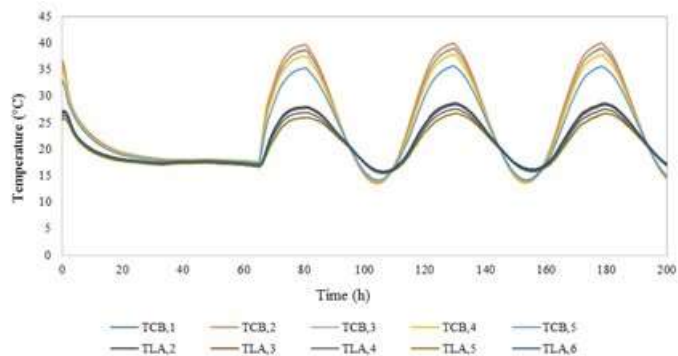


Figure 7 – Evolution de la température du mur face exposée à l'enceinte et face exposée aux conditions ambiantes du laboratoire

4.1.2 Sollicitations en température de type stochastique

L'intérêt du régime stochastique est qu'il représente un cas pseudo-aléatoire, où l'intérieur de l'enceinte régulée est assimilé à la température extérieure et l'environnement du laboratoire représente la température intérieure qui reste constante à environ 18°C.

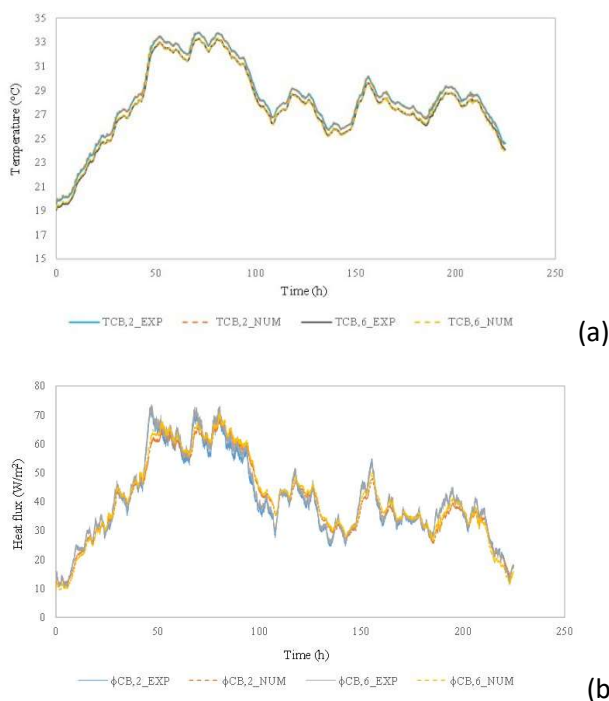


Figure 8 – Comparaison des résultats numériques et expérimentaux sur la variation des flux de chaleur (a) et de la distribution des températures (b) côté enceinte

La Figure 8 montre les résultats expérimentaux et numériques pour l'évolution du flux thermique et l'évolution de la température pour les capteurs 2 et 6. On constate, comme précédemment, une très bonne adéquation entre les données mesure et la simulation.

4.1.3 Évaluation de la précision des résultats

L'erreur quadratique moyenne (RMSE) est calculée pour les mesures et les simulations de la variation de température et du flux thermique sur chaque face du mur. La RMSE calcule la distance moyenne entre les valeurs du modèle et les valeurs réelles de l'ensemble de données (Calasan, Abdel Aleem, et Zoba 2020) :

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2} \quad (3)$$

Où n est le nombre d'observations, y_i les observations expérimentales et \hat{y}_i les valeurs numériques. Pour mieux estimer si une valeur de RMSE est "bonne", les RMSE ont été normalisées à l'aide de l'expression suivante :

$$NRMSE = \frac{RMSE}{y_{max} - y_{min}} \quad (4)$$

On obtient ainsi une valeur comprise entre 0 et 1, les valeurs les plus proches de 0 représentant des modèles mieux adaptés.

Le Tableau 2 représente le calcul des NRMSE obtenus à partir des résultats numériques et expérimentaux des températures et de flux pour les différentes sollicitations thermiques imposées par l'enceinte.

Tableau 2 – Valeurs NRMSE pour la température et le flux de chaleur

Capteurs	NRMSE (harmonique)	NRMSE (quelconque)
$T_{CB,2}$	0.002074473	0.00702647
$T_{CB,6}$	0.007307356	0.00669811
$\phi_{CB,2}$	0.087084731	0.05580965
$\phi_{CB,6}$	0.029179937	0.04448151

On remarque que les NRMSE sont faibles et proches de 0 pour tous les points de température et de flux, cela indique une excellente adéquation modélisation/expérimentation.

5 Conclusion

L'objectif de cette étude est de contribuer à une meilleure compréhension des transferts de chaleur dans les murs de maçonnerie en blocs creux. Une approche expérimentale spécifique pour la détermination des caractéristiques thermiques de ce type de mur a été proposée. A l'échelle du bloc, la méthode de caractérisation permet d'obtenir les propriétés thermiques du bloc creux et du joint de mortier

séparément, afin de les implémenter dans le modèle numérique. A l'échelle du mur, un dispositif expérimental composé d'une enceinte régulée est appliqué sur une face du mur, l'autre face étant exposée à la température ambiante du laboratoire. La méthode développée permet d'étudier les propriétés thermiques du mur soumis à un régime harmonique et à un régime quelconque, qui peuvent s'apparenter à des conditions climatiques extérieures. Les mesures sont basées sur l'utilisation de capteurs fluxmétriques permettant les relevés de flux de chaleur et de température dans le même plan, aux limites de la paroi, dans la direction du transfert. Un modèle numérique a été réalisé à l'aide de Comsol Multiphysics® pour comparer et valider les résultats expérimentaux et numériques. Les résultats obtenus montrent que l'approche expérimentale choisie est adaptée pour une configuration de paroi en maçonnerie. L'objectif est de s'appuyer sur ce travail pour étudier les murs doubles comportant une lame d'air et ensuite proposer des améliorations de l'efficacité énergétique de ce type de paroi, par la simulation, en modifiant la géométrie des alvéoles des blocs béton, et utilisant des matériaux isolants recyclés (mousses plastique d'emballage par exemple) pour en réduire les coûts de réalisation.

6 Bibliographie

Abdou, Ossama A., et Kris S. Murali. 1994. « The Effect of Air Cells and Mortar Joints on the Thermal Resistance of Concrete Masonry Walls ». *Energy and Buildings* 21 (2): 111-19. [https://doi.org/10.1016/0378-7788\(94\)90004-3](https://doi.org/10.1016/0378-7788(94)90004-3).

Al Fakhoury, Joelle, Emilio Sassine, Yassine Cherif, Joseph Dgheim, et Emmanuel Antczak. 2021. « Experimental feasibility for the incorporation of solid waste aggregates in masonry hollow blocks ». *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 0 (0): 1-15. <https://doi.org/10.1080/19648189.2021.1982779>.

Al-Tamimi, Ahmed S., Omar S. Baghabra Al-Amoudi, Mohammed A. Al-Osta, Mohammed R. Ali, et Aftab Ahmad. 2020. « Effect of Insulation Materials and Cavity Layout on Heat Transfer of Concrete Masonry Hollow Blocks ». *Construction and Building Materials* 254 (septembre): 119300. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119300>.

Calasan, Martin, Shady H. E. Abdel Aleem, et Ahmed F. Zobaa. 2020. « On the Root Mean Square Error (RMSE) Calculation for Parameter Estimation of Photovoltaic Models: A Novel Exact Analytical Solution Based on Lambert W Function ». *Energy Conversion and*

Management 210 (avril): 112716. <https://doi.org/10.1016/j.enconman.2020.112716>.

« D&R International, Ltd ». s. d., 286.

Pestre, Tristan, Emmanuel Antczak, Franck Brachelet, et Didier Pallix. 2022. « Multiphysical Characteristics of Limestones for Energy-Efficient and Sustainable Buildings Components ». *Journal of Materials in Civil Engineering* 34 (4): 04022024. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0004158](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0004158).

Sassine, Emilio, Yassine Cherif, Joseph Dgheim, et Emmanuel Antczak. 2020. « Experimental and Numerical Thermal Assessment of Lebanese Traditional Hollow Blocks ». *International Journal of Thermophysics* 41 (4): 47. <https://doi.org/10.1007/s10765-020-02626-7>.

Sassine, Emilio, Elias Kinab, Yassine Cherif, Emmanuel Antczak, et Michel Nasrallah. 2021. « Thermal Performance of Lightweight Concrete Applications in Building Envelopes in Lebanon ». *Building Simulation* 14 (5): 1359-75. <https://doi.org/10.1007/s12273-021-0762-2>.

Seismic assessment of masonry vaults by means of an advanced hybrid FEM-DEM modeling strategy

Angela Ferrante^a, Frédéric Dubois^a, Pierre Morenon^{b,c}

^aLMGC, CNRS, Univ. Montpellier, Montpellier, France

^bUniversité de Toulouse, UPS, INSA, LMDC, 135, avenue de Rangueil, F-31 077 Toulouse Cedex 04, France

^cToulouse Tech Transfer, 118 route de Narbonne, CS 24246, 31432 Toulouse Cedex 04, France

RESUME. The current work presents a hybrid Finite Element Method and Discrete Element Method (FEM-DEM) strategy, which combines classical finite and discrete element methods in a common tool, and illustrates its capabilities in reproducing the real behavior of masonry during experimental quasi-static tests and seismic actions. The numerical implementation is available in the open-source LMGC90 code. In this hybrid approach, anisotropic damageable deformable blocks interact each other through contact joints governed by frictional cohesive behaviors. The DEM framework permits large displacements, rotations, and complete detachments of the blocks, which is usually neglected with FEM models. A comparative work is developed with a focus on the advantages and disadvantages of the hybrid model with respect to FEM micro- and macro-modeling (aka block based description or continuous homogeneous description), and DEM using rigid blocks. In this regard, validations through experimental benchmarks are achieved and the results of a diagonal compression test are discussed. Then, the main application performed in this work concerns the seismic assessment of a masonry cross vault. The key aspect of the numerical results concerns the ability of this approach in providing realistic prediction of failure mechanisms, which are relevant for retrofitting works, according to the real cracking pattern, considering the real stereotomy of the masonry and large deformations.

Mots-Clés : Masonry; Anisotropic damage mechanics; Non-smooth contact dynamics; Cohesive zone model; Hybrid FEM-DEM model.

7 INTRODUCTION

The analysis of the dynamic nonlinear behavior of masonry vaults and buildings is a complex task. The importance of intensifying the knowledge of the behavior of these structures is essential for the preservation of the cultural heritage, considering the massive presence of peculiar existing buildings in the European area with high seismic hazard, and for the evaluation of new structures against strong actions. In this context, masonry vaults represent relevant elements in the ancient buildings that have been investigated in literature using several approaches (D'Ayala and Tomasoni, 2011; Gaetani et al., 2016) and experimental tests (Rossi et al., 2016).

In this framework, the relevance of the present work is to propose a new hybrid FEM-DEM strategy, which combines classical finite and discrete element methods in a common tool. The capabilities of the hybrid model to reproduce the real complex behavior of masonry during experimental tests and seismic actions are illustrated in this paper. The numerical implementation is available in the open-source LMGC90 code (Dubois et al., 2018). In this hybrid approach, anisotropic damageable deformable blocks interact each other through contact joints governed by frictional cohesive behaviors. The Discrete Element Method (DEM) framework permits large displacements, rotations, and complete detachments of the blocks (Ferrante et al., 2021a, 2021b), which is usually neglected in Finite Element Method (FEM) models (Pegon and Anthoine, 1994). The combined hybrid FEM-DEM approach allows dealing efficiently with the numerical assessment of masonry vaults and complex structures. Thus, a comparative work is performed with a focus on the advantages and disadvantages of the hybrid model with respect to usual micro- and macro-modeling (aka block based model or continuous homogeneous model). The calibration process of the mechanical material characteristics was based on the experimental tests on masonry specimens (triplet test, axial, and diagonal compression tests), which were numerically simulated with each modeling technique. Therefore, the validations through experimental benchmarks are achieved and, for the brevity of the paper, only the results of the diagonal compression test are here discussed. Finally, the main application performed comparing the new proposed model and the existing

approaches concern the seismic assessment of a masonry cross vault.

8 Hybrid FEM-DEM model

Hybrid FEM-DEM model is a sophisticated technique, which aims to accurately describe masonry behavior. Such advanced model reproduces the basic and relevant failure mechanisms of masonry (Lourenço and Rots, 1997), taking into account damages in the joints and in the bricks, i.e., joint tensile and sliding cracking, unit direct and diagonal tensile cracking, and crushing. Some damage effects are governed by a bulk model (endo3D – (Sellier et al., 2022)) and others by a cohesive zone model (Venzal et al., 2020).

8.1 Endo3D model for the bulk

Firstly, the behavior of the bulk (blocks or joints) may be governed by a phenomenological law (Sellier et al., 2022), which arises from (Sellier et al., 2013). In this model, seven plastic criteria are implemented and they manage the evolution of the relative inelastic strain in the three dimensions and, so on, to the induced damages: 1) the tensile cracking is governed by three anisotropic Rankine criteria in principal positive stresses which lead to plastic strains, localized opening of cracking and damages (softening phase after tensile strength reaching); 2) the localized re-closure cracking is controlled by three other Rankine criteria in principal negative stresses. It allows to find back the rigidity in compression after a tensile crack reclosure; 3) the shear-compression cracking is driven by the Drucker-Prager criterion (Drucker and Prager, 1952) with non-associated plastic flow. The plastic strain calculated lead to an isotropic induced damage. Furthermore, pre peak damages and plastic strains may be introduced in tension or compression to mimic the actual nonlinear behavior of the materials. Thus, the total stress σ_{ij} depends on different damage variables which are managed by the present model. The Hillerborg energy based regularization technique (Hillerborg et al., 1976; Pijaudier-Cabot and Bažant, 1987) is used with the damage model to guarantee its localization. Finally, another main aspect of the proposed model concerns its ability to set the ratio between plasticity and pre peak damage in compression.

8.2 Cohesive zone model for the interfaces

Mortar joints and block/mortar interfaces are lumped into contact interaction. The behavior of the brick-mortar interface is determined by interactions which involve frictional contact and damage response (CZM) according to a decreasing exponential evolution dedicated to the progressive damage due to quasi-brittle

behavior of materials (Venzal et al., 2020). The Non-Smooth Contact Dynamics method (NSCD) (Jean, 1999; Moreau, 1988) helps to manage non regularized frictional contacts. In this framework, the cohesive stresses decrease (after an elastic response) according to the rising of a damage variable that reflects the level of the mechanical degradation of the interface due to the development of crack surface. Under combined traction and shear loadings, a mixed mode response based on pure Mode I and Mode II cohesive behaviors is proposed. Under combined compression and shear loadings, a coupling between Mode II cohesive behavior and frictional behavior based on the damage level is considered. Elastic springs may be added to the cohesive law to reproduce the mortar joints behavior.

9 Calibration process and experimental validation

For the calibration and validation of the proposed phenomenological approach, different types of real behavior observed in experimental tests have been reproduced: compression and traction on brick or joints, axial compression on wall, confined shear on triplet and diagonal compression on wall. This tests are related to the blind prediction competition (SERA project, 2021) concerning the shaking table tests of a full-scale masonry cross vault. Such tests illustrate the efficiency of the proposed modeling strategy to predict the behavior of masonry structures.

9.1 Overview on the calibration process

In brief, the experimental surveys concern the masonry material and its components (clay brick and mortar) through appropriate tests according to international standards. For the hardened mortar, three-point bending test and compressive test were performed. For the prismatic brick and masonry triplet, the compressive test and triplet test were conducted, respectively. The parameters obtained from these procedures are required to define the behavior of mortar and bricks in the damage model. Moreover, the homogenized parameters of a masonry wallet can be deduced from the axial compression test and diagonal compression test.

9.2 Diagonal compression results

Thus, in order to achieve the main goal of the blind competition and to obtain a good prediction of the seismic response of the cross vault, the experimental fitting was achieved for all the tests available. The results of the diagonal compression test is here summarized.

The hybrid model is compared with the meso-, macro- and detailed micro-modeling approaches in the present

work. A methodology for the calibration of the mechanical parameters in the damage model for each type of modeling is demanded due to the lack of information in international/national standards and literature and the heterogeneity of the existing masonry. Indeed, the hybrid model requires the bricks, mortar, and masonry parameters for a detailed definition of the extended blocks and contact joints. The other approaches respectively involve the mortar and mortar/brick interface information for the meso-, the homogenized masonry characteristics for the macro-, and the brick and mortar materials for the detailed micro-modeling.

For brevity of the paper, the results of the diagonal compression test using the hybrid FEM-DEM and micro approaches are reported in Fig. 1. The two different numerical strategies consider the real boundary and loading conditions. The numerical results for the hybrid model and the micro-modeling are analyzed and compared by the experimental findings, as reported in Fig. 1.

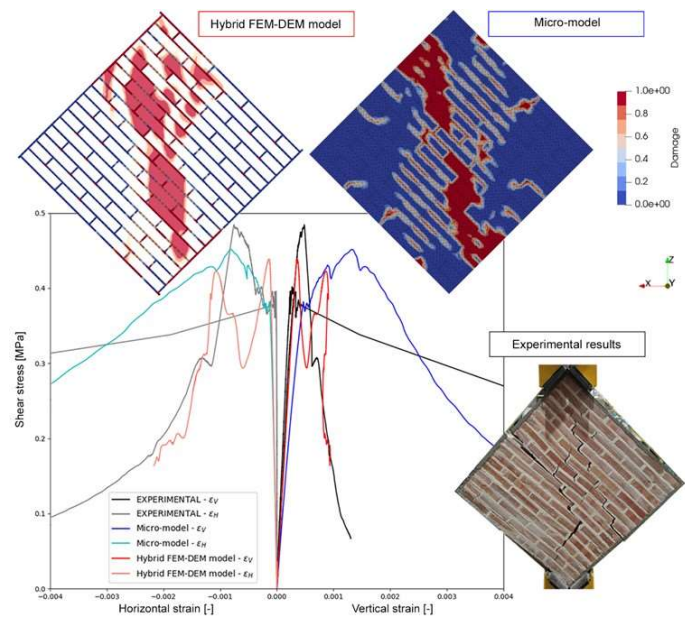


Figure 1. Comparison of numerical and experimental results: shear stress-strain curves and cracking pattern of the diagonal compression test.

The outcomes in Fig. 1 highlight the capability of the hybrid FEM-DEM method to provide a realistic prediction of failure mechanisms, pointing out the failures of bricks and mortar joints. The detailed micro-modeling exhibits close to reality response. The main difference with respect to the results of the micro-model concerns the ability of the hybrid approach in reproducing the real cracking pattern following the real stereotomy of the masonry. Considering the Shear stress-Strain curves in Fig. 1, the hybrid model shows two peaks that

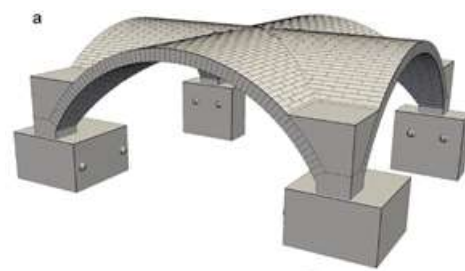
Structures correspond to failures in joints and bricks of the wall which are similarly exhibited in the experimental curves for one wallet. Nevertheless, the different behavior of the two experimental walls (black and grey lines) do not allow to conclude definitely on the faithfulness of the model on that subject.

10 Cross vault seismic assessment

10.1 Experimental setup and numerical model

The geometry of the cross vault is built in a 3D model according to the drawings and details of the mock-up provided on the blind prediction website (SERA project, 2021). The geometry of the numerical discrete and continuum models are plotted in Fig. 2 a) and b), respectively. The stereotomy of the discrete model consists of an arrangement of discrete extended blocks and zero-thickness joints managed by punctual contacts, which are reported in detail in Fig. 2 a) and c), respectively. The arrangement corresponds to the so called orthogonal weaving, which directly transmits the thrusts to the supports and thus concentrates the loads into the four corners of the vault. Thus, the extended blocks consider the brick units and the thickness of the mortar and have dimensions of $0.55 \times 0.12 \times 0.24$ m³, which allow to keep the entire geometry unchanged with respect to the real one. Then, a similar 3D model is built as a continuum of solid finite elements.

The infill, supports, masses and piers are modeled using simplified geometries of equivalent global shapes, thus not considering the arrangement of the bricks for the masonry parts or other details (see Fig. 2 d)). The steel profiles, frame, connectors, wheels, and bars are not modeled using 3D elements. All these elements are considered in the numerical model through equivalent relation and boundary conditions in order to simulate similar behaviors. An exception arises with respect to the discrete model for the steel bars, which are modeled in this approach using 3D equivalent elements, as shown in Fig. 2 b).



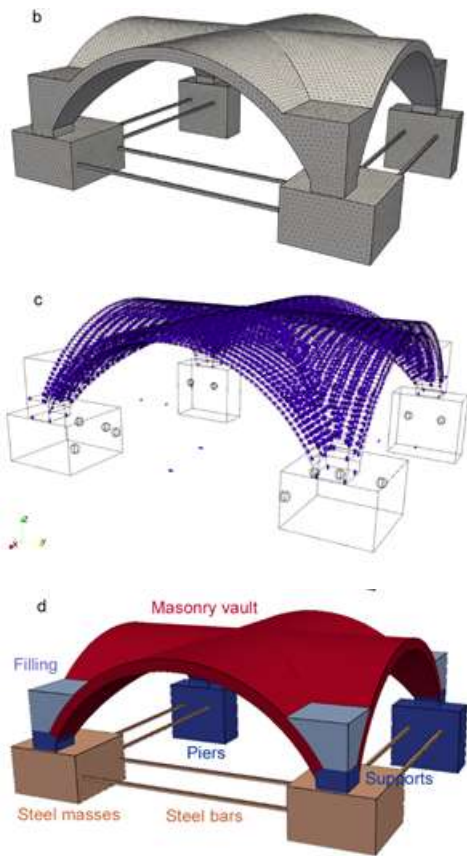


Figure 2 – Geometry of the numerical a) discrete and b) continuum models. Detailed views of c) the contacts in the discrete approach and d) a scheme of the materials adopted in both modeling strategies.

Moreover, 1242 blocks and 14532 punctual contacts compose the entire discrete model of the mock-up. Its dimensions in plan are equal to $3.55 \times 4.04 \text{ m}^2$. The masonry cross vault is made of 1230 blocks. The size of the vault model is about $3.5 \times 3.5 \text{ m}^2$ in plan and the thickness is equal to a constant value of 0.12 m. The remaining 12 blocks recreate respectively: the filling (4), the supports (4), the piers (2), the masses (2).

The finite element model is composed of tetrahedral meshes of an average size equal to 0.05 m. The detailed numerical model involves a number of nodes equal to 35454 and 143390 degrees of freedom.

The boundary conditions reproduce the experimental set-up. The masses are free to slide in two directions on the plan xy by means of wheels and the piers are well connected to the shake table. Therefore, the masses and piers are fixed in z -direction and x - and z -directions, respectively. The supports are perfectly connected with the piers, masses, and filling. The steel bars are considered in order to link the masses to each other and to the piers and avoid rotations of the supports.

A scheme of the materials adopted in both modeling strategies is reported in Fig. 2 d). The discrete model of the masonry vault is used for the analyses performed in

the classical DEM framework, applying rigid blocks, and in the hybrid approach, assigning the masonry material parameters for the damageable deformable blocks of the vault. In both strategies the contacts are governed by the cohesive law. Similarly, the macro-model of the vault is defined by the masonry material parameters of endo3D model. The other components of the mock-up are modeled as perfectly rigid and elastic in the discrete and continuum approaches, respectively.

The 3D meshes are generated by the open-source GMSH tool and the numerical models are built using the open-source LMGC90 code for both modeling strategies.

10.2 Results

Nonlinear dynamic analyses are performed in the NSCD framework in order to evaluate the seismic response of the vault. The method uses an implicit time integrator and the Non Linear Gauss Seidel contact solver. The seismic input adopted in the shaking table test of the full-scale masonry cross vault (SERA project, 2021) is applied at the piers of the models in the y -direction. The total duration of the dynamic action is equal to 25 s and the peak ground velocity (PGV) is -0.182 m/s corresponding to the record of the L'Aquila earthquake of 6th April 2009 scaled with 75% of amplitude.

Unfortunately, the simulations using the hybrid model are still in progress and the results are not reported in the present paper. However, the cohesive zone model for the interfaces and the endo3D model for the bulk are applied to the meso (with rigid blocks) and macro modeling, respectively. Accordingly, an overview on the proposed models is achieved and the results are analyzed in this section. These interesting outcomes propose a perspective view on the next hybrid FEM-DEM application. A brief comparison of the numerical damages of the meso- and macro-model at the end of the dynamic action applied from the top view are figured out in Fig. 3. The results highlight a good match of the failure mechanisms for the vault in both models. The approaches adopted well reproduce the shear failure of the vault, pointing out a high damage presence along the diagonal sections of the vault.

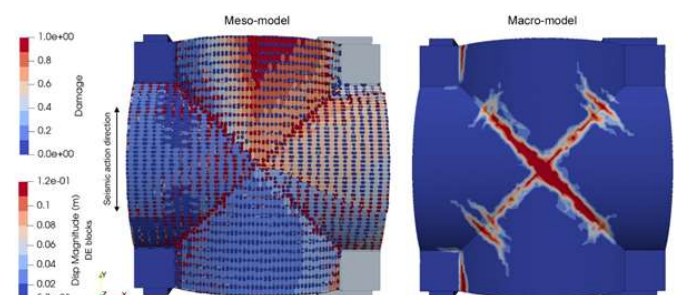


Figure 3 — Comparison of the cross vault numerical damages of the meso- and macro-model at the end of

the seismic input applied in the nonlinear dynamic analyses performed (top view).

The North views in Fig. 4 show the cross vault numerical hinges of the meso- and macro-model. The meso-model allows an easier check of the activated hinges and their evolution over time, which manage the collapse of the structure. The macro-model approximately mimics the location of the hinges observed in the meso-model.

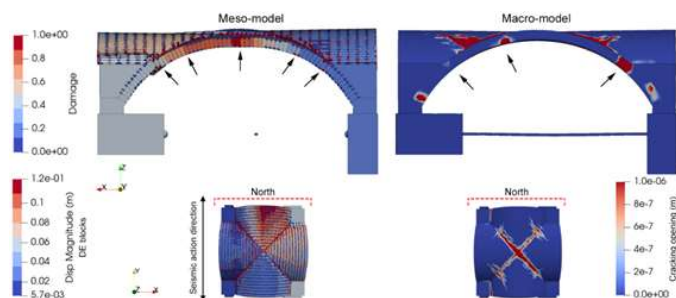


Figure 4 – Comparison of the cross vault numerical damages of the meso- and macro-model from the North view.

Furthermore, the reclosure of the cracking openings for the macro approach managed by the endo3D model is plotted in Fig. 5: at 3.4 s of the seismic input applied (Fig. 5 a) the diagonal cracks reach the maximum opening; at 3.7 s (Fig. 5 b) and 3.8 s (Fig. 5 c) the cracks are reclosing and then opening again in the other diagonal section. The behaviors in Fig. 5 a, c) correspond to the PGV in positive and then negative directions.

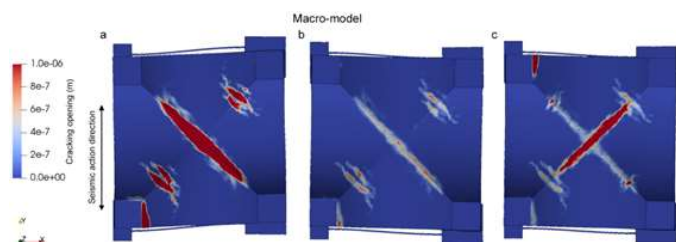


Figure 5 – Reclosure of the cracking opening for the macro-model at the a) 3.4 s, b) 3.7 s and c) 3.8 s of the seismic input applied in the nonlinear dynamic analyses performed (top view).

11 Conclusions

The originality of the present work is to propose a new hybrid FEM-DEM method, which aims to combine and optimize the advantages of the FEM and DEM techniques. Its validation through experimental benchmarks are achieved and the results of a diagonal compression test are examined. The main aspect of the new hybrid FEM-DEM approach highlighted from the numerical results concerns the ability of this strategy in providing realistic prediction of masonry failure

mechanisms according to the real cracking pattern. Thus, a detailed assessment of masonry is feasible representing the damages that follow the masonry stereotomy and considering large deformations, which are relevant aspects for retrofitting works.

The global dynamics of a cross vault is still underwork. However, encouraging findings on the groin vault are achieved from the cohesive zone model in DEM and endo3D model in FEM simulations. Both advanced models proved to be efficient for the seismic assessment of vaults and in reproducing failure mechanisms of this structural elements.

The optimization of the approach, the thermal damage using and applications on the damaged masonry vaults of the Notre Dame de Paris cathedral in the DEMMEFI project are crucial targets for future development works.

12 Acknowledgements

This work was carried out within the framework of the DEMMEFI research project supported by the French National Research Agency (ANR). The authors are grateful to the ANR for its financial support.

13 References

- D'Ayala, D.F., Tomasoni, E., 2011. Three-Dimensional Analysis of Masonry Vaults Using Limit State Analysis with Finite Friction. *Int. J. Archit. Herit.* 5, 140–171. <https://doi.org/10.1080/15583050903367595>
- Drucker, D.C., Prager, W., 1952. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Q. Appl. Math.* 10, 157–165.
- Dubois, F., Acary, V., Jean, M., 2018. The Contact Dynamics method: A nonsmooth story. *Comptes Rendus Mécanique* 346, 247–262. <https://doi.org/10.1016/j.crme.2017.12.009>
- Ferrante, A., Loverdos, D., Clementi, F., Milani, G., Formisano, A., Lenci, S., Sarhosis, V., 2021a. Discontinuous approaches for nonlinear dynamic analyses of an ancient masonry tower. *Eng. Struct.* 230, 111626. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111626>
- Ferrante, A., Schiavoni, M., Bianconi, F., Milani, G., Clementi, F., 2021b. Influence of Stereotomy on Discrete Approaches Applied to an Ancient Church in Muccia, Italy. *J. Eng. Mech.* 147. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0002000](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0002000)

Gaetani, A., Monti, G., Lourenço, P.B., Marcarì, G., 2016. Design and Analysis of Cross Vaults Along History. *Int. J. Archit. Herit.* 10, 841–856. <https://doi.org/10.1080/15583058.2015.1132020>

Hillerborg, A., Modéer, M., Petersson, P.-E., 1976. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cem. Concr. Res.* 6, 773–781. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(76\)90007-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(76)90007-7)

Jean, M., 1999. The non-smooth contact dynamics method. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* 177, 235–257. [https://doi.org/10.1016/S0045-7825\(98\)00383-1](https://doi.org/10.1016/S0045-7825(98)00383-1)

Lourenço, P.B., Rots, J.G., 1997. Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures. *J. Eng. Mech.* 123, 660–668. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1997\)123:7\(660\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:7(660))

Moreau, J.J., 1988. Unilateral Contact and Dry Friction in Finite Freedom Dynamics, in: *Nonsmooth Mechanics and Applications*. Springer Vienna, Vienna, pp. 1–82. https://doi.org/10.1007/978-3-7091-2624-0_1

Pegon, P., Anthoine, A., 1994. Numerical Strategies for Solving Continuum Damage Problems Involving Softening: Application to the Homogenization of Masonry. pp. 143–157. <https://doi.org/10.4203/ccp.24.5.1>

Pijaudier-Cabot, G., Bažant, Z.P., 1987. Nonlocal Damage Theory. *J. Eng. Mech.* 113, 1512–1533. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1987\)113:10\(1512\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1987)113:10(1512))

Rossi, M., Calderini, C., Lagomarsino, S., 2016. Experimental testing of the seismic in-plane displacement capacity of masonry cross vaults through a scale model. *Bull. Earthq. Eng.* 14, 261–281. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9815-1>

Sellier, A., Casaux-Ginestet, G., Buffo-Lacarrière, L., Bourbon, X., 2013. Orthotropic damage coupled with localized crack reclosure processing. Part I: Constitutive laws. *Eng. Fract. Mech.* 97, 148–167. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2012.10.012>

Sellier, A., Morenon, P., Domède, N., 2022. Computational performances optimization of a mechanical behaviour model for geomaterials, in: *RUGC*.

SERA project, 2021. SERA project reference 730900 - SERA, call H2020-INFRAIA-2016-1 [WWW Document]. URL <https://sera-crossvault.wixsite.com/blindprediction>

Venzal, V., Morel, S., Parent, T., Dubois, F., 2020. Frictional cohesive zone model for quasi-brittle fracture:

Mixed-mode and coupling between cohesive and frictional behaviors. *Int. J. Solids Struct.* 198, 17–30. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2020.04.023>

Calibration of mechanical parameters in a new hybrid FEM-DEM approach for an in-depth evaluation of masonry structures

Angela Ferrante^a, Frédéric Dubois^a, Pierre Morenon^{b,c}

^aLMGC, CNRS, Univ. Montpellier, Montpellier, France

^bUniversité de Toulouse, UPS, INSA, LMDC, 135, avenue de Rangueil, F-31 077 Toulouse Cedex 04, France

^cToulouse Tech Transfer, 118 route de Narbonne, CS 24246, 31432 Toulouse Cedex 04, France

RESUME. The present work proposes a new hybrid FEM-DEM strategy, which combines the advantages of the classical finite and discrete element methods. The present paper illustrates the capabilities of the hybrid model in reproducing the behavior of masonry during experimental tests. In this hybrid approach, deformable blocks, managed by a damage model, interact each other through contact joints governed by frictional cohesive behaviors. The main aspect of the numerical results concerns the ability of this approach in providing realistic prediction of failure mechanisms.

Mots-Clés : Masonry, Damage mechanics, Non-smooth contact dynamics, Cohesive zone model, Hybrid FEM-DEM model

1 INTRODUCTION

The analysis of the dynamic nonlinear behavior of masonry structures is a complex task. Since masonry is a composite material, made of brick units and mortar joints, a large number of parameters (mechanical properties of its components, stereotomy of blocks and joints, etc.) leads to a laborious evaluation of the whole structure. Moreover, the evolution of the Finite Element Method (FEM) and Discrete Element Method (DEM) allows refined analyses. Those numerical implementations are principally dedicated to developing either reliable contact or joints models, considering

Structures frictional sliding and mortar joints damage, or incorporating fracture mechanics and plasticity theory notions on the masonry materials.

The research work presented in this paper concerns the proposal of a new hybrid FEM-DEM method, which aims to combine and optimize the advantages of the FEM and DEM techniques. A comparative work is developed with a focus on the advantages and disadvantages of the hybrid model with respect to usual micro- and macro-modeling. It requires the robust calibration of several material parameters defining the linear and nonlinear behavior of the bulk and interface behavior; this is a fundamental step to guarantee the model accuracy and applicability.

2 HYBRID FEM-DEM MODEL

The originality of the present work is to propose a new hybrid FEM-DEM strategy that consider anisotropic damageable deformable blocks which interact to each other through frictional cohesive contacts.

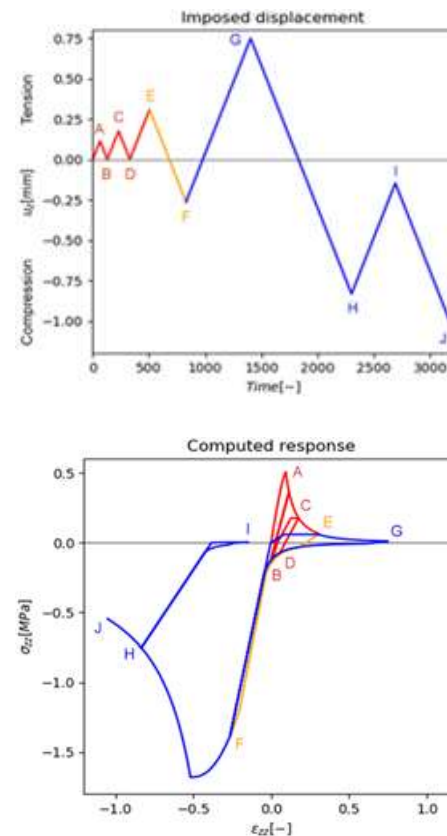


Figure 1 – Response of the model for a uniaxial cyclic test on a cubic finite element

Firstly, the behavior of the blocks are governed by a phenomenological law (Sellier et al., 2022), which arises from (Sellier et al., 2013) and was already applied to homogenized masonry calculus (Parent et al., 2016). The response behavior obtained on a uniaxial cyclic test is

reported in Fig. 1. In this model, seven plastic criteria are implemented and they manage the evolution of the relative inelastic strain in the 3 dimensions and, so on, to the induced damages: 1) the tensile cracking is governed by three anisotropic Rankine criteria in principal positive stresses which lead to plastic strains, localized opening of cracking and damages (softening phase after tensile strength reaching, as from point A to E in Fig. 1.); 2) the localized re-closure cracking is controlled by three other Rankine criteria in principal negative stresses. It allows to find back the rigidity in compression after a tensile crack opening, as from point E to F in Fig. 1; 3) the shear-compression cracking are driven by the Drucker-Prager criteria (Drucker and Prager, 1952) with non-associated flow. The plastic strain calculated lead to an isotropic induced damage, as from point F to J in Fig. 1. Furthermore, pre peak damages and plastic strains are computed in tension or compression to reproduce the nonlinear behavior of the materials in that phase. Thus, the total stress σ_{ij} depends on the different damage conditions which are integrated in the present model (1):

$$\sigma_{ij} = \underbrace{(1-D^{Th})}_{\text{Thermal}} \underbrace{\left[\underbrace{\left(\underbrace{(1-D_0^t)}_{\text{Pre peak}} \right) \left(\underbrace{(1-D^t)}_{\text{Post Peak}} \right)}_{\text{Rankine}} \right]_{ijkl} \tilde{\sigma}_{mn}^+}_{\text{Tensile Damages}} + \underbrace{\left(\underbrace{(1-D_0^{c,s})}_{\text{Pre peak}} \right) \left(\underbrace{(1-D^{c,s})}_{\text{Post Peak}} \right)}_{\text{Drucker Prager}} \underbrace{R_{ijkl}}_{\text{Reclosure}} \tilde{\sigma}_{mn}^-}_{\text{Compressive damages}}$$

$\underbrace{\hspace{10em}}_{\text{Isotropic Damages}}$
 $\underbrace{\hspace{10em}}_{\text{Rankine}}$
 $\underbrace{\hspace{10em}}_{\text{Drucker Prager}}$

Consequently, the basic-elasticity parameters in the damage model are the Young modulus, Poisson ratio and density. The mechanical parameters related to the plasticity are the tensile and compressive strength, strains at tension and compression peak, Drucker-Prager confinement coefficient, dilatancy for non-associated Drucker-Prager plastic flow, reclosure stress. In addition, the material parameters for the damage associated to plasticity are the characteristic plastic strain for Drucker-Prager associated damage, fracture energy in tension, and tensile crack reclosure energy. Finally, another main aspect of the proposed model concerns its ability to set the ratio between plasticity and damage pre peak in compression.

Secondly, the behavior of the brick-mortar interface is determined by the contacts which involve frictional and damage response according to the Cohesive Zone Model (CZM) (Venzal et al., 2020), used within the Non-Smooth Contact Dynamics method (NSCD) (Jean, 1999; Moreau, 1988). The law is dedicated to the progressive damage due to quasi-brittle behavior of materials. Thus, under combined traction and shear loadings, a mixed mode response based on pure Mode I and Mode II cohesive behaviors is proposed. Under combined compression and shear loadings, a coupling between Mode II cohesive behavior and frictional behavior based on the damage level is considered. The DEM framework permits large strains, rotations, and complete detachments of the blocks (Ferrante et al., 2021), which are neglected with joint FEM models (Pegon and Anthoine, 1994). The

combined hybrid FEM-DEM approach allows to deal efficiently with the numerical assessment of complex masonry structures. The numerical implementation has been made in the open-source LMGC90 code (Dubois et al., 2018).

3 APPLICATIONS

To illustrate the efficiency of our modeling strategy we present some results of our answer to the blind prediction competition of a cross vault (SERA project reference 730900 - SERA, call H2020-INFRAIA-2016-1 and <https://sera-crossvault.wixsite.com/blindprediction>).

Experimental set-up: To calibrate the models several experimental tests results were provided: 1) for the hardened mortar, tripoint bending test (EN 1015-11:2019) and compressive test (EN 1015-11:2019); 2) for the prismatic brick and masonry triplet, the compressive test (EN 772-1) and triplet test (EN 1052-3:2002); 3) the parameters of a masonry wallet can be deduced from the axial compression test (EN 1052-1:1998) and diagonal compression test (ASTM E519/E519M).

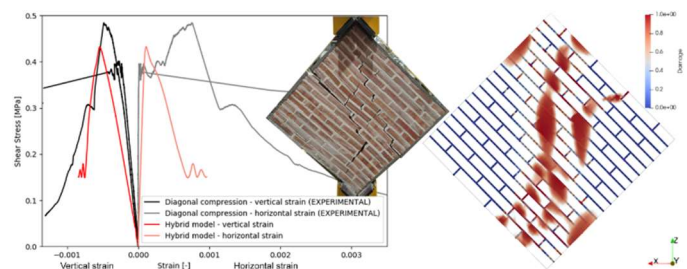


Figure 2 – Comparison of numerical and experimental results: shear stress-strain curves and cracking pattern of the diagonal compression test

Results and critical discussion: For brevity of the paper, we focus on the diagonal compression test. The three different numerical modeling consider the real boundary and loading conditions. The numerical results for the hybrid model are analyzed and compared by the experimental findings, as reported in Fig. 2. The outcomes in Fig. 2 remark the capability of the hybrid method to provide a realistic prediction of failure mechanisms, pointing out the failures of bricks and mortar joints. The main difference with respect to the results of the macro and micro models (not presented here) concerns the ability of the discrete approach in reproducing the real cracking pattern following the real stereotomy of the masonry and considering large deformations which could be an entry data of a real structure diagnosis.

4 CONCLUSIONS

The new hybrid FEM-DEM method allows understanding the behavior of masonry and the numerical results provide a realistic prediction of failure mechanisms. The

global dynamics of a cross vault and the thermal damage using are crucial targets for future development works.

5 ACKNOWLEDGEMENTS

This work was carried out within the framework of the DEMMEFI research project supported by the French National Research Agency (ANR). The authors thank the ANR for its financial support.

6 REFERENCES

Drucker, D.C., Prager, W., 1952. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Q. Appl. Math.* 10, 157–165.

Dubois, F., Acary, V., Jean, M., 2018. The Contact Dynamics method: A nonsmooth story. *Comptes Rendus Mécanique* 346, 247–262. <https://doi.org/10.1016/j.crme.2017.12.009>

Ferrante, A., Loverdos, D., Clementi, F., Milani, G., Formisano, A., Lenci, S., Sarhosis, V., 2021. Discontinuous approaches for nonlinear dynamic analyses of an ancient masonry tower. *Eng. Struct.* 230, 111626. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111626>

Jean, M., 1999. The non-smooth contact dynamics method. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* 177, 235–257. [https://doi.org/10.1016/S0045-7825\(98\)00383-1](https://doi.org/10.1016/S0045-7825(98)00383-1)

Moreau, J.J., 1988. Unilateral Contact and Dry Friction in Finite Freedom Dynamics, in: *Nonsmooth Mechanics and Applications*. Springer Vienna, Vienna, pp. 1–82. https://doi.org/10.1007/978-3-7091-2624-0_1

Parent, T., Domede, N., Sellier, A., 2016. Multi-Scale Mechanical Behavior of a Gothic Monument Composed of Ashlar Masonry. Application to the Design of a Reinforcement Technique. *Int. J. Archit. Herit.* 1–16. <https://doi.org/10.1080/15583058.2016.1238970>

Pegon, P., Anthoine, A., 1994. Numerical Strategies for Solving Continuum Damage Problems Involving Softening: Application to the Homogenization of Masonry. pp. 143–157. <https://doi.org/10.4203/ccp.24.5.1>

Sellier, A., Casaux-Ginestet, G., Buffo-Lacarrière, L., Bourbon, X., 2013. Orthotropic damage coupled with localized crack reclosure processing. *Eng. Fract. Mech.* 97, 168–185. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2012.10.016>

Sellier, A., Pierre, M., Nathalie, D., 2022. Computational performances optimization of a non-linear damage mechanical behaviour model for geomaterials, in: *RUGC*.

Venzal, V., Morel, S., Parent, T., Dubois, F., 2020. Frictional cohesive zone model for quasi-brittle fracture: Mixed-mode and coupling between cohesive and frictional behaviors. *Int. J. Solids Struct.* 198, 17–30. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2020.04.023>

Comportement des murs en maçonnerie renforcés avec des composites TRM

Nadia Tarifa¹, Zakaria Elyes Djamaï¹, Frederic Duprat¹

LMDC, Université de Toulouse, INSA-UPS, Toulouse

RESUME. Lors des tremblements de terre, les murs en maçonnerie de briques sont vulnérables aux forces de cisaillement et ce, principalement en raison de la faible résistance à la traction et de la grande hétérogénéité des matériaux constitutifs. De nombreuses recherches ont alors été menées sur le renforcement de ce type de mur, par différents composites, avec des résultats plus ou moins probants. Et c'est sur la base de ces résultats que nous avons choisi de tester la résistance aux forces de cisaillement de murs renforcés avec des composites TRM. Nous présentons dans ce qui suit les principaux résultats de ces tests effectués au sein du LMDC de Toulouse.

Mots-Clés : Maçonnerie, renforcement, TRM, cisaillement

1 INTRODUCTION

Les murs des bâtiments traditionnels construits en maçonnerie sont susceptibles de se dégrader en raison des charges qui prennent naissance dans le système de contreventement s'ils y sont associés. En effet, ces structures ont une capacité importante sous charges gravitaires, mais ne sont pas conçues pour résister aux charges horizontales, du fait de la faiblesse de leur capacité en cisaillement dans le plan. Il s'agit alors de savoir quelles méthodes peuvent être utilisées pour renforcer les murs en maçonnerie. La méthode de renfort la plus courante utilisée consiste à coller des matériaux composites sur la surface extérieure des murs. Les polymères renforcés avec des fibres (FRP) sont d'un usage courant [1], en raison de leur légèreté et de leurs hautes performances mécaniques. Cependant, les FRP ne sont pas pleinement exploités, lorsqu'ils sont appliqués à des matériaux à faible résistance à la traction et au cisaillement, tels que la maçonnerie, et souffrent des inconvénients des liants organiques : sensibilité aux températures élevées, application difficile dans des conditions humides, impact environnemental solide et

risques pour la santé des travailleurs. Les mortiers renforcés de fibres textiles (TRM ou TRC) permettent de surmonter ces limites grâce à une matrice inorganique compatible avec la maçonnerie, facile à appliquer, résistante au feu et durable [2-4].

Ce travail de recherche vise à étudier l'effet pour les TRM (textiles de verre E) de la configuration du renfort et du taux de renfort sur le comportement en cisaillement des murs, ce qui nous a conduit à effectuer une variété de tests qui comportent des essais de compression sur le mortier et les briques et des essais de flexion sur le mortier. Enfin, et afin d'évaluer la faisabilité et l'efficacité d'un tel renforcement sur des constructions historiques, des essais de traction sur les composites et des essais de compression-cisaillement quasi-statiques sur les murs ont été effectués.

2 MATERIAUX ET METHODES

2.1 Matériaux

Cinq murs de maçonnerie ont été construits avec des briques de terre cuite de Toulouse. Comme les murs sont carrés (de côté 1,3 m), on s'attend à une rupture par cisaillement avec un mode de fissuration diagonale (avec glissement éventuel des joints). La taille des briques (420×280×50 mm³) permet de maintenir un nombre représentatif de joints verticaux. Les proportions massiques du mélange de mortier de chaux utilisé sont de 1/4 chaux/ sable avec un rapport eau/chaux de 0,55. Chaque mur de maçonnerie est posé selon un modèle d'assemblage courant avec des joints de mortier d'environ 15 mm d'épaisseur.

La chaux a été choisie à la place du ciment comme matrice pour les composites en raison de sa porosité, qui permet d'éviter les problèmes de condensation dans le mur, et donc de sa compatibilité avec le substrat. Le composite est constitué d'une matrice de chaux renforcée par une ou deux couches de tissu textile bidirectionnel en verre E (PZ700).

2.2 Méthodes

Un mur sans renfort a été testé comme référence (MNR). Le renforcement a été appliqué le long de la diagonale sur les deux faces du second mur (MX), et trois murs ont été renforcés extérieurement avec une ou deux couches appliquées sur une ou deux faces (M1F1C, M1F2C, M2F1C). Ces configurations couvrent les dispositions possibles de renfort : sur une ou deux faces du murs, et appliqué sur toute la surface ou seulement sur une bande diagonale.

Les murs ont été soumis un chargement monotone quasi-statique en compression-cisaillement. La force verticale (simulant le poids équivalent à trois étages) égale à 70 kN est appliquée progressivement et maintenue tout au long de l'essai. La force horizontale est appliquée par déplacement contrôlé (taux de 0,015 mm/s) pour mieux capturer le comportement post-pic.

3 RESULTATS

La figure 1 présente les courbes de la force horizontale en fonction du déplacement pour tous les essais.

Pour l'ensemble des murs, on observe une phase élastique linéaire jusqu'à la force de cisaillement maximale, suivie d'un comportement non linéaire. L'intégrité des murs est préservée pendant cette première phase présentant une rigidité initiale presque identique pour tous les murs. Une deuxième phase non linéaire commence après la rupture partielle du mur et un déchargement soudain, qui diffère selon le type de mur et de renforcement. La non-linéarité peut être liée à l'endommagement d'un ou plusieurs composants de la maçonnerie, des matériaux de renforcement, voire de l'interface armature/bloc (ou joint de mortier). Dans cette deuxième phase, les murs présentent un comportement similaire mais avec une amplitude et une ductilité différente.

Quel que soit le type de renforcement, les murs renforcés atteignent une charge ultime nettement supérieure à celle du mur de référence. La résistance au cisaillement augmente de 57% (M1F1C) à 145% (MX). Un transfert de charge approprié substrat/TRM pourrait expliquer l'augmentation de la résistance au cisaillement, liée à la capacité du renforcement à ponter les microfissures et les fissures dans la première phase. Cette capacité est fournie par la courte longueur de transfert entre la matrice et le textile qui peut permettre un ancrage proche du renforcement de chaque côté d'une fissure, limitant ainsi sa croissance. D'autre part, la rigidité initiale est à peine affectée par le renforcement. Ceci peut être attribué à l'épaisseur des systèmes de renforcement (8 à 10 mm), beaucoup plus fine que celle des unités de briques.

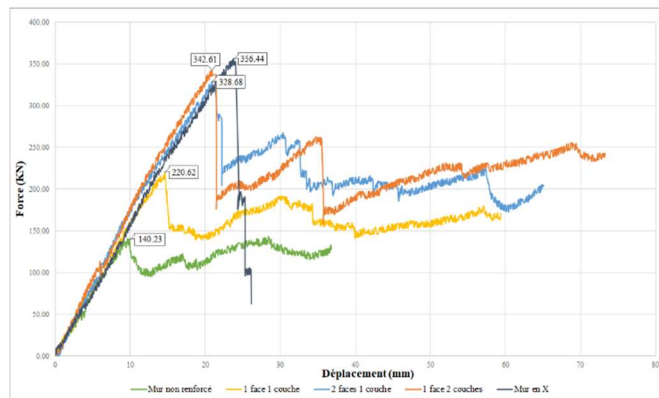


Figure 1 – Comportement global des murs

Les observations indiquent que les dommages macroscopiques du mur sont considérablement retardés en termes de déplacement latéral. Le déplacement ultime est ainsi plus important pour les murs renforcés que pour le mur de référence (sauf pour MX). Le facteur de ductilité et l'énergie cumulée permettent de caractériser le potentiel des TRM comme renforts de maçonnerie. Afin de pouvoir comparer les résultats, l'énergie cumulée a été calculée pour un déplacement égal à trois fois le déplacement au pic. Les configurations adoptées sont concluantes (voir tableau 1), puisque des augmentations de l'ordre de 42 à 318% de l'énergie cumulée sont rapportées.

Le mur témoin (MNR, $F_{max}=140$ kN, $E_c=3176$ J) a péri par fissuration diagonale, combinée au glissement des joints. Après l'apparition de cette fissure, le mur a continué de résister en raison de l'effet de confinement vertical, induisant un frottement au niveau des fissures horizontales dans les joints.

Le mur renforcé diagonalement (MX, $F_{max}=356$ kN, $E_c=4562$ J) présente dans son renfort textile un fil de chaîne orienté parallèle à la diagonale tendue, ce qui donne une efficacité maximale au renforcement. En effet, la fissure principale en tension diagonale traverse à la fois les joints et les briques. Le flambage de la bande de renforcement le long de la diagonale comprimée a accompagné la rupture brutale du mur, sans possibilité de capacité résiduelle. L'énergie cumulée est supérieure à celle du mur témoin.

L'énergie cumulée pour le mur renforcé par une couche sur une face (M1F1C, $F_{max}=220$ kN, $E_c=4514$ J) est proche de la précédente, mais ce mur présente une plus grande ductilité post-pic et montre notamment un regain de capacité résiduelle obtenu par friction le long de fissures horizontales. Le même mode de comportement post-pic s'observe pour les murs renforcés par deux couches sur une ou deux faces. Ainsi le mur M2F1C ($F_{max}=328$ kN, $E_c=12657$ J) a exhibé une grande ductilité et une augmentation considérable de sa résistance jusqu'à ce

qu'une deuxième fissure se produise. Le mur M1F2C ($F_{\max}=343$ kN, $E_C=13030$ J) a atteint le déplacement latéral le plus élevé au pic, et après deux défaillances importantes, sa résistance a continué d'augmenter, ce qui signifie que la contribution du renforcement au confinement s'est maintenue.

Les murs renforcés sur toute leur surface se rompent principalement en cisaillement sous l'effet de la tension diagonale qui induit la délamination progressive du renforcement TRM. La friction le long des fissures horizontales dans les joints de mortier contribue considérablement à la ductilité du comportement mécanique et dépend du confinement que procurent à la fois la charge verticale et le renfort textile, notamment par l'efficacité de son ancrage de part et d'autre des fissures.

4 CONCLUSION

Les constructions en maçonnerie sont vulnérables aux forces horizontales et doivent donc être renforcées pour assurer leur intégrité structurelle. La présente étude expérimentale s'est concentrée sur des murs de maçonnerie historiques renforcés par des composites TRM qui sont soumis à des essais monotones de cisaillement-compression combinés dans le plan. Les principaux résultats sont les suivants :

Les murs cèdent principalement par rupture en cisaillement sous la tension diagonale (où le mur atteint sa résistance maximale), ce qui entraîne la délamination du composite (à l'exception du mur témoin qui a cédé sous la tension diagonale et le glissement de joint).

- Le renforcement par mortier renforcé de textile a contribué à l'homogénéité du comportement des murs renforcés.
- L'augmentation du ratio de renforcement augmente non seulement la résistance mais aussi l'écroutissage.
- Si la résistance est recherchée, le renforcement sur les diagonales est préférable, et si la ductilité est recherchée, le renforcement sur toute la surface est préférable.

5 REFERENCES

[1] Mukhtar FM, Faysal RM. A review of test methods for studying the FRP-concrete interfacial bond behavior. *Constr. Build Mater.* 2018;169:877–87. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.163>.

[2] Kouris LAS, Triantafillou TC. State-of-the-art on strengthening of masonry structures with textile

reinforced mortar (TRM). *Constr Build Mater* 2018;188:122133.

<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.039>.

[3] Babatunde SA. Review of strengthening techniques for masonry using fiber reinforced polymers. *Compos Struct* 2017;161:24655.

[4] Papanicolaou CG, Triantafillou TC, Karlos K, Papathanasiou M. Textile-reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: in-plane cyclic loading. *Mater Struct* 2007;40:108197.

Evaluation de la capacité portante d'un pont maçonné

Sylvie YOTTE¹

1 Univ. Limoges, GC2D, EA 3178, F-19300 Egletons, France.

RESUME. On recherche une méthode pour évaluer la capacité portante d'un pont en ne consacrant que 5 jours tout compris (inspection, calculs, rapport). L'approche probabiliste s'impose. Le pont choisi est un pont plein cintre. Un plan d'expérience complet est réalisé, ce qui permet de déterminer les paramètres qui ont la plus grande influence sur cette capacité portante. On en déduit une surface de réponse et la fonction de répartition de la résistance est obtenue par simulation de Monte Carlo. Le résultat finale est le fractile à 5% de la distribution de résistance.

Mots-Clés : Maçonnerie, Pont, Capacité portante

1 Analyse du besoin

Les entreprises de diagnostic d'ouvrages d'art sont très sollicitées et sont dans un système concurrentiel très important. Pour cette raison, lorsqu'elles ont un parc de ponts en maçonnerie à diagnostiquer, elles ne disposent que de peu de temps en moyenne pour établir un diagnostic, dans lequel il y a une inspection visuelle le plus souvent, un recalcul de capacité portante quand c'est nécessaire et un rapport. L'enjeu ici est de pouvoir réaliser cela en 5 jours, et plus précisément dans cette étude, de recalculer la capacité portante d'une façon que l'on puisse justifier scientifiquement.

Pour répondre au manque d'information que le manque de temps génère, une approche probabiliste est sélectionnée. Casas (2011), Conde et al (2021), Moreira et al (2016), Moreira et al (2017), Ng et Fairfield (2002) ou encore Zanaz et al (2015) ont utilisé une approche probabiliste en soulignant la sensibilité de la capacité portante vis-à-vis de certaines caractéristiques.

L'objectif de ce travail est de se placer dans les conditions de l'ingénieur diagnostic et de déterminer la capacité portante d'un pont corrézien. Ce pont est situé sur la

commune du Fioux. C'est un pont plein cintre à une seule arche. Il est présenté sur la figure 1.



Figure 1 – Pont de Fioux

2 Méthode de calcul et justification

Il existe différentes approches pour réaliser le calcul de la capacité portante. L'état limite qui nous intéresse ici est celui lié à la flexion de la voute, ce qu'il est possible d'étudier en 2D ou en 3D. Si on s'intéresse à l'ELS, il est possible d'utiliser les éléments finis comme par exemple Domede (2013), Carr et al (2013), mais cela prend du temps de modélisation et surtout beaucoup de données sont nécessaires. Ces données sont déterminées par des essais ce qui demande du temps. De plus si le pont est vieux (ce qui est le cas en diagnostic), l'hétérogénéité du matériau s'est accrue au fil du temps et il faut pouvoir avoir une idée de la variabilité du matériau. L'approche par DEM pose le même problème. Néanmoins c'est le seul moyen d'avoir accès à la première fissuration critique. Si l'on ne s'intéresse qu'à la capacité ultime, il est encore possible de procéder de façon analytique en analyse limite, ce qui rend le calcul plus rapide, même en utilisant des hypothèses un peu moins simples que celle d'Heyman (1969) (on accepte alors que le matériau rompe en compression et qu'il puisse y avoir du glissement au sein de la maçonnerie). C'est la méthode choisie avec le logiciel RING. La flexion de la voute cause la rupture par la formation de 4 rotules ou bien par fracture de la culée. L'approche 2D est possible si la déformation transversale de la voute est négligeable. Fanning (2001) pose pour cela comme condition que la hauteur de remblai soit importante, sans toutefois que cela soit quantifié. On suppose par la suite que le pont de Fioux est suffisamment raide pour qu'il n'y ai pas ce genre de comportement. Cela est corroboré par le fait que l'on n'observe pas de décollement de bandeau.

3 Démarche

Un intervalle de variation est proposé pour chaque donnée nécessaire au calcul. Puis on regarde comment varie la capacité portante du pont en fonction de chaque variable dans son domaine de variation pour s'assurer que l'évolution est bien linéaire (3 points au minimum sont calculés dans chaque cas). C'est le cas sauf pour la résistance en compression de la maçonnerie et pour l'épaisseur de remblai à la clef. En effet si la résistance en compression est faible, la rupture peut se produire par excès de compression, mais quand elle augmente, ce type de rupture ne se produit plus, il n'y a que de la rupture de voute par glissement ou par traction. Par contre on peut considérer la capacité portante linéaire avec $1/\sigma_u$. De même l'épaisseur de remblai à la clef intervient dans la masse qui comprime la voute mais aussi dans la répartition de charge sur la voute. Plus la hauteur est grande mieux la charge est répartie sur la voute. On constate que dans l'intervalle d'épaisseur de remblai estimée, la capacité portante varie linéairement avec $X = \frac{1}{(w+2t_p.tan20+2t_f.tan30)^2}$ où t_p est l'épaisseur de la chaussée et t_f l'épaisseur remblai, w la largeur de l'empreinte de la roue prise ici à 30cm, 20° et 30° sont les angles de diffusion de la charge pour la chaussée et le remblai respectivement. Il sera possible donc d'utiliser sur tout l'intervalle choisi comme surface de réponse un modèle linéaire en rajoutant des couplages. Les variables étudiées sont présentées dans le tableau 1.

Tableau 1 – Variables de calcul

Variable	Intervalle ou valeur déterministe	Loi choisie
Largeur de culée	3,5	Déterministe
Hauteur de culée	1	Déterministe
Cohésion remblai (kN/m ²) C	0 – 200	Uniforme
Angle de frottement interne remblai ϕ	25° – 30°	Uniforme
Epaisseur de chaussée (mm)	75	Déterministe
Epaisseur de remblai à la clef (mm) T_f	50 – 350	Loi normale
Epaisseur de la voute (mm) T_v	410 – 530	Loi normale
Portée (m)	10	Déterministe
Flèche (m)	4,3	Déterministe
Poids volumique remblai (kN/m ³) ρ_f	18 – 26	Uniforme

Poids volumique maçonnerie (kN/m ³) ρ_m	20 – 27	Loi normale
Résistance en compression maçonnerie (MPa) σ_u	23 – 64	Uniforme

Lorsque l'incertitude est sur une grandeur que l'on a mesurée, on choisit de modéliser la grandeur à l'aide d'une loi normale tronquée entre $[m-2\sigma ; m+2\sigma]$ où σ est l'écart type et m la moyenne. Lorsqu'elle porte sur une grandeur dont on n'a aucune idée de la valeur dans un intervalle plausible, on choisit un modèle de distribution uniforme. Dans le tableau 1, les intervalles de variation des valeurs suivant une loi normale ont été déterminés de la sorte :

1. La valeur basse est la valeur en deçà de laquelle on estime très peu probable que la grandeur se situe
2. La valeur haute est la valeur au-delà de laquelle on estime très peu probable que la grandeur se situe
3. La moyenne est la valeur centrale de l'intervalle
4. L'écart type est pris au quart de l'amplitude de l'intervalle, si bien que l'intervalle représente la moyenne plus ou moins deux écart types.

Le poids volumique de la maçonnerie, l'épaisseur de la voute et l'épaisseur de remblai à la clef ont donc été traités ainsi. Le tirage de l'épaisseur de remblai à la clef permettait le calcul de X qui est lui utilisé dans le calcul de la surface de réponse.

L'amplitude de variation de la cohésion provient du fait que l'on ignore si le remblai a été traité à la chaux ou non. Si le remblai est un béton de chaux pauvre alors la cohésion sera plus élevée que celle d'une arène granitique (type de sable utilisé en Corrèze).

Le fait d'avoir 2 types de distribution nous pousse à réaliser une simulation de Monté Carlo pour connaître la distribution de capacité portante. Cette simulation prendrait trop de temps si on utilisait RING directement. Une surface de réponse est recherchée à l'aide d'un plan d'expériences complet soit 128 calculs. Pour chaque jeu de valeurs, la capacité portante est déterminée à l'aide de RING en déplaçant la charge de 30 cm en 30 cm sur toute la portée de façon à trouver la position de charge la plus défavorable (ceci est réalisé automatiquement par le logiciel).

Pour établir la surface de réponse, les données sont centrées et réduites et chaque variable prend 2 niveaux possibles -1 ou 1. Comme l'évolution de la capacité portante est linéaire, 2 niveaux par variable suffisent. La surface de réponse est donnée ci-dessous.

$$\begin{aligned}
 P = & 875,8 + 187,4T_v + 139,3C + 119,4X + 75,2\rho_f \quad (1) \\
 & + 33,7\rho_m + 10,1(1/\sigma_u) + 5,2\phi \\
 & + 33,3T_vC + 24,9X\rho_f + 22,1T_v\rho_f \\
 & + 15,13XC - 6,3X\rho_m + 5,1\rho_mC \\
 & + 5,0\phi C - 3,9\rho_fC + 3,8\rho_m\rho_f
 \end{aligned}$$

Ont été éliminés les couplages pour lesquels les coefficients de corrélation étaient les plus faibles. On constate que les facteurs qui ont la plus grosse influence sont : l'épaisseur de la voute, la cohésion du sol, l'épaisseur de remblai à la clef (ou plutôt X), les poids volumiques du remblai et de la maçonnerie et le couplage entre la cohésion et l'épaisseur de la voute. Le remblai a 3 rôles : il pré charge la voute en compression (la charge roulante fait travailler la voute en décompression), oppose un effort de butée des terres à la déformation de la voute et répartit la charge sur la voute. La cohésion intervient dans le calcul de cet effort de butée.

Il est possible de simplifier et d'exprimer la capacité portante uniquement en fonction des facteurs de plus gros coefficient ce qui donne l'équation (2).

$$\begin{aligned}
 P = & 875,8 + 187,4T_v + 119,4X + 33,7\rho_m + 75,2\rho_f \quad (2) \\
 & + 139,3C + 33,3T_vC + 24,9X\rho_f + 15,1XC
 \end{aligned}$$

Une fois la surface de réponse trouvée, une simulation de Monté Carlo sur 200000 simulations est effectuée et le fractile à 5% donne la capacité portante. On obtient 633 kN pour l'équation 1 et 634 kN pour l'équation 2. La différence est suffisamment faible pour se contenter de l'équation 2.

4 Discussion, conclusion et perspectives

Condé et al (2016) ont trouvé sur un pont plein cintre (rapport flèche/portée >0,5), le même mode de rupture avec un modèle analytique et avec un modèle éléments finis non linéaire, et ont montré que la cohésion joue un rôle important dans la capacité portante. Carr et al (2013) trouvent que la résistance de la maçonnerie σ_u influe sur P, mais ils prennent des valeurs faibles de la résistance, et on a vu que la capacité portante P variait linéairement avec $1/\sigma_u$. Donc si σ_u est faible, son influence est importante tandis que si elle est grande, elle influe moins. La valeur minimale de σ_u ici est de 23 MPa, contre 3,45 MPa pour Carr. Condé en 2021 trouve que les 2 facteurs qui ont le plus d'importance sont C et σ_u , mais σ_u est là aussi pris autour de 3 MPa. La résistance de la maçonnerie peut être faible si les joints sont en mauvais état ou bien élevée si les joints sont minces et en bon état. Moreira et al (2016) étudie 5 ponts à plusieurs arches et trouve que pour 3 ponts sur

5 la masse volumique de la maçonnerie a de l'influence, que la masse volumique du remblai influe pour 3 ponts sur 5 et que l'angle de frottement interne a de l'influence sur 3 ponts (ce n'est pas le même ensemble de 3 ponts à chaque fois). Dans ce dernier cas, la cohésion était faible et ne variait pas, son influence n'a donc pas été mise en évidence. Pour le cas du pont de Fioux l'angle de frottement interne varie de 25° à 30°, ce qui est un variation faible compte tenu du modèle de butée des terres. Cela explique probablement pourquoi il ne semble pas avoir d'influence.

Le résultat de l'analyse de sensibilité est donc dépendant de la plage de variation choisie pour le paramètre. C'est donc une partie importante du travail de l'inspecteur de fournir avec un regard d'expert, une évaluation de ces plages. Il est possible de tirer quelques conclusions pour un pont plein cintre.

1. Si aucune information n'est disponible sur le remblai, alors il faut peut-être considérer les cas de cohésion élevée et cela devient un paramètre important, de même pour la plage de variation de l'angle de frottement interne.
2. La résistance en compression de la maçonnerie n'a d'influence que si elle est faible ; cela correspond à la formation d'une rotule liée à la rupture par écrasement de la maçonnerie et non par traction. Selon les professionnels cela se rencontre rarement (le cas de du pont de Cubzac les Ponts serait une exception). Dans la mesure où l'on a une linéarité avec $1/\sigma_u$, il peut être judicieux de traiter le cas même si c'est rare.
3. Les masses volumiques du remblai et de la maçonnerie sont des paramètres dont on a montré l'importance et c'est corroboré par la bibliographie.
4. L'épaisseur de la voute est souvent prise égale à l'épaisseur du bandeau ce qui peut constituer une erreur puisque le bandeau constitue un harpage servant de chaînage entre la voute et le tympan et peut être plus épais que la voute. Cela constitue une valeur haute de l'épaisseur. Son influence est corroborée par la bibliographie.
5. L'épaisseur de remblai complète celle de la chaussée et de la voute pour faire la hauteur totale à la clef qui elle est mesurée avec une incertitude de mesure. Il n'y a donc que 2 variables indépendantes sur 3, et le remblai (a priori plus épais et plus raide que la chaussée) semble être la 2^{ème} variable à prendre en

compte. Il est possible de fixer une valeur plausible de l'épaisseur de la chaussée et ne pas la prendre comme variable.

En termes de perspectives, il reste à bien établir en fonction des autres types de ponts (surbaissé ou à plusieurs arches) les facteurs prépondérants de façon à simplifier l'analyse pour valider la méthode pour les bureau d'études.

5 Bibliographie

Carr, A. J., Jáuregui, D. V., Riveiro, B., Arias, P., & Armesto, J. (2013). Structural evaluation of historic masonry arch bridges based on first hinge formation. *Construction and Building Materials*, 47, 569-578. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.05.084>

Casas, J. R. (2011). Reliability-based assessment of masonry arch bridges. *Construction and Building Materials*, 25(4), 1621-1631. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.10.011>

Conde, B., Díaz-Vilariño, L., Lagüela, S., & Arias, P. (2016). Structural analysis of Monforte de Lemos masonry arch bridge considering the influence of the geometry of the arches and fill material on the collapse load estimation. *Construction and Building Materials*, 120, 630-642. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.107>

Conde, B., Matos, J. C., Oliveira, D. V., & Riveiro, B. (2021). Probabilistic-based structural assessment of a historic stone arch bridge. *Structure and Infrastructure Engineering*, 17(3), 379-391. doi: <https://doi.org/10.1080/15732479.2020.1752261>

Domede, N., Sellier, A., & Stablon, T. (2013). Structural analysis of a multi-span railway masonry bridge combining in situ observations, laboratory tests and damage modelling. *Engineering Structures*, 56, 837-849. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.05.052>

Fanning, P. J., & Boothby, T. E. (2001). Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges. *Computers & Structures*, 79(29), 2645-2662. doi: [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(01\)00109-2](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(01)00109-2)

Heyman, J. (1969). The safety of masonry arches. *International Journal of Mechanical Sciences*, 11(4), 363-385. doi: [https://doi.org/10.1016/0020-7403\(69\)90070-8](https://doi.org/10.1016/0020-7403(69)90070-8)

Moreira, V. N., Fernandes, J., Matos, J. C., & Oliveira, D. V. (2016). Reliability-based assessment of existing masonry arch railway bridges. *Construction and Building Materials*, 115, 544-554. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.030>

Moreira, V. N., Matos, J. C., & Oliveira, D. V. (2017). Probabilistic-based assessment of a masonry arch bridge considering inferential procedures. *Engineering Structures*, 134, 61-73. doi: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.11.067>

Ng, K. H., & Fairfield, C. A. (2002). Monte Carlo simulation for arch bridge assessment. *Construction and Building Materials*, 16(5), 271-280. doi: [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(02\)00020-X](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(02)00020-X)

Zanaz A., Yotte S., Fouchal F., Chateauneuf A. (2015) Young's Modulus Variability: Influence on Masonry Vault Behaviour *World Academy of Science, Engineering and Technology - International Journal of Civil and Environmental Engineering* Vol:9, No:9, 2015 waset.org/Publication/10002228, <https://doi.org/10.5281/zenodo.1108394>

Computational performances optimization of a non-linear mechanical behaviour model for geomaterials

Alain SELLIER¹, Pierre MORENON^{1,2}, Nathalie DOMEDE¹

¹ Université de Toulouse, UPS, INSA, LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions), 135, avenue de Rangueil, F-31 077 Toulouse Cedex 04, France)

² Toulouse Tech Transfer, 118 route de Narbonne, CS 24246, 31432 Toulouse Cedex 04, France

(LGCgE), F-62400 Béthune, France.

RESUME. Modelling large civil engineering structures with complex shapes, such as gothic vaults, arch dams, nuclear containment vessels, requires 3D nonlinear numerical models usable in finite element codes, discrete elements codes and codes coupling them both. Concerning the finite element formulation, many models based on plasticity are particularly well adapted to soil-mechanics, while damage theory is widely used to model concrete fracture. In the case of the building heritage masonry, in which natural geomaterials are combined with lime mortar, the mechanical behaviour law of the components presents a first stage with microcracking closure under low compression, a second stage of hardening, and finally a softening stage with a significant dilatancy and a damage induced by its crushing. In tension, the cracks appear mainly in principal tensile direction, with a highly orthotropic damage induced. This paper gives principles used to couple all these phenomena in a single model with the objective to enhance the accuracy and minimize the computational cost. These improvements are based on a computing process avoiding to resort to iterative solving methods at the integration points.

Mots-Clés : Analyse de cycle de vie, Transferts couples de chaleur et d'humidité, Composants de bâtiments durables

1 INTRODUCTION

Facing ecological transition will pass by conservation as long as possible of civil engineering structures, simply because avoiding their destruction and replacement save thousands tons of CO₂ needed to treat induced wastes, create new materials, bring them to the construction site and rebuild a novel structure, but these structures are often altered by environment and service life, so their loading capacity are reduced, and strength reserve must resort to their nonlinear behaviour to demonstrate their operation extension. Another problem is the safety in architectural heritage for which a safety level must be shown before a possible public opening, another one is the use of traditional material such as natural health for which the natural mechanical performances are limited. In all these cases the resorting to an accurate non-linear mechanical model allows to assess a realistic loading capacity, which in turn allows to optimize safety factors and justifies the maintain of operation or access. Supplying robust and accurate non-linear models to code users is from this point of view a challenge. Our experience in the domain, at LMDC Toulouse, lead us since two decades to adopt some basic principles which enhance significantly the robustness, the accuracy and reduce the computational cost of behaviour laws usable for construction materials. This paper gives these principles to help researcher reaching a behaviour law robustness compatible with an engineering use.

2 Causes of computing performances loss and proposed solutions

2.1 Causes of performances losses when model resolving at integration points of a finite element

Usually, the non-linear hardening is modelled in the framework of plasticity theory. In case of non-linearity, a tangent hardening modulus allows to predict the solution, a residue is computed from this prediction and cancelled by an increment of plastic strain thanks to a return mapping algorithm (Simo and Taylor, 1985). This iterative method is the main cause of time consuming during the local solving procedure (i.e. at the Gauss integration points of each finite element).

In civil engineering, geomaterials used as construction materials present also a post peak softening behaviour often modelled by a damage model. The well-known Mazar's model (Mazars, 1986) is very useful because it allows to compute an isotropic damage variable reducing

the Young modulus explicitly from elastic strain, what avoids resorting to an iterative procedure at the integration point of the finite element.

A natural method could be to chain a plastic law with a damage model based on elastic strain. Unfortunately, the real material behaviour shows that permanent strains and damages are correlated. In fact, in most cases, the damage appears as a consequence of anelastic strains. The physical origin is the heterogeneity of material at micro scale which leads to micro heterogeneity in the plastic flow leading to void nucleation. Once they are created with a sufficient density, their coalescence leads to a micro crack, and the propagation of this crack leads to stress concentrations, straining more and more the material and giving the appearance of Young modulus reduction, known as “mechanical damage”. Thanks to the contribution of (Lemaitre and Chaboche, 1985), the concept of effective stress (the mean value of the local stresses around voids) allows to consider simply these stress concentration.

Settlement, i.e. the existing microcrack or voids closure at first stage of the mechanical behaviour of brittle material, is of great interest when working on natural under-consolidated material (used in construction at higher pressure than it was in the quarry). The modified Cam-Clay model is a plastic model able to consider the hardening induced by the reduction of voids volume of a clay-based soil. It reflects the fact that the void ratio is proportional to the logarithm of the pressure. So, if the voids are used as state variable of the model to control hardening, its exponential form of the void indices could be a problem for the tangent predictor. It could underestimate the pressure and consequently over estimates the void reduction, needing an iterative procedure to adjust the pressure to the correct void volume reduction.

2.2 Proposed solutions to enhance computational performances

During the development of our model, the effective stresses were defined in the sense of “computed with the equivalent strain principle proposed by (Lemaitre and Chaboche, 1985)”, consisting to use the initial elastic modulus whatever the damage level already reached. The principles adopted have been as following: 1) Whatever the criteria used, elasto-plastic behaviour laws involve only positive or null linear hardening and are expressed in the bases of effective stresses. 2) The damages are only functions of plastic-strains. 3) Damages, crack-reclosure functions, and settlement functions affect effective stresses and are the only

internal variables used to manage the possible post peak softening of the stress-strain relation.

Our two first principles consist to use only a positive or null linear plastic hardening in effective stresses bases and to solve the plastic sub-problem first. As it leads to a system of linear equations, it can be solved directly, what avoids resorting to an iterative procedure during the return mapping algorithm application. Next, third principle allows to use non-linear functions as damage evolution laws without iterative procedure, since the plastic strains are already computed. Thus, the damage is a consequence of plasticity. The regularization technics (Hillerborg et al., 1976; Pijaudier-Cabot and Bazant, 1987) are implemented at this level.

3 Practicability of proposed optimization principles

3.1 Considered phenomena

The principles exposed above are used in the framework of the multi-criteria approach, schematized in Figure 1 drawn in the pressure/deviatoric plane (b) or in the effective stresses base (c) (in the damage theory sense). There are three orthotropic Rankine criteria to manage opening and reclosure of cracks, a non-associated pressure-shear criterion to consider internal friction under deviatoric loading (Drucker and Prager, 1952) and a Cam-clay criterion for settlement (Roscoe et al., 1963). The non-linear damage in tension and shear is obtained thanks to the orthotropic evolution laws clarified in (Sellier et al., 2012) and adapted to plastic context in (Sellier and Millard, 2019). In these last papers, the functions used to manage orthotropic cracks reclosure in the context of rotating and regularized orthotropic damage are detailed.

3.2 Example of application

The model has been applied to the modelling of a real material (masonry composed of three granitic soil blocks and two joints (Vasconcelos, 2005)) presenting several specificities such as a settlement in the beginning of the compressive test, then a hardening stage up to the maximal strength, followed by a softening induced by a transverse dilatancy (Figure 1).

4 Conclusion

A methodology of modelling is proposed to minimize computational cost and enhance the accuracy of non-linear models. This methodology consists in the three following principles: (1) plasticity in effective stresses bases (in the damage sense), (2) only linear positive or

null plastic hardening in the space of effective stresses, (3) softening induced only by evolution laws of damages, themselves function of plastic strain tensors, reclosure and settlement functions linked only to the plastic strains. The applicability of these principles has been tested in the framework of a three different plastic-mechanisms need. Currently, a model called ENDO3D is implemented in Castem and LMGC90 in order to be applied to the calculus of the damaged zones of the cathedral “Notre-Dame de Paris”, in the context of the ANR (French National Research Agency) DEMMEFI project which we grateful thanks for its funding and for the fruitful collaboration with Dr T. Parent (I2M Bordeaux) and Dr F. Dubois (LMGC Montpellier).

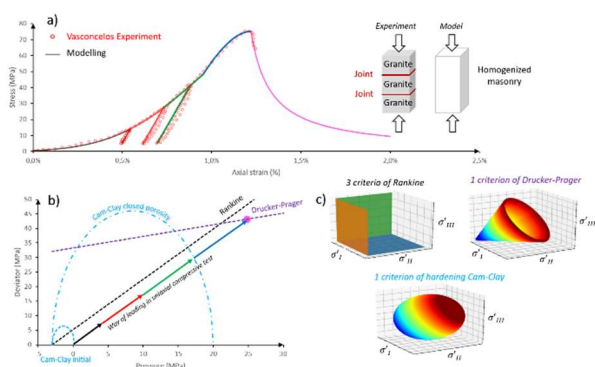


Figure 1 – Cyclic compressive test modelling compared to experiment on a granitic masonry (Vasconcelos, 2005) : (a) Axial stress-strain curves (b) Plastic criteria used in the deviator-pressure plan (c) Plastic criteria drawn in the principal stresses base

REFERENCES

Drucker, D.C., Prager, W., 1952. Soil mechanics and plastic analysis for limit design. *Q. Appl. Math.* 10, 157–165.

Hillerborg, A., Modeer, M., Petersson, P., 1976. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cem. Concr. Res.* 6, 773–782.

Lemaitre, J., Chaboche, J., 1985. *Mécanique des matériaux solides*.

Mazars, J., 1986. A description of micro- and macroscale damage of concrete structures. *Eng. Fract. Mech.* 25, 729–737.

Pijaudier-Cabot, G., Bazant, Z., 1987. Nonlocal damage theory. *J. Eng. Mech.* 113, 1512–1533.

Roscoe, K.H., Schofield, A.N., Thurairajah, A., 1963. Yielding of clays in states wetter than critical. *Geotechnique* 13, 211–240. doi.org/10.1680/GEOT.1963.13.3.211

Sellier, A., Casaux-Ginestet, G., Buffo-Lacarrière, L., Bourbon, X., 2012. Orthotropic damage coupled with localized crack reclosure processing Part II: Applications. *Eng. Fract. Mech.* 97. doi.org/10.1016/j.engfracmech.2012.10.016

Sellier, A., Millard, A., 2019. A homogenized formulation to account for sliding of non-meshed reinforcements during the cracking of brittle matrix composites: Application to reinforced concrete. *Eng. Fract. Mech.* 213, 182–196. doi.org/10.1016/j.engfracmech.2019.04.008

Simo, J.C., Taylor, R.L., 1985. Consistent tangent operators for rate-independent elastoplasticity. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.* 48, 101–118. doi.org/10.1016/0045-7825(85)90070-2

Vasconcelos, G., 2005. Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls. PhD thesis.

La pierre naturelle de construction, étude des transferts de chaleur et d'humidité et analyse de cycle de vie

Tristan PESTRE¹, Emmanuel ANTCZAK², Franck BRACHELET², Didier PALLIX¹, Quentin LEBONNOIS¹

¹Centre Technique de Matériaux Naturels de Construction (CTMNC), 17 rue Letellier, 75015 Paris.

²Univ. Artois, IMT Nord Europe, Junia, Univ. Lille, ULR 4515, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement (LGCgE), F-62400 Béthune, France.

RESUME. L'urgence climatique nous pousse à revoir nos modèles sociétaux, notamment en matière de développement et de consommation. Dans le secteur de la construction, qui est l'un des plus impactant, une solution pour lutter contre le réchauffement global pourrait être de favoriser la mixité des matériaux naturels, bio-sourcés ou géo-sourcés produits localement afin de bâtir des habitats confortables, sains et durables. Cette étude est consacrée à deux représentants de la catégorie, que sont la pierre naturelle calcaire et la fibre de bois. Les résultats expérimentaux issus de mesures effectuées sur des échantillons de parois seront confrontés à ceux provenant de simulations numériques afin d'analyser les effets des transferts couplés de chaleur et d'humidité, ainsi que d'évaluer la pertinence des modèles pour ce type de matériaux. Une seconde partie présentera l'analyse environnementale de plusieurs maçonneries en pierres naturelles dans le but de déterminer les principaux flux contributeurs de l'impact.

Mots-Clés : Analyse de cycle de vie, Transferts couples de chaleur et d'humidité, Composants de bâtiments durables

1 Introduction

L'étude conjointe des transferts de chaleur et d'humidité revêt une importance capitale sur de nombreux aspects liés aux constructions et plus particulièrement aux bâtiments. En effet, non seulement la présence d'eau va modifier le comportement thermique des matériaux,

ayant alors un impact direct sur les performances énergétiques et le confort des occupants ; mais elle peut également être à l'origine de pathologies entraînant des conséquences néfastes sur la durabilité des ouvrages et la santé humaine. Certains auteurs ont étudié les transferts hygrothermiques dans les roches (Vigroux et al., 2021), tandis que d'autres se sont intéressés aux modèles physico-mathématiques permettant de les simuler. Dans cet article, nous présenterons succinctement l'étude réalisée dans le cadre d'un travail de thèse, qui traite notamment des transferts hygrothermiques dans les pierres naturelles. L'objectif de la démarche est d'analyser le comportement de ces matériaux et de confronter les résultats numériques issus de simulations à des relevés expérimentaux faits sur des échantillons de parois en chambre bi-climatique. Pour l'analyse numérique, nous nous baserons le logiciel COMSOL Multiphysics qui intègre les modèles de bilan énergétique et de masse de l'ISO EN 15026. La seconde partie de cette étude sera consacrée à l'analyse de cycle de vie d'un panel de huit maçonneries en pierres naturelles calcaires. En effet, la nouvelle réglementation environnementale (RE2020) contraint les maîtres d'ouvrages à fournir les résultats de l'ACV de leur bâtiment pour obtenir le permis de construire. Les résultats présentés permettront d'alimenter une réflexion sur les pistes d'améliorations du bilan environnemental des produits en pierres naturelles.

2 Méthodologie

L'expérience en chambre bi-climatique a été menée à l'aide de deux caissons isolés thermiquement et étanches, instrumentés avec des capteurs de température et d'humidité (type HMP 60 de VAISALA), dont l'un contenait une résistance chauffante et l'autre l'évaporateur d'une machine frigorifique. La variation d'humidité est provoquée par l'utilisation alternée de solutions aqueuses à base de nitrate de potassium (KNO₃ : 94%HR), et de dessiccants au chlorure de calcium (CaCl₂ : 0%HR). À l'interface entre les deux caissons, un bloc d'isolant en polyuréthane découpé en son centre permet d'accueillir un échantillon de paroi instrumenté à l'aide de capteurs de températures (thermocouples type T) et de capteurs d'humidité relative (type HIH-4000-003 d'Honeywell). Des fluxmètres thermiques sont encollés sur les deux faces externes de la paroi à tester (Captec). Le cas présenté concerne une pierre de Tuffeau (Brézé 49260) de 4 cm d'épaisseur, sur laquelle est apposée une laine de bois de 2 cm d'épaisseur. À l'interface, les capteurs sont fixés dans une fine rainure. Selon les sollicitations thermo-hydriques, ce cas peut être assimilé à une solution

d'isolation thermique par l'intérieur ou bien par l'extérieur.

La modélisation des transferts couplés de chaleur et d'humidité a été réalisée à l'aide du logiciel COMSOL® Multiphysics en raison de sa large diffusion dans les domaines de l'ingénierie et de sa grande polyvalence. Cependant, peu de données sur les propriétés des matériaux sont directement intégrées au logiciel, contrairement à d'autres plus spécialisés exploitent des bases de données plus conséquentes, comme WUFI®. Il faut alors, soit les déterminer spécifiquement, ce que nous avons fait pour les pierres (Pestre et al., 2022), ou les extraire de la bibliographie. Pour la laine de bois, nous nous sommes ainsi basés sur les travaux de M. ASLI (Asli, 2021). Les deux modules du logiciel utilisés sont « transferts de chaleur en milieux poreux » et « transport d'espèces diluées en milieux poreux », ainsi que le couplage par un nœud multiphysique. Par conséquent, le stockage de chaleur et d'humidité, l'effet de la chaleur latente, le transport d'eau, ainsi que la dépendance à la température et à l'humidité des propriétés sont considérés.

L'analyse de cycle de vie a été réalisée après collecte des flux (matières, énergies, distances, déchets) de huit exploitations d'extraction et de transformation de pierres naturelles. Ces données d'inventaires ont été converties pour être rapportées à une unité fonctionnelle : « assurer la fonction d'un mètre carré de mur en pierre massive d'épaisseur comprise entre 20 et 32 cm, pour une durée de vie de référence de 100 ans ». La méthodologie utilisée correspond à celle des normes NF EN 15804+A1 et NF EN 15804/CN, référentes pour la déclaration environnementale des produits de construction. Le logiciel SimaPro version 9 et la base de données Ecoinvent 3.7 ont été utilisés pour la modélisation et l'évaluation de l'impact sur le cycle de vie (EICV). Les méthodes d'allocation des impacts utilisées sont celles des normes précitées.

3 Résultats et discussion

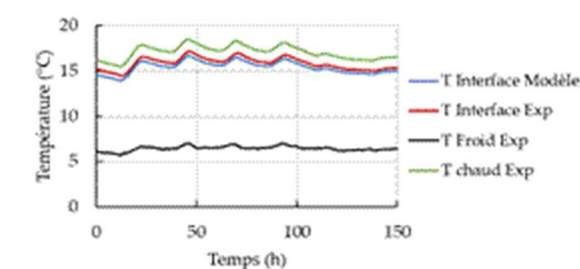
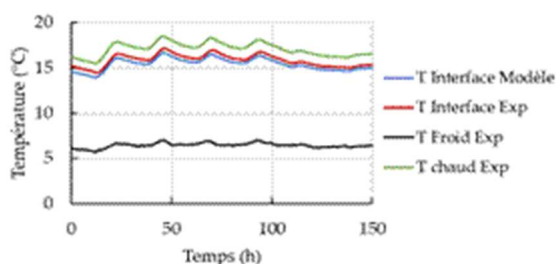


Figure 1 – Pierre de Tuffeau avec laine de bois du côté froid, type ITE (Modèle et Expérience).

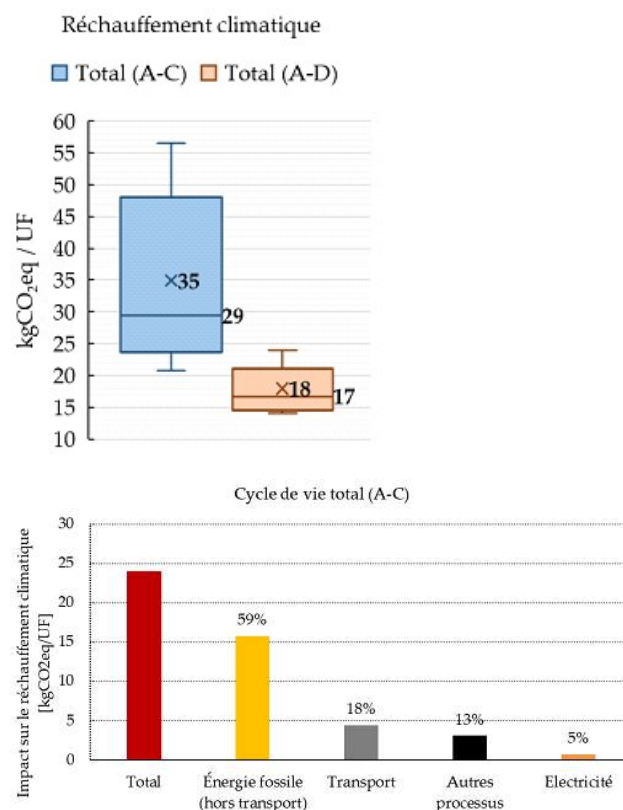


Figure 2 – À gauche : ACV des 8 maçonneries ; à droite : principaux flux contributeurs (ex. : Tuffeau)

La confrontation des résultats expérimentaux et numériques sur les transferts de chaleur et d'humidité permet d'apprécier la pertinence du modèle et la qualité des données d'entrée. Une première configuration type « isolation thermique par l'intérieur » nous a permis de constater que la température entre la pierre et l'isolant est proche de la température du côté froid. Ce phénomène peut être à l'origine de pathologies pour la pierre qui sera davantage exposée aux risques inhérents aux cycles de gel-dégel. De plus, la faible température en ce point peut être à l'origine de condensation et donc de dégradation des performances énergétiques et de la durabilité de la paroi. Dans la figure 1, représentant « l'isolation thermique par l'extérieur », la température entre l'isolant et la pierre est assez élevée, plus proche de celle du côté chaud. Bien que l'humidité relative soit globalement élevée du côté froid comme du côté chaud,

on remarque qu'elle reste moyenne entre l'isolant et la pierre. En considérant l'humidité spécifique à l'interface, on observe qu'elle est assez proche de celle du côté froid. En effet, la perméabilité à la vapeur d'eau de la laine de bois est supérieure à celle de la pierre. La température compense ce phénomène et avec ces matériaux, ce système d'isolation semble toutefois moins propice aux risques de condensation.

Les résultats des analyses environnementales présentées dans la partie gauche de la figure 2 nous montrent qu'une différence significative existe selon les étapes considérées dans le cycle de vie. L'inclusion des bénéfices et des charges au-delà du système, c'est-à-dire, le potentiel de recyclage, de réutilisation ou de réemploi des produits en pierre naturelle (A-D), permet de réduire l'impact, contrairement au cycle s'arrêtant à l'élimination des déchets (A-C). Il est à noter que les valeurs obtenues ne sont pas nécessairement représentatives de l'ensemble des exploitations de pierres calcaires françaises. Sur la partie droite de la figure 2, nous remarquons que le principal flux contributeur de l'impact est la combustion de combustibles fossiles hors transport. Cette consommation d'énergie serait partiellement liée à la dureté et à la résistance à l'abrasion de la pierre, mais aussi au rendement de l'exploitation. Pour minimiser ce flux, il faudrait donc augmenter le rendement, et recourir à des énergies moins carbonées. Avec le mix énergétique français pour la production d'électricité, nous remarquons que sa contribution est quasi négligeable. Un autre paramètre influent constaté serait l'épaisseur des produits. En effet, elle conditionne notamment le nombre de découpes nécessaires pour transformer le bloc brut en produit fini. S'agissant du fret, la masse transportée et la distance sont les deux facteurs prépondérants de l'impact. L'acheminement d'un produit fabriqué à 200 km est environ 10 fois moins impactant sur le réchauffement climatique que de le déplacer sur une distance de 2 000 km. Ceci est un bénéfice supplémentaire à la consommation de produits naturels locaux.

4 Conclusions

La pierre naturelle est un matériau de construction ayant démontré sa durabilité et ses possibilités architecturales. L'exploitation de cette ressource disponible pour un usage local, dans le respect des règles de protection de l'environnement, permet de proposer des produits de construction à faibles impacts environnementaux. Leur utilisation peut contribuer à atteindre les différents objectifs et engagements en faveur du climat, tel que la

stratégie nationale bas carbone ou la réglementation environnementale des bâtiments (RE2020). L'étude des transferts couplés de chaleur et d'humidité revêt une importance majeure pour éviter certaines pathologies du bâti, les problèmes de santé et la dégradation des performances énergétiques. Avec ces quelques exemples, nous avons montré que les modèles existants permettent de simuler efficacement les transferts couplés, dès lors que les données d'entrée que sont les propriétés des matériaux, sont adaptées aux produits. Toutes les solutions constructives disposent d'avantages dont il faut savoir tirer profit. Pour cela, il est nécessaire d'adapter la conception des projets aux sollicitations, en utilisant pertinemment des outils de conception et des données fiables sur les matériaux.

5 Références bibliographiques

- Asli, M., Sassine, E., Brachelet, F., Antczak, E., Hygrothermal behavior of wood fiber insulation, numerical and experimental approach. *Heat Mass Transfer* 57, 1069–1085 (2021). <https://doi.org/10.1007>
- Pestre, T., Antczak, E., Brachelet, F., Pallix, D., 2022. Multiphysical Characteristics of Limestones for Energy-Efficient and Sustainable Buildings Components. *J. Mater. Civ. Eng.* 34, 04022024. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0004158](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0004158)
- Vigroux, M., Eslami, J., Beaucour, A.-L., Bourgès, A., Noumowé, A., 2021. High temperature behaviour of various natural building stones. *Construction and Building Materials* 272, 121629. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121629>

Très petits pas vers un R+4 en terre crue porteuse?

Sylvie YOTTE¹, Octavian POP¹, Anne MILLIEN¹, Pascal MAILLARD²

¹ Univ. Limoges, GC2D, EA 3178, F-19300 Egletons, France.

² CTMNC

RESUME. Dans l'optique de réaliser un R+4 en terre crue porteuse, un des objectifs est de diminuer la variabilité de la résistance en flexion. Seules les solutions de renforcement sont envisagées ici. La diminution de la variabilité de la brique choisie est recherchée en testant différents renforts.

Mots-Clés : Terre crue, R+4, Variabilité

1 Objectif

On cherche à construire un bâtiment R+4 en terre crue porteuse. L'ATEX pour construire en terre crue non porteuse à Mayotte spécifie d'obtenir 6 MPa de résistance en compression caractéristique. S'il s'agit de résistance caractéristique, cela signifie que l'on prend le fractile d'une distribution. Si la distribution de la contrainte en compression a un écart type élevé il faut donc que la résistance médiane obtenue soit élevée. Si l'écart type est faible, la résistance médiane que l'on doit viser sera plus faible. L'objectif de ce travail est de tester des solutions d'amendement qui diminuent l'écart type dans une série d'essais. L'essai choisi est la flexion simple sur des éprouvettes 4x4x16 cm³. Cet essai est sélectionné car il est sensible aux défauts de surface et la fracture s'initie à partir des défauts de surface. La variabilité des résultats est amplifiée par cet essai. Par contre on va plus caractériser la résistance en traction que la résistance en compression.

2 Bibliographie

Laborel-Préneron et al [2016] soulignent que pour stabiliser la terre crue il existe 2 solutions courantes : additionner un liant hydraulique comme le ciment ou bien renforcer par des fibres. On s'intéresse ici au renforcement à l'aide de fibres. Parmi la multitude

d'auteurs ayant testé de la terre crue renforcée citons par exemple Calatan et al (2016) qui s'intéressent à l'augmentation de résistance en fonction du taux volumique de fibres. Dans le cas du chanvre, la résistance en compression croît avec le volume de chanvre ajouté, dans le cas de la paille la résistance en compression décroît avec le volume de paille ajouté. Koutous et al réalisent des essais de compression sur des éprouvettes avec 3 éprouvettes dans chaque cas. Le tableau 1 reprend les résultats obtenus. L'auteur arrive à obtenir une faible variabilité en renforçant avec des fibres. Par contre la variabilité est plus élevée en stabilisant uniquement à la chaux. Mostafa et al (2016) renforce avec des fibres de bananier. Il fait varier la longueur de la fibre et obtient un coefficient de variation pour la résistance en compression compris entre 0,015 et 0,022 et une résistance moyenne pour toutes les longueurs de 5,9 MPa. Par contre il s'agit de brique en terre compressée. Sharma et al (2016) réalise des éprouvettes en terre renforcée d'aiguilles de pin en compactant d'abord des couches de son mélange puis il les place dans le moule et il recompacte encore le mélange. Cela permet d'aligner plus de fibres dans la direction perpendiculaire à l'axe (essai de compression) et de les utiliser au mieux.

Tableau 1 – Synthèse des résultats de Koutous et al

Mélange	Contrainte maximale moyenne (MPa)	Coefficient de variation
Sable + terre	2,03	0,05
Ciment+sable+ terre	3,24	0,05
Chaux+sable+ terre	2,15	0,19
Paille d'orge+sable+ terre	2,74	0,07
Fibres de palmier+sable+ terre	3,25	0,04

En conclusion, on peut observer que la terre crue a un comportement fragile, avec une fissuration qui s'initie sur les défauts comme par exemple les pores. Or l'ajout de fibres conduit à ajouter des lieux potentiels d'initiation de défaut. On a donc une concurrence entre une fragilisation et un renforcement du produit par les fibres.

3 Matériau

Deux types de terre argileuse sont utilisées. Elles proviennent toutes les deux du nord de Limoges et du même fournisseur, et sont référencées avec les noms « terre rouge » et « terre jaune ». Trois renforts sont utilisés : de la paille vendue comme coupée à 2 cm (l'histogramme de répartition des tailles de paille est représenté sur la figure 1), de la laine et du lin. La paille et la laine sont utilisées malaxées avec la terre et le lin est utilisé sous forme de grille de maille 5 mm, 10 mm, et 15 mm.

Pour réaliser les éprouvettes renforcées de paille, la terre, la paille et l'eau sont d'abord malaxées ensemble puis étalées par couche de 5 mm de façon à orienter la paille dans le plan. Ensuite chaque couche est compactée l'une après l'autre dans le moule. Ainsi les fibres sont orientées dans le plan le plus sollicité lors de l'essai de flexion. L'inconvénient de cette méthode est le risque de fissuration entre les différentes couches. Les éprouvettes à base de fibres de laine sont réalisées de la même façon. Le taux massique de laine et de paille est de 1%. Cela permet d'utiliser plus efficacement les fibres puisque dans l'essai de flexion c'est la direction la plus sollicitée.

La quantité d'eau à la mise en œuvre est supérieure à l'optimum Proctor dans les 2 cas, en effet on détermine d'abord la courbe d'absorption des fibres puis l'eau de mouillage des fibres est rajoutée à la quantité déterminée initialement pour la terre seule. Cette quantité était déjà légèrement supérieure à l'optimum Proctor.

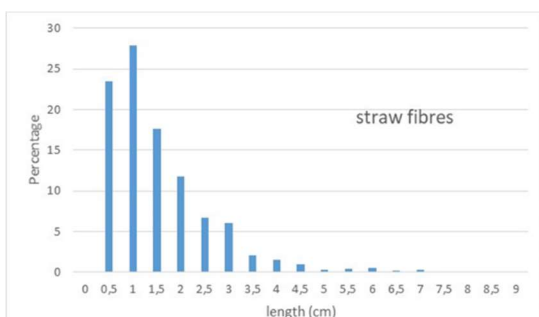
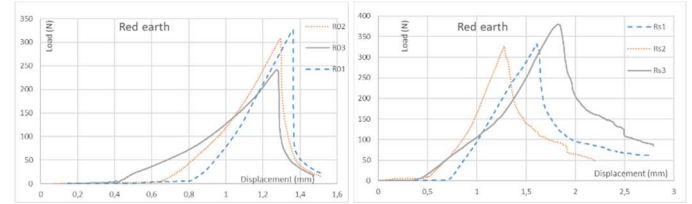


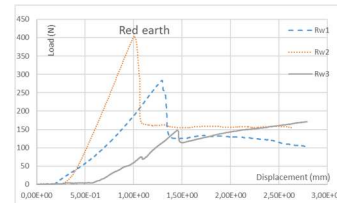
Figure 1 – Histogramme de répartition des longueurs de fibres

4 Essais de flexion et résultats



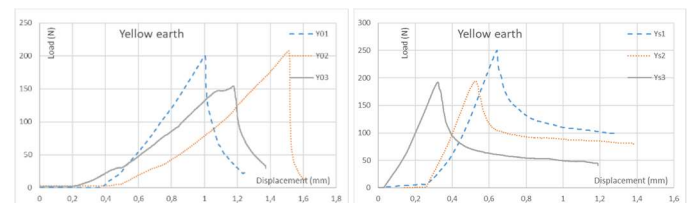
(a)

(b)



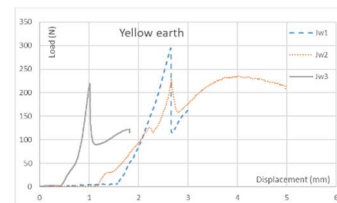
(c)

Figure 2 – Essais de flexion avec de la terre rouge (a) non renforcée (b) renforcée de paille (c) renforcée de laine



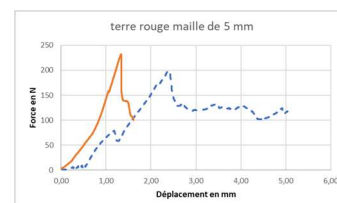
(a)

(b)

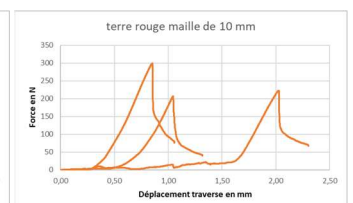


(c)

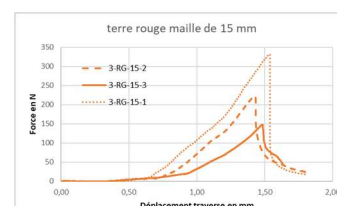
Figure 3 – Essais de flexion avec de la terre jaune (a) non renforcée (b) renforcée de paille (c) renforcée de laine



(a)



(b)



(c)

Figure 4 – Essais de flexion avec de la terre rouge renforcée de grilles de fils de lin (a) maille de 5 mm (b) maille de 10 mm (c) maille de 15 mm

Tableau 2 – Synthèse des résultats

Mélange	Force maximale moyenne (N)	Coefficient de variation
Terre rouge non renforcée	292	0,12
Terre rouge renforcée de paille	346	0,07
Terre rouge renforcée de laine	286	0,27
Terre jaune non renforcée	169	0,12
Terre jaune renforcée de paille	212	0,12
Terre jaune renforcée de laine	248	0,13
Terre rouge renforcée de lin (grille 5mm)	216	0,11
Terre rouge renforcée de lin (grille 10mm)	243	0,20
Terre rouge renforcée de lin (grille 15mm)	234	0,40

5 Discussion et conclusion

Le matériau terre rouge ou terre jaune a une influence sur le coefficient de variation. Pour la terre jaune le résultat semble plus stable que pour la terre rouge. Sur la terre jaune : il y a renforcement au niveau résistance (de 169 N sans renfort à 248 N avec la laine) mais il n'y a pas d'amélioration du coefficient de variation. La rupture est liée aux défauts présents dans le matériau et l'ajout de certaines fibres peut augmenter le taux de défauts dans le matériau. C'est ce qu'on a observé avec la laine pour la terre rouge, où la fibre ne se répartissait pas de façon homogène dans les éprouvettes. Le rajout de fibres de lin n'améliore ni la résistance ni la variabilité dans le cas des terres rouges. Par contre sa présence augmente les sites d'initiation possible de la rupture.

En perspective il sera important de réaliser mécaniquement le compactage de façon à se rapprocher plus de la réalisation industrielle. Les grilles de lin peuvent être une solution à condition d'en augmenter le nombre sur la hauteur.

6 Remerciements

Les auteurs remercient la société Terre de Lin et la tuilerie Litaud.

7 Bibliographie

Mostafa, M. and N. Uddin (2016). "Experimental analysis of Compressed Earth Block (CEB) with banana fibers resisting flexural and compression forces." *Case Studies in Construction Materials* 5: 53-63

Laborel-Préneron, A., et al. (2016). "Plant aggregates and fibers in earth construction materials: A review." *Construction and Building Materials* 111: 719-734

Koutous, A. and E. Hilali (2021). "Reinforcing rammed earth with plant fibers: A case study." *Case Studies in Construction Materials* 14:

Calatan, G., et al. (2016). "Determining the Optimum Addition of Vegetable Materials in Adobe Bricks." *Procedia Technology* 22: 259-265

Sharma, V., et al. (2016). "Enhancing durability of adobe by natural reinforcement for propagating sustainable mud housing." *International Journal of Sustainable Built Environment* 5(1): 141-155

Diagnostic d'altération sur les écuries du château de Chaumont-sur-Loire

K. Beck¹, M. Balawi¹, M. Ternoy¹, J. Mignon¹, S. Janvier-Badosa², R. Janvier^{1,3}, X. Brunetaud¹

1 Univ. Orléans, Univ. Tours, INSA CVL, LaMé EA7494, 8 rue Léonard de Vinci, F-45072 Orléans

2 Univ. Lorraine, CNRS, IJL, UMR 7198, F-54000 Nancy

3 Univ. Orleans, INSA-CVL, PRISME – EA4229, 8 rue Leonard de Vinci, F-45072, Orléans

RESUME. L'étude présentée concerne le diagnostic sanitaire du manège des écuries du château de Chaumont-sur-Loire. Les pierres de ce bâtiment présentent une forte altération par desquamation en plaques et en feuillets. La zone atteinte de desquamation est évolutive et sa surface a quasiment triplé en 20 ans de progression. Une inspection visuelle par caméra thermique a permis de localiser des zones humides, liées à une infiltration d'eau anormale par la toiture. Des prélèvements d'échantillons de pierre ont permis d'identifier la présence de sels solubles, tels que le gypse, à de très fortes concentrations dans les zones où l'altération est en cours de développement. Les zones où l'altération ne progressent plus, sont les zones où les teneurs en eau sont les plus grandes et où les teneurs en gypse sont les plus faibles.

Mots-Clés : Diagnostic, patrimoine bâti, tuffeau, desquamation, gypse

1 INTRODUCTION

La conservation des ouvrages nécessite une surveillance et des inspections régulières. Les ouvrages du patrimoine bâti sont bien souvent construits en maçonnerie de pierres calcaires. La durabilité de ces matériaux naturels est conditionnée par leurs propriétés intrinsèques mais aussi par l'environnement où ils sont mis en œuvre. Le château de Chaumont-sur-Loire et ses écuries sont construits en tuffeau, qui est une pierre calcaire sédimentaire typique des constructions du Val de Loire. Elle est composée de calcite, de quartz, d'opale, de micas et de minéraux argileux, mais elle est surtout

Matériaux caractérisée par sa forte porosité, de l'ordre de 45%, et par sa faible durabilité (Beck et al., 2003). Le travail présenté s'inscrit dans le cadre du projet DIANE (Diagnostic, Numérisation et Exploitation de données diachroniques : Chaumont-sur-Loire), financé par la Région Centre - Val de Loire, qui s'intéresse à la conservation et à la valorisation scientifique et touristique du Domaine régional de Chaumont-sur-Loire. Dans ce projet, le diagnostic sanitaire du château et de ses écuries a été réalisé par l'élaboration de cartographies des altérations des pierres des façades extérieures, puis par la caractérisation de prélèvements d'échantillons de pierres altérées. Ainsi, un total de 132 prélèvements a été effectué sur 9 zones distinctes, sélectionnées soit pour leur représentativité des altérations majeures rencontrées sur le monument, soit pour leur singularité liée à un défaut spécifique de conservation de l'ouvrage. L'objectif de l'étude présentée ici concerne le diagnostic sanitaire d'une des neuf zones étudiées correspondant au manège des écuries du château, présentant une forte altération par desquamations.

2 Matériaux et Méthodes

2.1 Zone d'étude et prélèvements

La zone d'étude se situe au niveau des Écuries du Château et plus spécifiquement sous l'avant-toit du manège. Ce manège est un ancien four de la verrerie qui existait avant les écuries. En effet, même si le château a été édifié à la fin du XVe siècle, les écuries actuelles ont été construites à la fin du XIXe siècle et ont subies diverses restaurations au XXe siècle. Cette zone présente une sévère altération par desquamations, générant des pertes de matière importantes et qui affecte cinq assises de pierre sous l'avant-toit. Une assise est constituée de blocs de pierre de 30 cm de hauteur et de 45 ou 90 cm de largeur. Des prélèvements d'échantillons de pierre ont été effectués par grattage de surface sur chacune des cinq assises dans la partie la plus altérée (Figure 1).

2.2 Méthodes

Des mesures par thermographie Infra-Rouge en mode passif ont été réalisées en février 2020 avec une caméra thermique FLIR E60bx durant une journée ensoleillée précédée de quelques journées pluvieuses. Les échantillons prélevés ont été caractérisés par différentes techniques d'analyse physico-chimiques. La teneur en eau a été mesurée par la masse des échantillons prélevés avant et après séchage dans une étuve à 60°C. La caractérisation minéralogique a été effectuée par Diffraction des Rayons X sur poudre afin d'identifier les

minéraux constitutifs de la pierre et de détecter de possibles minéraux exogènes (mesure en 2θ de 5° à 60° utilisant la longueur d'onde $\text{Cu-K}\alpha 1$). Les composés solubles, par la détermination en cations (Na^+ , NH_4^+ , Mg^{2+} , K^+ , Ca^{2+}) et anions (Cl^- , NO_2^- , NO_3^- , SO_4^{2-} , PO_4^{3-}), ont été quantifiés par chromatographie ionique en phase aqueuse. Le protocole de préparation des échantillons correspond à celui habituellement utilisé dans le cadre de la conservation du patrimoine bâti (Standard 13/83).

3 Résultats et discussion

La zone d'altération située sous l'avant-toit du manège présente une forte desquamation en plaques sur les trois assises de pierre supérieures, qui se trouvent juste en-dessous de l'avant-toit, ainsi qu'une forte présence d'algues vertes et de mousses s'étendant jusqu'à la quatrième assise. Une plante est même enracinée entre les pierres et l'avant-toit. Des traces d'efflorescences blanches et des desquamations en feuillets sont également visibles jusqu'à la cinquième assise. Cette zone a bénéficié d'un suivi photographique permettant d'observer l'évolution de l'étendue de l'altération sur une période de presque 20 ans (Figure 1). En 2003, seule la première assise est atteinte de desquamation en plaques, la deuxième assise étant recouverte d'efflorescence. La surface atteinte de desquamation en plaques a considérablement augmenté en seulement 10 ans, et a presque triplé. En 2013, trois assises sont desquamées et les efflorescences atteignent la cinquième assise. La vitesse de développement de cette altération est très grande comparée aux desquamations en plaques rencontrées sur d'autres monuments en tuffeau (Janvier-Badosa et al., 2016). Depuis 2013, la surface atteinte par les efflorescences n'a pas progressé mais les pierres ont continué à se desquamer, et la surface occupée par les algues a augmenté. La mesure par caméra thermique a ainsi permis la localisation de zones humides. Le toit en ardoise recevant la chaleur du soleil apparaît en rouge mais tout le mur en pierre apparaît en bleu clair de manière très homogène car non exposé au soleil direct. On constate toutefois une zone apparaissant en bleu foncé (zone plus froide car refroidie par l'évaporation de l'eau) correspondant à la zone présentant des fortes desquamations en plaques et une présence d'algue importante. Cette présence d'humidité a été confirmée par les mesures de teneur en eau des prélèvements (Tableau 1). En effet, ces zones froides correspondent à des teneurs en eau de l'ordre de 12%. La teneur en eau de la première assise, non visible sur l'image IR, est même de 20%, témoignant de la forte saturation en eau de la pierre, et expliquant l'importante

quantité d'algue dans cette zone. Cette forte présence d'eau anormale est certainement due à un défaut de l'étanchéité à la jonction de l'avant-toit et du reste du mur.



Figure 1 – Evolution de l'altération des pierres sur le manège des écuries et zone de prélèvements

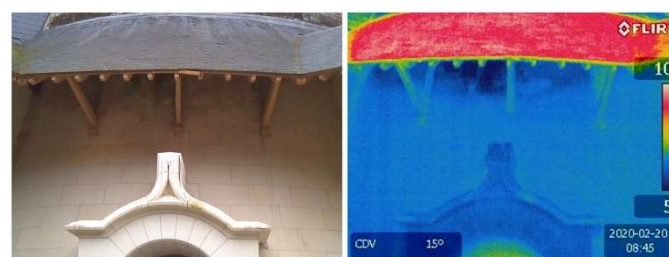


Figure 2 – Images de la zone d'étude par caméra thermique

La caractérisation minéralogique des prélèvements a montré la présence d'un sel exogène : le gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$. En effet, la figure 3 montre le diffractogramme du prélèvement n°5 de la pierre desquamée présentant des efflorescences blanches (Figure 1). La chromatographie ionique a détecté la faible présence de chlorure et de nitrate, qui serait lié à la possible présence de chlorure de sodium, et de nitrate de sodium ou de nitrate de magnésium, fréquemment rencontré dans le salpêtre. Elle a aussi permis d'avoir des mesures quantitatives du gypse, calculées à partir de la concentration en sulfates (Tableau 1). On remarque que le profil de teneur en gypse est inversement proportionnel au profil de teneur en eau dans la localisation du mur. En effet, elle est quasiment nulle dans les zones très fortement desquamées recouvertes par les algues où la teneur en eau est très grande, proche de la zone d'infiltration d'eau. Elle augmente progressivement pour devenir maximale dans l'assise où

s'arrête le front humide et où les efflorescences blanches sont localisées. La teneur en gypse dans cette assise est d'environ 20%, correspondant aux teneurs en gypse des desquamations en feuillets rencontrés sur d'autres monuments en tuffeau (Janvier-Badosa et al., 2014). Les mouvements d'eau ont donc déplacé et accumulé les sels solubles dans les assises de plus en plus éloignées de la zone d'infiltration d'eau. L'accumulation de ces sels est liée aux dégradations importantes par desquamations en plaques et en feuillets.

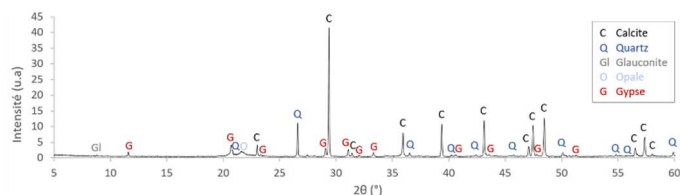


Figure 3 – Diffractogramme des Rayons X du prélèvement n°5

Tableau 1 – Résultats des mesures de la teneur en eau et de la chromatographie ionique

N° du prélèvement	Teneur en eau (%)	Concentration Cl- (mg/L)	Concentration NO3- (mg/L)	Concentration SO42- (mg/L)	Teneur en gypse calculée (%)
1	20,7	0,28	1,61	0,92	0,02
2	12,2	0,45	6,17	2,08	0,04
3	12,1	0,51	12,74	327,01	5,86
4	3,7	0,86	5,34	221,76	3,97
5	3,2	0,75	107,54	1207,37	21,64

4 Conclusion

Le diagnostic sanitaire réalisé sur le manège des écuries du château de Chaumont-sur-Loire a montré l'existence d'une zone atteinte de desquamations à la base de l'avant-toit. Cette altération est liée à la présence de sels solubles, principalement du gypse, amenés par une infiltration d'eau. Les teneurs en gypse sont très fortes dans les zones altérées, et quasiment nulles dans les premières zones dégradées où l'altération ne progresse plus car les pierres sont toujours humides et lessivées par les infiltrations d'eau. L'altération est évolutive et progresse d'année en année. Il serait donc urgent de réaliser un traitement par dessalement dans les zones à risque chargé en sels, et de résoudre le problème d'étanchéité de la toiture.

5 REFERENCES

Beck K., Al-Mukhtar M., Rozenbaum O., Rautureau M. (2003). Characterisation, water transfer properties and deterioration in tuffeau: building material in the Loire valley-France, *Building and Environment*, 38(9-10), 1151-1162. [https://doi.org/10.1016/S0360-1323\(03\)00074-X](https://doi.org/10.1016/S0360-1323(03)00074-X)

Janvier-Badosa S., Beck K., Brunetaud X., Al-Mukhtar M. (2014). The occurrence of gypsum in the scaling of stones at the castle of Chambord (France), *Journal of Environmental Earth Sciences*, 71(11), 4751-4759. <https://doi.org/10.1007/s12665-013-2865-2>

Janvier-Badosa S., Beck K., Brunetaud X., Al-Mukhtar M. (2016). Kinetics of stone degradation of the Castle of Chambord – France, *Int. J. of Architectural Heritage*, 10(1), 96-105. <https://doi.org/10.1080/15583058.2014.971194>

Standard NORMAL 13/83 Dosaggio dei sali solubili, Italy, 1983.

Actualités

Révision en cours de l'Eurocode 6 –Partie 3

L'Eurocode 6 - Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 3: Méthodes de calcul simplifiées pour les ouvrages en maçonnerie non armée est actuellement en cours de révision.

La France a voté contre lors du vote formel, compte-tenu de l'introduction d'une nouvelle formule pour le calcul du coefficient de réduction ϕ_s de la capacité portante d'un mur soumis à un chargement excentré (cas d'un mur de façade servant d'appui à un plancher). L'introduction de ce nouveau calcul réduit significativement la capacité portante des murs. La France a obtenu la possibilité d'un amendement du texte sous réserve de fournir les justifications nécessaires.

Début 2023, le CERIB, la société XELLA, la FFB et le CTMNC ont donc mené une campagne expérimentale sur des murs de maçonnerie, dont la pierre naturelle. Il en est ressorti que la formule introduite dans le projet de l'EN 1996-3 était conservative. Les discussions se poursuivent au sein de la commission de normalisation.

Concours Construire en pierre structurelle 2023 de l'ENSA Val de Seine

Le concours Construire en pierre structurelle 2023 est organisé par l'École nationale supérieure d'architecture Paris-Val de Seine en partenariat avec le SNROC et l'Association Les pierres sauvages de Belcastel.

Il a pour vocation de sensibiliser les étudiants à l'utilisation de la pierre dans les domaines contemporains de l'architecture. L'édition 2023 interroge la question de « La pierre adaptable ». La remise des prix est programmée le mercredi 10 mai 2023.

Pour revisionner la table ronde : ["La pierre adaptable"](#)

Congrès Français du Génie Civil : Ville du futur et changement climatique CFGC 2023

Le congrès Français du Génie Civil, organisé conjointement par l'AFGC, l'AUGC et l'École normale supérieure Paris-Saclay se tiendra à Gif sur Yvette du 23 au 25 mai 2023.

Informations

Il vise à réunir tous les acteurs du secteur de la construction autour des enjeux de demain pour l'aménagement urbain et la ville du futur face aux effets du changement climatique. Il fera état des avancées en termes d'innovations techniques et de recherches portant sur tous les thèmes du Génie Civil, depuis la réflexion sur l'urbanisme à la construction et la maintenance des ouvrages et infrastructures (bâtiments, ponts, gares, structures énergétiques, espaces souterrains ...), incluant la dimension environnementale et sociétale de la ville du futur.

[Congrès Français du Génie Civil : Ville du futur et changement climatique CFGC 2023 - AFGC](#)

Natural Stone Show 2023

Le Natural Stone Show est la seule exposition britannique dédiée à la pierre naturelle. Il a lieu tous les 2 ans et se déroule à Londres, du 6 au 8 juin 2023. Il célèbre cette année sa 14^{ème} édition.

[Natural Stone Show 2023 Conference](#)

SAVE THE DATE – 15^{ème} Journée Technique du CTMNC

Le CTMNC organise sa 15^{ème} Journée Technique le Mercredi 05 juillet 2023 à l'Espace Vinci (25, rue des Jeûneurs - 75002 Paris) sur le thème : **"La pierre naturelle : une solution green-tech aux défis d'aujourd'hui"**.

Elle vise à réunir les acteurs intéressés (carriers, bureaux d'études, architectes, aménageurs...) autour des thèmes de l'innovation, de la recherche, du dynamisme de la filière dans un contexte qui rend le matériau Pierre Naturelle très actuel.

Plus d'infos à venir

ROCALIA, le salon de la pierre naturelle

Rocalia résulte de la collaboration forte entre deux experts, Pierre Actual et GL events Exhibitions, qui ont décidé d'offrir à la filière de la pierre naturelle son salon professionnel. Seul salon de la pierre naturelle française, il se déroulera du 05 au 07 décembre 2023, au salon Eurexpo à Lyon.

[Rocalia, le salon de la pierre naturelle \(salon-rocalia.com\)](#)

Journées Nationales de la Maçonnerie

L'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, l'Ecole Centrale de Lyon et INDURA organisent à l'Ecole Centrale de Lyon les jeudi 8 et vendredi 9 juin 2023 la 4ème édition des Journées Nationales de la Maçonnerie.

<https://jnm2023.sciencesconf.org/>