

PEDRA

26 juillet 2015

Ouvrages en pierre ou faiblement hourdés

Porteur

Eric VINCENS, Ecole centrale de Lyon – LTDS

Mots clefs

Ouvrages, pierre, expérimentation, modélisation, conception, maintenance, vieillissement, soutènement, barrage, pont

Partenaires

- Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales (CETMEF)
- Chambre de Métiers & de l'Artisanat de Vaucluse (CMA84)
- Laboratoire-Département Génie Civil et Bâtiment (DGCB-ENTPE, LTDS-ENTPE)
- Direction Régionale des Affaires Culturelles de Rhône Alpes (DRAC)
- EDF – Centre d'Ingénierie Hydraulique (EDF – CIH)
- Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique (GeM-EC Nantes)
- ITASCA Consultants
- Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR-LCPC)
- Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes (LTDS-ECL)
- Centre d'Etudes et d'Expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement (CEREMA-SETRA)
- Laboratoire Navier (Navier-Ecole des Ponts ParisTech)

Résumé

Les ouvrages en pierre sèche ou faiblement hourdés ont la particularité de :

- Constituer un patrimoine important parfois très ancien et à fort enjeu industriel ou paysager. Il s'agit d'ouvrages d'art accompagnant les aménagements ferroviaires, les barrages en enrochements et perré des Alpes ou Pyrénées, les protections de berges, les murs de soutènement en pierre sèche (MSPS) le long des routes et voies ferroviaires, tout le patrimoine rural en pierre sèche, murs de soutènement formant les terrasses agricoles, ouvrages barrant les talwegs et luttant contre l'érosion ;
- d'être composés de blocs non liés ou très faiblement liés. Les efforts transitent dans ces ouvrages, qui sont de nature « discrète », par des contacts ponctuels ou par des plans de contact. Une grande part d'énergie de déformation est susceptible d'être dissipée au niveau de ces contacts par frottement. Il s'agit d'une spécificité de ces ouvrages qui sont très souples et « préviennent » avant rupture.
- d'être une solution technologique constructive délaissée depuis les années 1940, parfois dès le début du 20ème siècle pour les murs de soutènement en pierre sèche. On ne peut que constater la perte de savoir technique qui a concouru à l'abandon de cette technologie et l'absence de connaissances scientifiques propres à ces ouvrages.
- De ne pouvoir être systématiquement modélisés avec les outils numériques classiques. C'est le cas des barrages en enrochement ou certains ouvrages en maçonnerie pour lesquels la taille du bloc est proche de la taille de l'élément fini. Les limites des approches continues pour modéliser le comportement des ouvrages non hourdés ou faiblement hourdés sont mal connues. Les nouveaux outils se fondant sur la nature discrète de ces ouvrages ne sont pas encore qualifiés. Il y a ici une forte lacune de validation de la modélisation.
- Susciter l'interrogation des donneurs d'ordre confrontés à la tenue de tels ouvrages alors que le changement climatique et certains événements récents invitent à réévaluer les niveaux de l'aléa. L'absence de connaissance scientifique relative au fonctionnement de ces ouvrages incite à la prudence et laisse les donneurs d'ordre démunis face à un parc vieillissant.
- Ne pas avoir fait l'objet d'études approfondies permettant de mieux cerner leur apport face aux enjeux posé par le développement durable. Ces ouvrages participent à l'aménagement du territoire, à la qualité du patrimoine architectural et paysager dans des zones à forte attractivité touristique et sont composés de matériaux locaux ne résultant pas d'un process industriel énergivore.

L'objectif du projet est de donner aux bureaux d'études et donneurs d'ordres :

- Des outils scientifiques et numériques adaptés à l'évaluation de la performance des ouvrages en pierre peu ou non hourdés durant leur durée de service. Cette performance ne peut être acquise qu'à l'aide d'outils de dimensionnement fiables dont la validation s'appuie sur le retour d'expérience du fonctionnement de tels ouvrages, l'auscultation de modèles réduits ou de prototypes.
- Des outils d'aide à la décision adaptés, pour les donneurs d'ordre ou gestionnaires permettant :
 - une gestion optimisée de l'ensemble des ouvrages en pierre existant
 - de mieux cerner les atouts de la solution technologique « pierre » vis-à-vis des enjeux du Développement Durable

Sommaire

Réponse apportées aux relecteurs.....	p 4
Livrable 1 : Expérimentation ; Essais d'identification.....	p 14
Livrable 2 : Modélisation ; Modélisation des blocs et calage des modèles.....	p 16
Livrable 3 : Expérimentation ; Essais de validation.....	p 21
Livrable 4 : Gestion du patrimoine - ACV.....	p 30
Livrable 5 : Modélisation ; Validation sur ouvrages.....	p 40
Livrable 6 : MSPS ; Amélioration de la technique de construction, réparation.....	p 55
Livrable 7 : Barrages ; Amélioration de la technique de construction, réparation.....	p 56
Livrable 8 : Abandonné	
Livrable 9 : Ponts ; Amélioration de la technique de construction, réparation.....	p 62
Valorisation :.....	p 63

Projet C2D2 PEDRA

« Ouvrages en pierres sèches ou faiblement maçonnés »

Réponses apportées par les porteurs du projet aux observations des relecteurs

Tout d'abord, les porteurs du projet remercient les relecteurs pour l'intérêt qu'ils ont porté au projet et pour leurs questions qui permettront tout à la fois d'améliorer la qualité du rapport et d'approfondir le travail effectué.

Observations générales

§ *Certaines ambitions scientifiques, notamment celles relatives à l'apport des modèles discrets à la modélisation de divers ouvrages en pierre, sont concrétisées et prometteuses. Ainsi, par exemple, les résultats obtenus sur la modélisation discrète en 2D du pont de Chaldecoste, lors de la phase de décintrage, ainsi que la méthodologie proposée, sont dignes d'intérêt. On regrette beaucoup toutefois que le développement de modèles 3D discrets d'ouvrages réels n'ait pu être mené jusqu'à son terme.*

Réponse : effectivement, le modèle 3D de l'ouvrage d'art est disponible, reste à réaliser la campagne de mesures in situ pour un chargement réglementaire (tandem) qui permettra de valider les phénomènes observés sur cet ouvrage précis. Le nombre de techniciens à l'ENTPE ayant fortement diminué suite à des départs ou mutations, il n'a pas été possible dans le temps imparti d'effectuer cette tâche, mais elle est planifiée pour l'automne 2015.

§ *Il n'a pas été possible de fournir, dans le cadre du projet, les outils d'aide à la décision initialement prévus pour les maîtres d'ouvrages. Des travaux complémentaires substantiels devront être poursuivis en réponse à cet important besoin.*

Réponse : l'objectif était sans doute trop ambitieux, cette tâche incombait en partie à IFSTTAR et au CEREMA, le mouvement de personnel tous les 3ans au sein des services de l'Etat ne facilite pas l'avancement d'un tel travail, la décentralisation de la gestion des ouvrages et des routes ne facilitant pas non plus la collecte de données. Aucune personne n'est spécifiquement affectée à cette tâche qui relève plus d'initiatives à côté des nécessités de service. Le mouvement est cependant lancé et le GIS MAGIS qui devrait être créé autour des ouvrages en maçonnerie devrait permettre d'accélérer ce rythme.

§ *De même, le projet n'a pas abouti à la mise au point d'outils scientifiques et numériques utilisables par des bureaux d'études. Les essais d'application de méthodes d'homogénéisation et*

de calcul à la rupture ne sont pas, en l'état, suffisamment poussés pour pouvoir être utiles aux concepteurs d'ouvrages.

Réponse : en réalité, nous avons montré qu'il existait certains outils commerciaux capables de répondre à certaines questions dans le cadre de projets spécifiques et en ce sens-là, une partie de l'objectif a été rempli. On peut néanmoins, il est vrai, se poser la question de la capacité d'un BE à manipuler ce type d'outil, mais ceci est vrai pour tout outil un tant soit peu sophistiqué. Nous avons pu aussi montrer que la méthode à la rupture, malgré ses hypothèses simples, était un outil tout à fait valable pour dimensionner les ouvrages de soutènement de talus, qui donne des résultats avec une incertitude légèrement supérieure à celle obtenue avec des méthodes plus sophistiquées. Des abaques construits à l'aide de cette technique de calcul ont été réactualisées avec, par ailleurs, prise en compte de la cohésion du sol. Ces abaques sont inclus dans un document plus général traitant du dimensionnement-réparation des MSPS de talus, document qui sera présenté à la sous-commission préparant la C2P en octobre 2015 où il pourra être défini comme Règles Professionnelles ce qui est une réelle avancée pour les professionnels du secteur. Pour ce qui est des murs de soutènement routier, l'objectif n'a pas été rempli mais des avancées ont pu être effectuées et ont montré toute la difficulté de maîtriser des expériences à l'échelle 1 notamment la maîtrise du chargement. Numériquement, certains problèmes inattendus ont pu être soulevés et n'ont pas pu être résolus dans le cadre du projet. Ce problème est néanmoins maintenant résolu pour ce qui est du cas de la modélisation discrète et une publication scientifique sur la base d'essais sur maquette échelle 1/10 est en cours de rédaction. Nous sommes donc en train de valider la méthode aux éléments discrets pour le calcul des MSPS routier, néanmoins la validation n'est que partielle et devra se baser sur des expériences à l'échelle 1. Ces dernières sont prévues dans le cadre de la thèse de Benjamin Terrade (IFSTTAR-Ecole des Ponts ParisTech-ENTPE) au premier semestre 2016. La validation de la méthode à la rupture est aussi en bonne voie. Pour les ouvrages d'art, la validation de la méthode aux éléments discrets n'est que partielle mais nous avons pu montrer l'apport de cette méthode au calcul des ouvrages en pierre faiblement hourdés. Pour ce qui est des barrages en enrochement, certaines choses existent déjà mais une validation plus complète de la méthode aux éléments discrets (déjà entamée en 2004 au travers de la thèse de Rémi Deluzarche, thèse ECL) impliquant les essais réalisés dans le cadre du projet PEDRA devrait être menée dans le cadre du Projet National « Barrages et séismes ». La méthode du calcul à la rupture est en cours de validation par l'IFSTTAR sur la base des essais échelle 1/10, en cours à l'ENTPE. Une publication sur ce sujet vient d'être acceptée dans la revue *Materials and Structures*.

§ *Très peu d'analyses de sensibilité des modèles à des variations des paramètres d'entrée ont été conduites. Ces dernières auraient pu être réalisées par exemple en s'appuyant sur les écarts-types extraits des essais mécaniques sur matériaux.*

Réponse : Effectivement, c'est une lacune du projet mais le but était déjà de prouver qu'en prenant des propriétés moyennes, ce qui naturellement s'opère au niveau de l'ouvrage, nous arrivions à nous approcher des résultats trouvés in situ. Ce travail devra être fait dans l'avenir, et deviendra indispensable si un dimensionnement de type Eurocode est envisagé.

§ *Il serait sans doute souhaitable, même dans le cas d'un partenariat avec un industriel privé qui développe ses logiciels commerciaux, d'utiliser d'autres logiciels libres de modélisation de milieux discrets tridimensionnels, pour comparer les résultats et les potentiels de ces outils en plein développement.*

Réponse : un logiciel commercial semble assurer un équilibre entre convivialité pour l'utilisateur et sophistication minimale du traitement des contacts dans le cadre des milieux discrets. Les nombreuses publications réalisées à l'aide des outils ITASCA ont toujours montré, dans le cadre des études menées, leur pertinence. En outre, la comparaison entre résultats produits par des logiciels est toujours laborieuse et difficilement valorisable alors que l'énergie à consacrer à une telle étude est conséquente. Les travaux menés sur les outils éléments discrets dans le cadre du PPF CEGEO pour les matériaux granulaires et auquel le LTDS a participé l'a clairement montré.

Remarques particulières

Sur le livrable 1 « Essais d'identification »

§ *Les expérimentations conduites en laboratoire ont été correctement réalisées, mais elles conduisent à peu d'innovations réelles, ou de données nouvelles, par rapport aux résultats disponibles dans la bibliographie. Il y a là sans doute un gain d'expérience pour les laboratoires concernés, et les doctorants impliqués.*

Réponse : nous sommes d'accord avec l'analyse faite ici. Toute expérience apporte un gain de compétences, ce qui a été le cas ici.

Sur le livrable 2 : « Modélisation des blocs et calage des modèles »

§ *Concernant un des thèmes (barrages), il est mentionné que la modélisation discrète n'a pas été tentée. Dans ces conditions, l'affichage de 100% de réalisation est sans doute discutable. Par ailleurs, les deux modèles présentés dans le rapport concernant les murs de soutènement, et l'utilisation du logiciel PFC pour simuler une rugosité apparente, apparaissent relativement basiques.*

Réponse : effectivement, le 100% était en lien avec les modélisations envisagées et non pas sur l'ensemble des ouvrages. Un 75% remplacera le 100% dans le nouveau rapport. Pour ce qui est de la modélisation de la rugosité réelle, c'est à dessein que nous nous sommes tournés vers un modèle où la rugosité géométrique était abandonnée. L'usage de la rugosité géométrique en 2D s'est avéré décevant car incapable de permettre un transfert correct des efforts entre blocs. Lors d'un cisaillement, la dilatance induite dans le joint par la rugosité géométrique conduit à la rupture de contacts entre blocs qui ne deviennent plus assez nombreux pour pouvoir transmettre l'information de manière satisfaisante. Le comportement de l'interface qui en résultait s'éloignait trop d'un comportement que l'on serait en droit d'attendre d'un contact bloc-bloc réel. Une tentative de création d'une vraie rugosité géométrique ne peut être envisagée qu'en 3D mais le coût en temps de calcul sera alors prohibitif. Le modèle de rugosité choisi est donc le seul qui permettait d'arriver à l'objectif de calcul d'ouvrage que l'on s'était fixé avec des temps de calcul raisonnables.

Sur le livrable 3 : « Essais de validation »

§ *C'est certainement le domaine dans lequel l'innovation et l'apport de données nouvelles sont les plus probants. La coopération avec des professionnels extérieurs au monde académique a été réelle, et les synergies entre les différents acteurs ont permis l'atteinte des principaux objectifs affichés.*

Réponse : la synergie a très bien fonctionné et se poursuit. On ne peut étudier les ouvrages en pierre sèche sans l'expertise des professionnels et les scientifiques restent à leur écoute, d'où la participation de certains partenaires de PEDRA, issus du monde académique, aux journées de formation proposées aux prescripteurs (architectes du Patrimoine, techniciens des services de l'Etat ou des collectivités territoriales notamment) par la Fédération Française des Professionnels de la Pierre Sèche.

§ *Concernant le modèle 1:1 de MSPS (carrière de Saint-Saturnin-lès-Apt), le chargement d'une plaque a transité dans un remblai purement frottant. D'une part, ce cas est-il courant sur les 1040 MSPS concernés ? Pense-t-on que les résultats de cette étude puissent éclairer les cas où les matériaux en arrière du perré présentent une cohésion ?*

Réponse : en général, le matériau des talus naturels possède un certain degré de cohésion mais la prise en compte de cette dernière dans le calcul d'un mur de soutènement, quel qu'il soit, est encore sujet à polémique parmi les géotechniciens car pouvant disparaître par action de l'eau. Il y a alors deux approches : lorsque la cohésion est faible, cette dernière est négligée où alors l'approche qui consiste à n'en garder qu'une fraction. On a pu voir des cas où des murs de soutènement en maçonnerie de blocs creux sont tombés suite à la poussée de l'eau s'accumulant contre le mur lors d'orages en amont du mur... mais le terrain derrière était complètement resté en place. Finalement qui soutenait qui ? Des mesures de déplacement de MSPS réalisés dans le cadre du projet PEDRA à Felletin laissent aussi songeurs : suite aux vibrations dues au passage du camion qui assurait le chargement sur le remblai, des déplacements ont été observés, non pas en direction du vide, mais en direction du sol. Le matériau granulaire de remplissage entre le talus et le mur s'est compacté dus aux vibrations, l'inclinaison des lits de pierre vers le sol ayant ensuite permis ce mouvement des blocs du mur.

L'usage d'un matériau frottant permettait de contourner toute difficulté en assurant un contact qualitativement maîtrisé, du matériau granulaire contre le mur.

Cependant, comme attendu, le retour des professionnels a montré que le dimensionnement des MSPS sans prise en compte de la cohésion conduit à des murs surdimensionnés par rapport à leurs pratiques. C'est pour cela que les abaques de dimensionnement ont été réactualisés dans la préparation des Règles Professionnelles avec prise en compte de la cohésion, sans que pour cela une validation ait été menée sur une expérience à échelle 1 avec un tel remblai. Un modèle de Mohr-Coulomb pour l'interface mur-remblai a été supposé ce qui est très classique en géotechnique pour mener les calculs. Il est envisagé dans l'avenir, dans le cadre de nouveaux projets sur cette thématique d'investir dans la mesure de la transmission des efforts du remblai vers le mur.

§ *D'autre part, il est étonnant que l'étude n'ait pas pris en compte, avant l'expérience, la question de la diffusion des contraintes qui, dans le cas de l'élasticité, est bien connue et pouvait servir d'estimation préalable (« 27° », ce qui exclut l'intérêt des chargements à 2 et 4 m pour une hauteur de mur de 2,3 m). Ensuite, il existe une approche analytique plus précise pour le dimensionnement des écrans de soutènement, avec les diffusions de contraintes de type Graux ou Boussinesq, permettant de déduire des pressions résultantes sur le parement côté terre. Elles ne sont ni mentionnées ni utilisées en estimation préalable des valeurs recherchées – c'est sans doute regrettable.*

Réponse : Les essais à 2 et 4 m ont été fait pour calibrer l'essai et vérifier le comportement au poinçonnement du sol seul, avant de tester l'interaction avec le MSPS. En effet, les charges prédites étaient très proches de celle mettant en plasticité le sol par simple poinçonnement. Ces essais ont permis d'adapter l'étendue de mesure des capteurs en fonction des tassements mesurés.

La confrontation avec la théorie de Boussinesq constitue sans doute une lacune au travail. Cependant, la théorie de Boussinesq est une théorie élastique dans le cas d'un milieu semi-infini. Bien qu'elle soit à la base des calculs de fondations superficielles, nous n'avons aucune idée de l'approximation de cette théorie lorsque le sol rentre en plasticité. Nous avons voulu opérer par validation « en aveugle ».

§ *Enfin, on s'interroge sur la domination de l'effet de poinçonnement du gravier sur la transmission de contraintes, qui signifie que même avant « rupture » (non clairement définie) du mur, il y aurait dépassement d'un seuil de tassement du remblai, lequel pourrait être considéré comme non tolérable en soi.*

Réponse : nous sommes tout à fait d'accord sur ce point. La rupture du mur est définie ici comme l'apparition d'un palier maximal pour l'effort concentré sur le remblai alors que les blocs du mur subissent des déplacements importants et que le mur n'assure plus sa fonction. Cette définition ne prend pas en compte l'éventuelle « rupture » du remblai qui ne serait pas admissible in situ. Ceci sera précisé dans le rapport.

Un soutènement routier devrait effectivement être dimensionné sur un critère de déformation. Ici, nous voulions confirmer, qu'en prenant une distance équivalente à la moitié de la hauteur du mur, on pouvait s'affranchir de la prise en compte de l'effort concentré. Lorsque les modèles analytiques et numériques seront validés, le travail se portera sur la définition d'un critère en déformation qui ne pourra d'ailleurs être établi, dans un premier temps, que sur la base du modèle numérique car la méthode à la rupture ne donne pas accès au champ de déformation du mur. Les critères limitant la déformation des chaussées devraient nous permettre de statuer sur la déformation maximale pour le mur que l'on doit exiger.

§ *Pour ce qui est du modèle 1:10 de perré de barrage, l'effort est directement celui d'un enrochement, toutes proportions gardées, augmenté par l'inclinaison progressive du modèle dans le champ de gravité. Lors du test sans perré, l'inclinaison de rupture est donnée (46/48°) mais il n'est fait mention d'aucun détail sur la répartition et la cinématique observée dans cette rupture. Celle-ci s'est-elle produite dans la zone de rupture du perré de la 2ème expérience ?*

Réponse : Effectivement, il s'agit d'un oubli qui sera corrigé dans le rapport. L'essai sur remblai seul, sans perré, a montré un détachement des grains vers le vide de manière assez aléatoire sur la face de l'ouvrage. Néanmoins, une tendance vers un nombre plus conséquent de détachements de grains vers la crête du barrage à mesure que l'inclinaison du support augmentait a pu être noté.

§ *De manière générale, l'une des difficultés de ces modèles réside dans le nombre élevé d'inconnues (relativement aux observables), notamment pour ce qui a trait à l'interaction effective entre sol (ou remblai) et structure Aussi, compte tenu de la variété supposée des sols au contact des ouvrages en pierre sèche et de la difficulté courante que représente leur caractérisation, il conviendrait de s'interroger sur le champ et les modalités d'application des résultats actuels de ces études.*

Réponse : Notre projet a validé des procédures d'essai et des méthodes de calcul, et en aucun cas donne des résultats directement utilisables en pratique car valable que pour les matériaux testés, ce qui est classique en géotechnique. Les études ont permis cependant de mettre en avant les phénomènes principaux, de les quantifier et de les modéliser. Les résultats qui peuvent être transmis à la profession s'accompagnent de coefficients de sécurité en usage pour les ouvrages géotechniques. Le problème de l'interaction sol-structure est celui qui existe pour tout mur de soutènement et les règles qui s'appliquent pour les MSPS peuvent être celles déjà en vigueur dans la profession. Notamment, pour le cas des murs rugueux, ce qui est le cas ici, l'angle de frottement dans l'interface peut être pris égal à celui du sol. Le projet ANR-PN SOLCYP a montré la validité de l'approche pour les interfaces rugueuses.

Les abaques de dimensionnement des MSPS de talus sont déjà utilisés dans la profession, ils ont été construits sur la base de calculs à la rupture en tenant en compte d'un coefficient de sécurité usuel (Fascicule V 62) de 1,5. Ils ne concernent que les murs plans ou quasi-plans, qui sont les plus représentatifs du parc existant. Ils ne traitent pas le cas des murs courbes qui reste un problème ouvert. L'état d'avancement de la recherche sur les MSPS routier ne permet pas encore d'envisager un transfert vers la profession, d'autant plus qu'ici la déformation du mur sera aussi liée à sa rigidité donc à l'agencement et la forme des blocs. Ce n'était pas le cas pour les MSPS de talus. De nouvelles expériences sur maquette 1/10 ou à l'échelle 1 seront nécessaires avant de pouvoir proposer des règles incluant les murs de soutènement routier. Le travail est néanmoins en cours.

Sur le livrable 4 : « Gestion du patrimoine – ACV »

§ *Les analyses présentées sont d'un très bon niveau et la collaboration entre les divers laboratoires concernés, les services gestionnaires et les entreprises associées au projet a permis d'atteindre les objectifs fixés.*

Réponse : SO

Sur le livrable 5 : « Validation sur ouvrages »

§ *Pour les ponts, une validation partielle (2D), et sur l'étude du décintrage, a été réalisée. Une ébauche d'un modèle géométrique en 3D a été fournie, sans qu'aucun cas de charge n'ait pu être testé.*

Réponse : le chargement in situ est prévu pour automne 2015.

§ *L'analyse isolée du décintrage met de côté l'historique des contraintes et déformations subies par le pont au cours de sa construction : réaction et déplacement du sol encaissant des fondations et culées du pont – le sol ne peut être assimilé à un appui fixe – de même pour le cintre, déformable. Le bilan contraintes / déformations dans le pont à l'instant précédant le décintrage devrait être pris en compte.*

Réponse 1 : Le pont a été fondé sur le rocher, l'influence de la souplesse du sol de fondation est alors négligeable. Les calculs numériques ont montré que les conditions aux limites latérales, cinématique ou du type distribution de contrainte ne jouait que très peu sur les résultats. Par contre, la déformation du cintre peut avoir un effet sur la zone où finalement le contact entre

voussoirs va s'établir : du côté de l'intrados ou dans une zone décalée plus vers l'extrados. Nous n'avions pas envisagé d'aller dans cette finesse de détail, nous intéressant qu'aux phénomènes physiques majeurs et aux ordres de grandeur. Il faut se rappeler que l'ouvrage est construit à la main avec des voussoirs non taillés et le voussoir de clef enfoncé à la massue sans que l'opérateur ait une idée de la précontrainte s'appliquant sur la voûte avant décintrement. Néanmoins, la très faible valeur de la flèche en clef lors du décintrement nous indique la qualité du travail de construction mené par les professionnels.

Réponse des relecteurs:

Le terme « négligeable » utilisé pour qualifier l'influence de la souplesse du sol de fondation a un caractère relatif. Le terme de « rocher » n'a pas de signification géomécanique absolue. Peut-on démontrer, au moins par un calcul estimatif, que son rôle est négligeable dans la contribution aux contraintes/déplacements en clé au décintrement ? « La très faible valeur de la flèche en clef » laisse à penser que ce qui peut être perçu comme « négligeable » devrait être pris en compte. Si « les calculs numériques ont montré que les conditions aux limites latérales, cinématique ou du type distribution de contrainte ne jouait que très peu sur les résultats », peut-on disposer d'une estimation plus quantitative de ce que ce « très peu » recouvre ?

Réponse 2 : On rappelle que le décintrement est effectué alors que le remplissage par la grave non traitée n'a pas encore été effectué.

Rôle du rocher de fondation

Le cintre repose sur le rocher avec le pied du cintre accolé au pied de la voûte. Avant le décintrement, les efforts verticaux transitant par le cintre arrivent sur la fondation en un point très proche de la voûte. Les tassements de la fondation se sont produits dès la construction et pour la zone de fondation au-dessous des tympans, et pour une zone sous le cintre mais accolée à la voûte. Le rocher étant un matériau continu, un tassement est alors existant entre ces deux zones sous le pied de la voûte assurant une transition entre ces deux zones reprenant des chargements différents. Lors du décintrement, le point de pression maximum qui était sous le pied du cintre ne se décale que de quelques cm pour se trouver sous le pied de voûte. On n'attend pas ici que ce transfert de zone de chargement engendre des tassements supplémentaires significatifs. Par ailleurs, un calcul élastique de fondation chargée uniformément par un ouvrage simplifié représentant le pont (le sol de fondation est en schiste) montre que les tassements attendus sont de l'ordre de 0.1mm. Ce calcul a été fait en considérant un parallélépipède de largeur celui du tympan (2.5m), de hauteur prise à l'extrados de la voûte (l'ouvrage n'était pas achevé lors du décintrement), de dimension transversale la dimension transversale du pont et plein (le matériau du tympan situé au-dessus de la voûte et non pris en compte est compensé par le fait que l'on suppose qu'entre les deux tympans, le pont est rempli de blocs de schistes)

Rôle des conditions aux limites latérales

Si l'unité maîtresse du déplacement est le mm, la modification des conditions aux limites latérales par des conditions de type distribution de contrainte n'a affecté le déplacement en clef de voûte qu'à la deuxième décimale. Ce résultat était attendu car le poids du pont est faible pour mobiliser les éléments hors-voûte (tympans). On attend néanmoins un rôle beaucoup plus important de la nature des conditions aux limites latérales pour des chargements de service lourds et en ce cas-là une attention particulière devra être apportée à ces dernières.

§ *La non-uniformité du contact entre les voussoirs de clef du pont doit-elle être considérée comme un manquement à la bonne pratique ou un phénomène inhérent à ce type de construction ?*

Réponse : elle est certainement liée à ce type de construction non industrialisée où les blocs ne sont pas taillés par une machine. On peut néanmoins se poser la question des ouvrages en maçonnerie de taille. L'incertitude de la taille des blocs, même si celle-ci semble propre, ne peut-elle pas conduire à ce type de phénomène bien que moins accentué ? Une phrase a été rajoutée dans le rapport.

§ *Les chercheurs précisent que la concentration de contrainte dans les voussoirs de clef expliquerait certaines fissures présentes dans les ouvrages existants. Un calcul était-il utile ou nécessaire pour parvenir à cette conclusion ? Y a-t-il vraiment d'autres explications possibles ?*

Réponse : les ouvrages en maçonnerie de pierre sont souvent des ouvrages surdimensionnés à la construction. Les calculs ont montré que malgré la concentration de contraintes, on était très loin de la résistance à la rupture par compression. La rupture du matériau pierre provient d'une conjonction de causes : micro-fissuration, effet du gel-dégel et concentration de contraintes. Le calcul était donc utile pour comprendre hors effet de micro-structure, les phénomènes en jeu.

§ *Les approches continues présentées (homogénéisation et calcul à la rupture) sur les autres types d'ouvrages ne sont pas réellement probantes, et ne présentent pas d'évolution nette des connaissances transférables aux bureaux d'études et aux services gestionnaires, par rapport aux objectifs fixés.*

Réponse : Nous ne partageons pas entièrement l'avis de l'expert. Le projet a permis de conforter la qualité de l'approche à la rupture par comparaison avec des calculs numériques plus poussés pour le cas des MSPS de talus. Il y a donc ici une avancée et le passage des abaques de dimensionnement en tant que règles Professionnelles est très attendu par la profession car il facilitera la souscription de la garantie décennale auprès des assureurs. Il est néanmoins vrai que ce travail reste à finaliser pour les MSPS routier. Pour les barrages en enrochement, un premier calcul prometteur a fait l'objet d'une publication dans une revue scientifique et est en cours d'expertise.

Sur le livrable 6 : « Amélioration de la technique de construction, réparation (Murs soutènement en pierre sèche) »

§ *Le rapport n'est pas disponible, ce qui est fort dommage car les professionnels (de la pierre sèche) sur ce domaine ont été particulièrement réactifs suite aux résultats publiés en 2007.*

Réponse : il est en cours d'élaboration. Ce document ne peut se faire sans les professionnels eux-mêmes dont la disponibilité est restreinte, néanmoins, il est prévu de proposer un document réactualisé équivalent au Guide de Bonnes Pratiques où le problème des MSPS est revisité dans son ensemble et présenté en tant que Règles Professionnelles en octobre 2015 (voir plus loin).

§ *La réactualisation d'abaques de dimensionnement a-t-elle pu être effectivement réalisée ? Il aurait été apprécié de disposer de quelques premiers éléments sur le sujet : quelles données d'entrée ? quelles gammes d'utilisation ? quelles situations hors champ d'application (définition d'ouvrages non courants) ?*

Réponse : oui ils ont été réactualisés sur la base d'un calcul à la rupture et incorporés dans un document proche de celui appelé « Guides de Bonnes Pratiques » qui sera présenté à la C2P (Commission Prévention Produit) de l'AQC (Agence Qualité Construction). Un premier passage devant une sous-commission est prévu pour le 20 octobre 2015 et si l'accord est donné, un passage officiel devant la commission de validation des Règles Professionnelles d'ici fin 2015. Les abaques sont individuellement construits pour un type de pierre, un type de sol et une inclinaison du talus donnés. Ils présentent, en abscisse : le fruit variant de 0 à 45% et en ordonnée : la largeur de la base du mur moyennant, dans le calcul, l'usage d'un coefficient de sécurité de 1,5 en vigueur pour les murs de soutènement. Cette précision a été rajoutée au rapport.

Sur le livrable 7 : « Amélioration de la technique de construction, réparation (Barrages) »

§ *Les expérimentations conduites sur un prototype, avec une limitation au 2D, et des modèles numériques associés, restent, à ce stade, liminaires.*

Réponse : nous partageons l'avis de l'expert à l'instant t. Cependant une campagne d'essais s'est prolongée jusque fin juillet 2015 impliquant 3 autres essais de rupture en déformation plane, avec notamment des formes différentes de blocs pour le perré et d'autres matériaux. Le rapport de cette campagne apportera des conclusions très conséquentes sur le rôle des perrés, l'influence de la forme des blocs du perré et enfin des préconisations pratiques. Il y aura aussi un volet 3D car une des expérimentations a eu lieu en 3D faisant apparaître les mêmes « boursouflures » que in situ (phénomène de voilement du perré).

§ *Il aurait été utile d'avoir quelques compléments d'explication sur la manière dont « les expériences ont pu confirmer la contribution importante du perré à la stabilité de l'ouvrage » : selon quel(s) mécanisme(s) s'opère cette stabilisation précisément ? qu'entend-on quantitativement par « important » ?*

Réponse 1 : La comparaison entre l'angle de basculement de la maquette conduisant à la rupture, avec et sans perré, l'a montré. La thèse de Rémi Deluzarche 2004 a montré qu'une partie des efforts provenant du remblai et s'appliquant sur le perré, due aux frottements remblai-perré, transite dans le perré jusqu'à la fondation de ce dernier et est donc équilibrée. Le rapport sera modifié pour mieux mettre cela en relief. Il est donc très important dans un modèle numérique que le transfert des efforts soit correct. La qualité de ce transfert dans le modèle éléments discrets développé dans la thèse de Rémi Deluzarche restait à démontrer d'où la volonté d'EDF de réaliser ces expériences.

Au vu des essais sur le matériau du remblai, un ouvrage de fruit 1/1 sans perré, tel que construit ici, devrait rompre pour une inclinaison du support de 1°. Avec perré, cette rupture a été obtenue pour une inclinaison de 24°, ce qui est conséquent. Ce point a été rajouté au rapport. Autrement dit, un barrage sans perré serait instable ce qui justifie le terme de « important ».

Réponse des relecteurs :

Le fait que le perré contribue à la stabilité du remblai d'enrochements (augmentation du facteur de sécurité global de l'ouvrage) a été démontré sur un cas et peut très vraisemblablement être généralisé. Mais il paraît exagéré de déduire de ce cas que tous les barrages en enrochement doivent leur sécurité à leur perré (schématiquement, facteur de sécurité inférieur à 1 sans perré et supérieur à 1 avec perré).

Réponse 2 :

Nous précisons ce que nous entendons par « généralisation ». Pour le chargement statique, le rôle du perré devient crucial lorsque le fruit du barrage est supérieur ou très proche de l'angle de frottement interne du remblai rocheux constitutif du corps du barrage. Dans le cas d'un calcul sismique, la composante inertielle horizontale pénalisant la stabilité du versant, le rôle du perré sera crucial pour des fruits plus faibles que celui associé à l'angle de frottement interne du remblai rocheux constitutif du corps du barrage.

§ *Dans les « boursouflures » observées sur perré, n'y aurait-il pas à prendre en compte des effets thermo-hydriques couplés ?*

Réponse : à ce stade de l'étude et des connaissances, nous ne pouvons répondre avec certitude à cette question. On pense que ce phénomène est lié principalement aux efforts de compression existant dans le perré, peut-être amplifiés par un tassement du remblai. C'est sans doute à ce niveau-là que le couplage thermo-hydrique, de par le volume de matériau concerné pourrait jouer sur l'apparition des boursouflures.

§ *La bibliographie, réalisée dans le cadre du projet, sur des ouvrages réels est, en revanche, une avancée très significative. Il est regrettable qu'une étude ou des modélisations complémentaires, basées sur des retours d'expériences d'ouvrages réels en 3D, n'aient pas été conduites. C'est sans doute une piste de travail très intéressante à explorer par la suite, en lien très étroit avec des maîtres d'ouvrages sensibles à ces sujets.*

Réponse : oui, ceci est regrettable et relève des aléas du projet, mais cette expérience sur maquette est unique en son genre et constituera une base de données précieuse pour de futures modélisations. Ce travail est envisagé dans le PN « Barrages et Séismes » qui est en cours de montage.

Sur le livrable 9 : « Amélioration de la technique de construction, réparation (Ponts) »

§ *Il est annoncé la création d'un groupe de travail, sans autre réelle avancée dans le cadre du projet.*

Réponse : nous partageons cette vision et les avancées ne pourront se faire sans une réelle volonté des services de l'Etat qui sont en charge du dossier, la décentralisation ne facilitant pas la collecte des données. Les partenaires du projet restent mobilisés et continuent à collaborer pour atteindre les objectifs que nous nous étions fixés. Le projet PEDRA a néanmoins permis de lancer cette dynamique qui n'aurait sans doute pas vu le jour sans le projet. Le GIS MAGIS autour de la maçonnerie permettra aussi de conserver cette dynamique.

Essais d'identification

Responsable : Jean-Claude Morel, ENTPE

Problématique Murs de soutènement en pierre sèche (MSPS)

ENTPE– LTDS

Un travail de synthèse a été fait à ce sujet dans la publication « Ciblac T. et Morel J.C. 2014 », avec une capitalisation des données existantes à ce sujet issues de travaux antérieurs, complétées avec les données obtenues par PEDRA.

Cette synthèse retrace, pour les blocs de pierre, les essais de compression simple, de cisaillement, réalisés sur blocs découpés. Ensuite, elle aborde les essais directs sur moellons, le comportement en compression et en cisaillement sur plan incliné et boîte de cisaillement. Enfin, elle capitalise des essais réalisés sur éléments de maçonnerie, en l'occurrence des essais de compression simple sur « triplets », trois blocs de pierres maçonnées.

Ce travail de synthèse a trait notamment aux propriétés des matériaux utilisés dans les expérimentations à l'échelle 1 pour étudier non seulement la rupture en déformation plane des MSPS de talus (réalisés hors projet dans la thèse de B Villemus 2004 & AS Colas 2009) mais aussi la rupture 3D par formation d'un ventre due à la présence d'une charge concentrée en tête de mur (projet PEDRA) pour le cas de MSPS routier

Les essais de cisaillement sur le calcaire utilisé lors des expérimentations de MSPS routier sont consignés dans l'annexe J de la thèse de H.H. Le 2013. Les essais de caractérisation du sol de remblai (gravier de Bellegarde) ont été faits dans le cadre de la thèse de A.S. Colas 2009.

Problématique Pont

ENTPE– LTDS

Nous présentons ici les essais de compression sur schiste en vue de caractériser la maçonnerie du pont-voûte en limousinerie, et les essais de cisaillement sur granit afin de caractériser les perrés en pierre sèche sur les barrages en enrochement.

1. Test sur schistes :

Deux types de schiste sont testés : le schiste utilisé pour construire la voûte (V_i) et celui utilisé pour construire le mur (W_i). Les éprouvettes de forme cylindrique de diamètre de 59,3mm ont été prélevées à partir des blocs de pierre sur site, par carottage. La Figure 1.1 présente un essai de compression simple sur le schiste. Les propriétés mécaniques des schistes sont données Tableau1, Annexe 1.

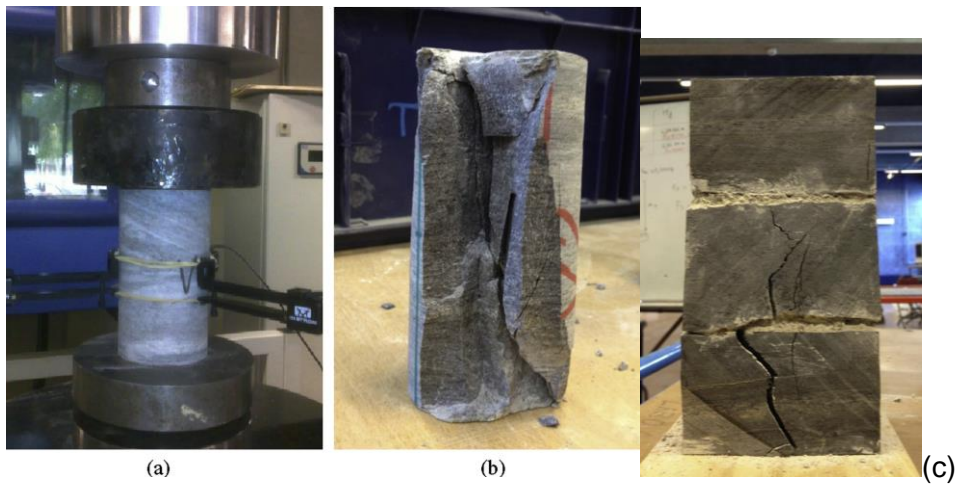


Figure 1.1: (a) Essai de compression simple sur le schiste avec des extensomètres permettant de mesurer les déformations de l'éprouvette. (b) éprouvette après rupture, (c) essai sur triplet

2. Test du mortier

Le mortier a été fabriqué avec la même formulation que les ouvriers ont utilisée sur site. C'est un mortier de sable et chaux hydraulique naturelle NHL 5 de Saint-Astier. Des éprouvettes de forme cylindrique de 7cm de diamètre par 14cm de hauteur ont été fabriquées. Ces éprouvettes ont été utilisées dans les essais de compression pour déterminer le module d'élasticité par trois cycles charge-décharge dans le domaine linéaire. La résistance à la compression a été obtenue ensuite par les essais à la rupture. Le test au plongeur conformément la norme NF EN 1015-4 a été aussi réalisé. Les résultats sont présentés dans le Tableau 2, Annexe 1, qui montre que le mortier a une résistance inférieure à 1MPa, ce qui est très inférieur à la résistance a priori de la maçonnerie car elle aura des joints dans lesquels les maçons auront cherché le contact pierre-pierre comme dans le cas des joints à sec (maçonnerie de pierre sèche).

3. Test sur élément de maçonnerie (triplet)

Pour le comportement de la maçonnerie, nous avons testé des triplets qui se composent de trois blocs de schiste et deux couches de mortier (figure 1c). Deux types de schistes utilisés pour construire la voûte et le mur tympan ont été testés. Les résultats sont présentés dans le Tableau 3, Annexe 1.

Problématique Barrage en enrochement et perré

ENTPE– LTDS, EC Nantes - GeM

L'essai de renversement sur plan incliné d'une maquette au 1/10 d'un barrage en enrochement avec perré conduit à la caractérisation de deux types de matériau : le matériau de remblai et les blocs du perré.

Des essais triaxiaux sur grande cellule (1m de diamètre) ont été réalisés au laboratoire GeM, ils permettront d'identifier les propriétés du matériau du remblai. Ces essais ont permis de confirmer des valeurs trouvés par essais sur plan incliné d'un remblai (échelle 1/10) constitué du matériau testé en laboratoire.

Livrable 2 : Modélisation

Modélisation des blocs et calage des modèles

Responsable : Eric Vincens (eric.vincens@ec-lyon.fr)

Problématique Murs de soutènement en pierre sèche (MSPS)

ECL – LTDS, Ecole des Ponts ParisTech-Navier, ITASCA

Pour des murs de soutènement plans, on distingue deux types de MSPS en fonction du chargement et du mode de rupture qui s'en suit : les murs de soutènement de talus et les murs de soutènement routiers. La rupture des murs de soutènement de talus se produit en 3D de déformation plane, les murs de soutènement routier par l'apparition d'un « ventre » résultant d'une déformation tridimensionnelle du mur.

Murs de soutènement de talus

Des expériences à l'échelle 1 menées par Villemus et al. 2003 puis par Colas et al. 2009 sur les MSPS de talus ont été utilisés dans le cadre du projet PEDRA. Les essais de Villemus et al. 2003 ont été effectués en prenant comme chargement une poussée hydrostatique, les essais de Colas et al. prennent en compte la poussée d'un remblai composé de gravier et donc sans cohésion.

La méthode aux éléments discrets permet de modéliser des objets distincts en interaction et permet d'avoir accès, contrairement à un calcul à la rupture au champ de déformations. Cette dernière est régie par des lois de contacts dont les paramètres mécaniques locaux sont à identifier. Cette approche est totalement incluse dans le travail de thèse de J. Oetomo 2014. Son rapport de thèse participe alors de ce livrable où les détails de l'approche discrète pourront être trouvés. Nous ne brosserons ici que les éléments essentiels permettant de comprendre l'approche, pour la modélisation des blocs d'une part et pour le calcul de la stabilité du mur vis-à-vis de la rupture d'autre part.

Dans ce travail, on appellera analyse 2D une analyse qui est en 3D de déformation plane mais dont seule la géométrie dans un plan (2D) est nécessaire comme entrée à la méthode.

Deux modèles pour étudier la rupture d'un MSPS de talus (rupture en déformation plane) due à la poussée d'un remblai seront élaborés. Un modèle s'appuiera sur la seule méthode aux éléments discrets ou blocs du mur et particules constituant le remblai seront considérés comme des objets individuels. Le logiciel PFC2D (code ITASCA) sera utilisé à cet effet. L'autre modèle s'appuie sur une méthode mixte discrète pour le mur et continue pour le remblai. Le logiciel UDEC (code ITASCA) est utilisé dans ce cas.

1. Modélisation d'un bloc

La modélisation d'un bloc est directement liée à l'outil numérique Eléments Discrets utilisé. Dans le cas de l'utilisation d'une approche discrète pure (pour le mur et pour le remblai) sur la base du

logiciel PFC2D, où seuls des disques peuvent être manipulés, un bloc doit être reconstitué par assemblage rigide de disques se chevauchant. Par contre, le code UDEC permet la génération d'objets quasi polyédriques (les arêtes ne sont cependant pas vives pour des problèmes de définition de normale au contact) qui est plus simple pour modéliser ce que peut être un bloc.

Sous PFC2D, les objets sont rigides à contact déformables alors que sous UDEC les objets peuvent être rigides ou déformables (cas pris dans ce travail) avec un contact déformable.

Pour le cas PFC2D, seule la forme extérieure du bloc est nécessaire, les disques constituant cette frontière extérieure permettant de créer une rugosité géométrique pour le bloc. Ici, ce sens physique a été abandonné car la dilatance engendrée ne permettait pas une transmission correcte des efforts d'un bloc à un autre (1 seul point de contact entre 2 blocs). Les disques ne serviront alors qu'à identifier un contact avec un bloc voisin. La loi de contact entre blocs retenue est une loi moyennée où le plan de contact est identique pour tous les disques (loi smooth joint, joint souple) assurant le contact entre deux faces de blocs en contact et égal au plan moyen (Figure 2.1). On notera alors que toute la rugosité du bloc (macro et micro) est mécaniquement incluse dans la définition d'un coefficient de frottement moyen pour le contact bloc-bloc. Plus de détails peuvent être trouvés au chap 2.1.1 et 2.1.2 de la thèse de J. Oetomo.

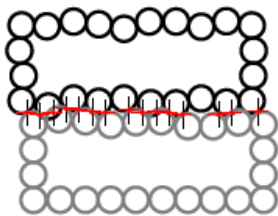


Figure 2.1 : Joint souple pour un contact bloc-bloc

On notera que les études précédentes sur le comportement des MSPS indiquent que la forme des blocs n'a que peu d'influence (dans une certaine marge) sur la rupture en déformation plane. Le poids total du mur, tout comme la valeur du frottement bloc-bloc sont les paramètres prépondérants expliquant la rupture et les modes de rupture. Ce ne sera plus le cas pour la rupture 3D, où la forme des blocs a une forte influence sur l'étendue du ventre et le transfert de sollicitation d'un bloc à un autre en favorisant ou limitant une mobilité interne au mur.

2. Modélisation des grains du remblai

Les grains du remblai sont modélisés par assemblage de deux disques donnant un grain allongé. Une loi de contact linéaire a été choisie et les paramètres locaux identifiés à partir d'essais triaxiaux réalisés lors de la thèse de AS Colas 2009 par le CEREMA.

2. Calage des modèles sur VER

Dans le cas d'un calcul discret sous PFC2D, pour un contact du type joint souple frottant, les paramètres mécaniques locaux à identifier sont : les rigidités normales et tangentielles pour le contact prises égales à 10^8 Pa/m, valeur classique pour des matériaux rocheux ainsi que l'angle de frottement local. Pour un contact souple, la loi de contact étant une loi moyennée, l'angle de frottement local est égal à l'angle de frottement global et un essai de cisaillement bloc-bloc (ou sur plan incliné) suffit à la détermination de ce paramètre. C'est aussi le cas pour le frottement local

présent dans la loi de contact élastique frottant entre deux blocs dans le logiciel UDEC. Pour plus de détails, on se référera aux chapitres 2.1.1, 2.1.2 et 2.1.3.

Murs de soutènement routier

Des essais de rupture 3D par formation d'un ventre due à la présence d'un effort concentré en tête de mur (réalisés à l'échelle 1 dans le cadre du projet PEDRA) ont fait l'objet d'un calcul à la rupture et d'une modélisation discrète.

Suite au travail de Colas 2009, HH Le 2013 a utilisé la même approche, à savoir le calcul à la rupture pour traiter le cas des MSPS routier. Cette thèse, réalisée dans le cadre du projet PEDRA, participe aux livrables du projet. Dans cette approche où les milieux sont homogénéisés, le bloc est modélisé par un parallélépipède régulier, le comportement de la cellule homogénéisée suit un comportement élastique parfaitement plastique pour lequel un critère de rupture est défini. Pour le remblai et pour l'interface mur-remblai, il s'agit du critère de Mohr-Coulomb et pour la cellule fondamentale du mur un critère déduit des travaux de De Buhan & De Felice 1997.

Une modélisation mixte discrète-continue de la rupture du mur testé à l'échelle 1 à St Saturnin dans le cadre du projet PEDRA a aussi été effectuée (Figure 2.2). Le mur est traité comme un milieu discret, le remblai comme un milieu continu, la poussée du remblai transitant vers le mur au moyen d'un élément « interface ».

Une première modélisation s'est faite en construisant le mur avec des blocs parallélépipédiques réguliers mais des formes plus réalistes ont été créées (Figure 2.2a-b). Les propriétés mécaniques des blocs sont celles identifiées en 2D.

Le mur modélisé est un mur à double parement (Figure 2.2c). Le modèle de bloc envisagé pour construire le mur se déduit du parallélépipède (Figure 2.3) avec différentes positions pour les points (ABCD) permettant de créer des murs où aucun contact n'existe sur des plans verticaux, seuls des contacts existent sur des plans verticaux appartenant au même parement (amont, aval) et enfin des contacts pouvant exister sur les plans verticaux de contact entre les 2 parements.

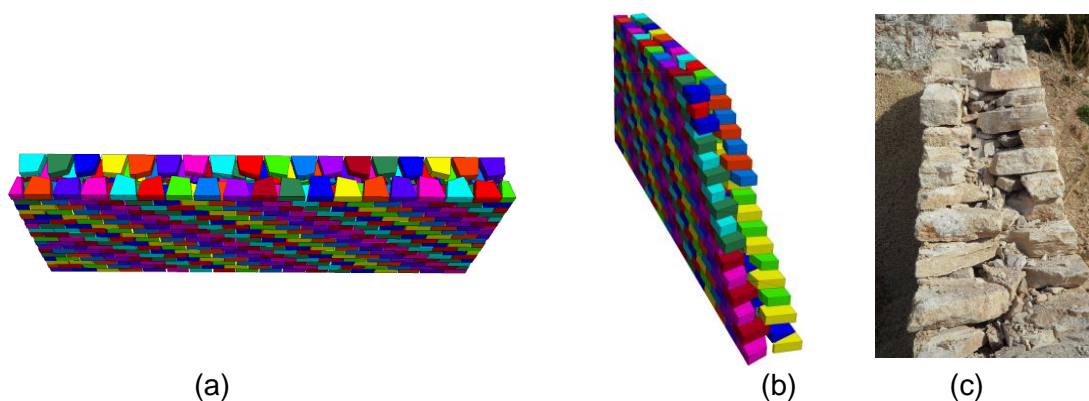


Figure 2.2 : Modélisation de la rupture 3D d'un MSPS par formation d'un ventre ; (a-b) : modèle pour les blocs et le mur, (c) expérience échelle 1 de St Saturnin.

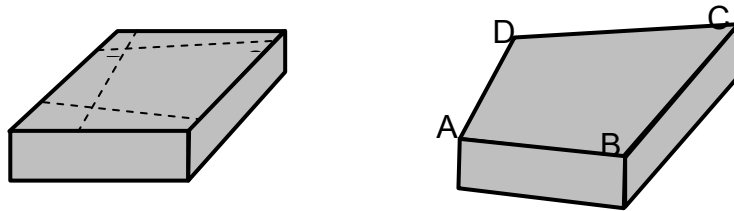


Figure 2.3 : Génération d'un bloc pour l'étude de la rupture par formation d'un ventre.

Problématique Ouvrage d'art

ECL – LTDS, ITASCA

Les calculs ont été menés sur la base d'un ouvrage réel construit en Lozère (Figure 2.4). La modélisation de l'opération de décintrement a été effectuée avec l'approche aux éléments discrets et a donné lieu à une publication dans une revue scientifique internationale. Une première modélisation a été entreprise en déformation plane (UDEC, code ITASCA), une deuxième modélisation a été effectuée en 3D (3DEC, code ITASCA).



Figure 2.4 : Pont de Chaldecoste - fin de travaux

Les blocs de voûte sont envisagés comme des objets discrets alors que le tympan est modélisation par un milieu continu. La modélisation des blocs s'est faite sur la base d'objet quasi polyédriques et les essais expérimentaux réalisés sur des triplets a permis d'identifier le comportement des interfaces entre les blocs des voûtes. Plus de détails peuvent être trouvés dans la publication :

Tran, V.H., Vincens E., Morel JC., Dedecker F., Le HH., 2D-DEM modelling of the formwork removal of a rubble stone masonry bridge, *Engineering Structures*, 75, 448-456, 2014.

Problématique Barrage en enrochement avec perré

Un calcul à la rupture a pu être mené dans le cadre de la thèse de HH Le 2013 sur la base des expériences menées à l'échelle 1/10 dans le cadre du projet PEDRA. Aucune modélisation par

approche discrète n'a pu être faite dans le cadre du projet PEDRA. Elle fera l'objet d'une étude particulière et sera proposée dans le cadre du PN "Barrages et séismes" en cours de montage. Les propriétés des matériaux ont néanmoins été identifiées dans le cadre du projet PEDRA pour alimenter de futures modélisations numériques. Ces données sont précieuses car aucune expérience à ce jour n'avait permis de pouvoir caler un modèle numérique complet pour un tel ouvrage.

Des essais triaxiaux sur grande cellule (1m de diamètre) ont été réalisés au laboratoire GeM, ils permettront d'identifier les propriétés du matériau du remblai. Des essais d'interface bloc-bloc ont été effectués au LTDS-ENTPE pour obtenir les propriétés de contact bloc-bloc.

Livrable 3 : Expérimentation

Essais de validation

Responsable : Jean-Claude Morel (jean-claude.morel@entpe.fr)

Problématique Murs de soutènement en pierre sèche (MSPS)

ENTPE– LTDS, Ecole des Ponts ParisTech – Navier

1. Essai sur des MSPS routier, échelle 1, chargement ponctuel

Antérieurement au projet PEDRA, des essais à l'échelle 1 avaient été effectués pour étudier la rupture en déformation plane des murs de soutènement en pierre sèche. Ils ont constitué le travail de deux thèses de doctorat (B Villemus 2003, AS Colas 2009) et ont permis de publier en 2007 un *guide de bonne pratique pour la construction des murs de soutènement en pierre sèche*. De nombreux murs de soutènement en pierre sèche sont en France des murs routiers, c'est-à-dire faisant soutènement de route (et non d'un simple talus). La réglementation routière amène alors à s'intéresser à la rupture causée par un essieu. Il s'agit là d'un effort localisé entraînant clairement une rupture 3D du mur. Ce chargement est étudié dans le cadre du projet PEDRA. Les résultats complets figurent dans la thèse de HH Le (2013) avec deux essais sur deux ouvrages différents. Le deuxième correspondant à la reconstruction du premier après sa rupture. Ainsi on a pu vérifier la technique de réparation des brèches habituellement réalisée par les artisans.

2. Construction du mur :

Lieu : L'expérimentation s'est déroulée à St Saturnin-les-Apt sur une carrière de calcaire abandonnée.

Bâisseurs : Maçons de l'association de Muraillers de Provence.

Géométrie du mur : La géométrie du mur est décidée en consultant des données fournies par les expérimentations précédentes (thèse de Colas 2009 et thèse de Mundell 2009). La thèse de Mundell décrit des essais échelle 1 avec un chargement ponctuel. On a construit deux murs de 10 m de long, 2,3 m de haut, 0,7 m de large en base, 0,55 et 0,52 m de large au sommet ; son parement intérieur est vertical et son parement extérieur est légèrement incliné (Figure 3.1 et Figure 3.2).

Temps de construction : 5 jours (6 maçons).

Lorsque la construction du mur est finie, on a chargé l'arrière du mur avec du gravier roulé 8/16 de Bellegarde. Le volume à remplir est d'environ 120 m³. La surface libre du remblai a été nivelée horizontalement pour mettre en place le dispositif de chargement ponctuel. Le poids volumique du remblai est plus grand dans le deuxième essai du fait de sa plus grande teneur en eau.



Figure 3.1. Mur d'essai



Figure 3.2. Remblai à l'arrière du mur

Dispositif expérimental :

Pour créer une force concentrée sur la surface libre du remblai qui modélise la charge d'une roue du véhicule passant sur la route, on utilise une pelle mécanique sur chenilles de 20 tonnes pour le premier mur et 34t pour le second. La force est appliquée sur une plaque d'appui en acier qui a pour but de répartir la charge concentrée sur la surface libre du gravier. L'intensité de la force est mesurée par un capteur de force qui est fixé à son pied sur la plaque d'appui.

Dimension de la plaque d'appui : aire de 0,6x0,6 m² ; épaisseur de 5 mm ; la profondeur de mise en place par rapport à la surface libre du remblai afin d'éviter le poinçonnement dans le gravier lors de l'application de la force est d'environ 20 cm. Le tassement de la plaque d'appui pendant l'expérimentation est mesuré par un capteur LVDT au contact du fond de la plaque.

Pour mesurer les déplacements du mur lors du premier essai, on a utilisé des capteurs à câble. Ces capteurs ont été fixés sur un IPN à une distance de 4m en face du mur ; ils sont liés à des cibles sur la façade du mur avec des fils en acier (Figure 3.3).

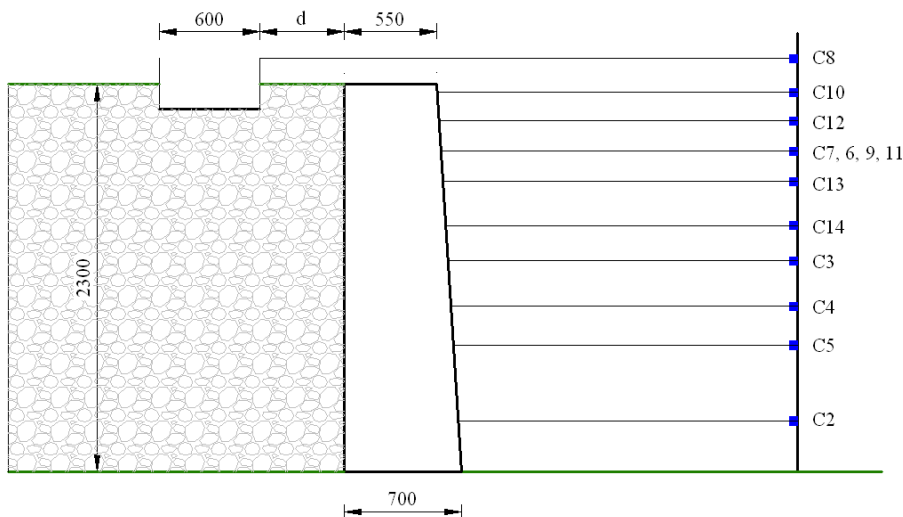


Figure 3.3. Dispositif expérimental (d: distance entre le bord de la plaque d'appui et le parement intérieur du mur ; C2 – C14 : capteurs à câble).

3. Réalisation de l'essai

L'essai a été mené en 3 phases en changeant pas à pas la distance entre le bord de la plaque d'acier et le parement intérieur du mur ($d = 4$ m; 2 m et 0,5 m). A chaque fois, on a utilisé la pelle mécanique pour appliquer une force sur la plaque d'acier mesurée par le capteur de force. Dans le

même temps, les capteurs à câbles mesurent les déplacements horizontaux de points du mur (Figure 3). Le déplacement horizontal de la plaque est mesuré par le capteur à câble. Le déplacement vertical (tassement) de la plaque est mesuré par le LVDT.

4. Résultats

Pendant l'essai, on a observé 2 phénomènes. L'un est le poinçonnement du gravier : avec l'augmentation de la force et donc de la pression, la plaque est de plus en plus enfoncée dans le gravier. L'autre est la déformation du mur (Figure 3.4). Lorsque la plaque (point d'application de la surcharge) se trouve loin du mur ($d = 4\text{m}$), les capteurs n'enregistrent aucun déplacement du mur, ce qui était attendu. A la distance $d = 2\text{ m}$, les déplacements commencent à apparaître, mais presque sont très petits (Figure 3.5). Les déplacements enregistrés sont plus importants lorsque la surcharge s'approche plus près du mur ($d = 0,5\text{ m}$).



Figure 3.4. Déformation du mur après le chargement

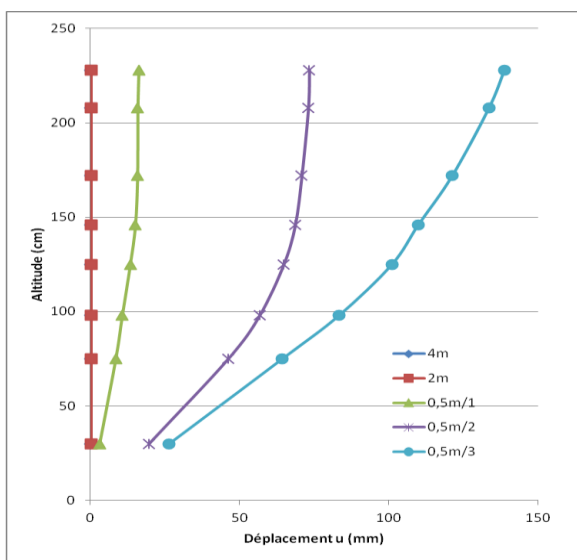


Figure 5. Déformation de la façade du mur en fonction de la distance du poinçon au bord du mur.

Les déplacements du mur n'interviennent pas lorsqu'on applique la force concentrée avec le godet de la pelle mécanique mais à la fin de l'essai au moment où on enlève le godet et relâche la force. Ce phénomène peut être expliqué par la composante horizontale de la force pendant le déchargement : le godet de la pelle mécanique a poussé la plaque d'appui horizontalement vers le mur avant de la séparer.

Ces premiers résultats montrent que cette pelle mécanique n'est pas adaptée pour appliquer une force de poinçonnement amenant la rupture du mur à plus de 50cm du bord du mur. Une pelle mécanique plus lourde (34t) a été utilisée pour faire le deuxième essai qui a confirmé les premiers résultats obtenus.

5. Conclusion

Deux tests in-situ sur des MSPS routier en vraie grandeur, constitués de moellons en calcaire, ont été réalisés. Les deux murs ont été chargés par le remplissage de gravier derrière la structure jusqu'à la hauteur maximale. Le chargement avec une pelle mécanique a été réalisé tout de suite après le remplissage du remblai. Contrairement aux murs chargés uniquement par le sol de remblai et qui par conséquent observaient une rupture bidimensionnelle, les deux murs, dû à l'existence de la surcharge "ponctuelle", ont montré nettement une rupture tridimensionnelle, localisée aux alentours de la surcharge, avec un gonflement maximale de la section du mur alignée avec la surcharge. La partie rompue du mur n'est donc plus, conformément à nos prévisions, monolithique comme dans le cas bidimensionnel. Pendant les essais, on a remarqué que la pelle mécanique causait également une poussée horizontale vers le mur, surtout lors la phase de déchargement. Dans les règles de dimensionnement d'ouvrages routiers, cette composante horizontale (par exemple due au freinage) doit être prise en compte. Une technique devrait être mise au point, afin d'évaluer de façon précise, la composante horizontale de la surcharge sur la stabilité du mur.

Les deux murs que nous avons testés sont tous les deux faits avec la même pierre calcaire. D'autres essais sur des murs construits avec d'autres types de pierre (schistes, grès...) seraient nécessaires pour généraliser nos connaissances sur la rupture 3D des MSPS routier. Ces essais sont planifiés courant 2015 dans le cadre de la thèse de B. Terrade, sur des murs de géométrie plus petite et prenant en compte tous les acquis de ces deux essais fait dans le cadre de PEDRA.

Problématique Pont

ENTPE– LTDS, Ecole des Ponts ParisTech – Navier, IFSTTAR

Ces essais sont détaillés dans la thèse de Van Huong Tran qui soutiendra son travail en octobre 2014. Il s'agit de la construction d'un pont en pierre liée par un mortier à la chaux dont la construction a débuté en mai 2011 avec remise en circulation de la voie circulée en octobre 2011 (Figure 3.6). Il vient remplacer un ouvrage préexistant constitué d'une simple buse métallique emportée par un épisode cévenol.



Figure 3.6 : Pont de Chaldecoste - fin de travaux, © Paul Mc Combie

Ce pont a fait l'objet d'un suivi des déplacements notamment lors du processus de décintrage du pont.

Mesure des déplacements du Pont Chaldecoste

Dans un second temps, nous avons réalisé des mesures de déplacement au moment du décintrage du pont en utilisant la machine AT401 et des réflecteurs. La Figure 3.7 présente le pont Chaldecoste et les matériels utilisés pour les mesures.



Figure 3.7 : Position des réflecteurs sur l'ouvrage (à gauche) et appareil AT401 de mesure des déplacements par laser (à droite)

Pour déterminer le déplacement de la voûte lors du décintrage, les positions des réflecteurs sont mesurées avant et après. Pour chaque position, deux mesures sont réalisées pour avoir une meilleure précision des mesures.

A partir des coordonnées des points mesurés sur site, la forme de la voûte du pont a été reconstruite. Suivant la voûte reconstruite, nous avons un diamètre de la courbe de l'intrados de 5981mm tandis que celui de dimensionnement est de 6m (Figure 3.8).

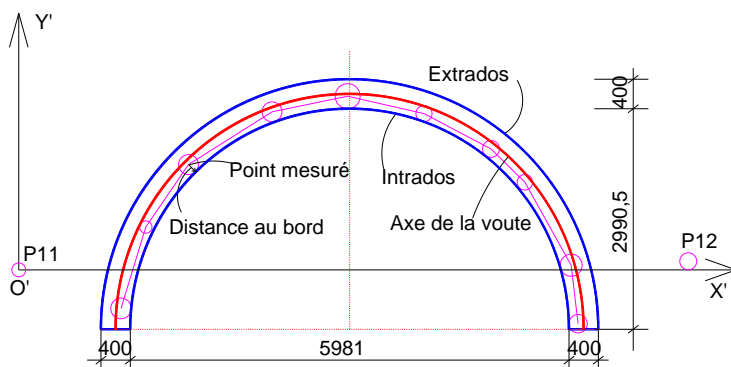


Figure 3.8 : Forme de la voûte reconstruite suivant les points mesurés

Ensuite, les déplacements des points mesurés ont été calculés. La Figure 3.9 présente les vecteurs de déplacement du pont.

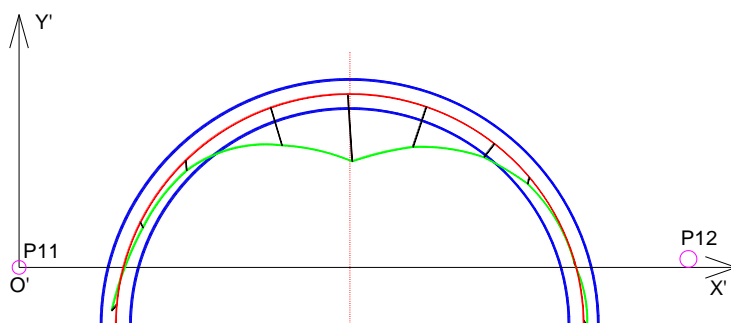


Figure 3.9 : Vecteur du déplacement du pont Chaldecoste au décintrement

Les déplacements verticaux observés sont très faibles avec un maximum de 1,5mm pour le voussoir de clef. On notera le profil particulier des déplacements verticaux en clef qui montre un comportement inattendu des voussoirs situés dans cette zone. Une modélisation aux éléments discrets tentera de donner une réponse.

Problématique Barrages en enrochement avec perré

ENTPE– LTDS, EDF-CIH

Deux essais de renversement ont été réalisés pour étudier le comportement des barrages en enrochement avec perré. L'un sans perré pour établir l'angle de frottement moyen du remblai qui sera confirmé par les essais au triaxial réalisés au GeM Nantes ; l'autre pour observer le rôle du perré dans le comportement mécanique du barrage et le faciès de déformation du perré à la rupture.

1. Essai sur perré en pierre sèche

Cet essai a pour but d'étudier le rôle du perré dans un barrage en enrochement sur une maquette 1/10. Il fait suite à l'essai préliminaire du 4/12/2013 réalisé sans perré afin de valider le dispositif expérimental et le comportement de l'enrochement (ici réduit à du ballast, voir rapport correspondant).

Sur le même enrochement que dans l'essai préliminaire, un perré d'épaisseur moyenne de 5,6 cm. La pente initiale du perré est de 45° (amont et aval) soit l'angle de talus naturel du remblai déterminé lors de l'essai préliminaire (Figure 3.11 et Figure 3.12).



Figure 3.10 : Base de l'enrochement

L'enrochement est bloqué par des butées en acier afin de fixer une première couche, qui servira de fondation à l'ouvrage (Figure 3.10).

Les déplacements sont mesurés grâce à des capteurs à câble. Chaque point de mesure est composé de 2 capteurs ce qui permet de déterminer les déplacements dans les deux dimensions du mouvement du perré. Les positions des 6 points de mesure des déplacements sont précisées dans la Figure 3.13. Néanmoins, suite à un dysfonctionnement du capteur 1, nous avons seulement les données des 5 points 2, 3, 4, 5, 6.



Figure 3.11 : Perré en construction



Figure 3.12 : Crête du perré terminée

La benne a été levée régulièrement de 0 à 18°, et ensuite en palier jusqu'à 24° (figure 14). On note que les mouvements des 5 points sont globalement similaires. Les Figure 3.14 montre que, jusqu'à 16° (la pente du « barrage » égale 61°), les points surveillés ne se déplacent pas, le « barrage » est complètement stable. De 16° à 18° (61° à 63°), les déplacements apparaissent mais sont encore faibles (< 2 mm). De 18° à 24° (63° à 69°), les déplacements sont corrélés au levage de la benne. A partir de 24°, les déplacements deviennent très importants.

Sur la Figure 3.14, nous observons un effet « différé » de la déformation. En effet, le perré continue de se déformer lorsque la grue de levage s'immobilise. Lors de l'essai, nous avons donc attendu la stabilisation de l'ouvrage avant de soulever la benne à nouveau. Cet effet différé avait également été observé sur l'essai préliminaire avec l'enrochement seul.

Les déplacements sur le perré sont également suivis grâce à un appareil de scan 3 dimensions qui permet de reconstituer la surface du perré dans le référentiel de la benne. C'est-à-dire que nous

nous affranchissons du mouvement de la benne et que nous pouvons directement comparer les scans des différents paliers entre eux (voir Annexe 2)

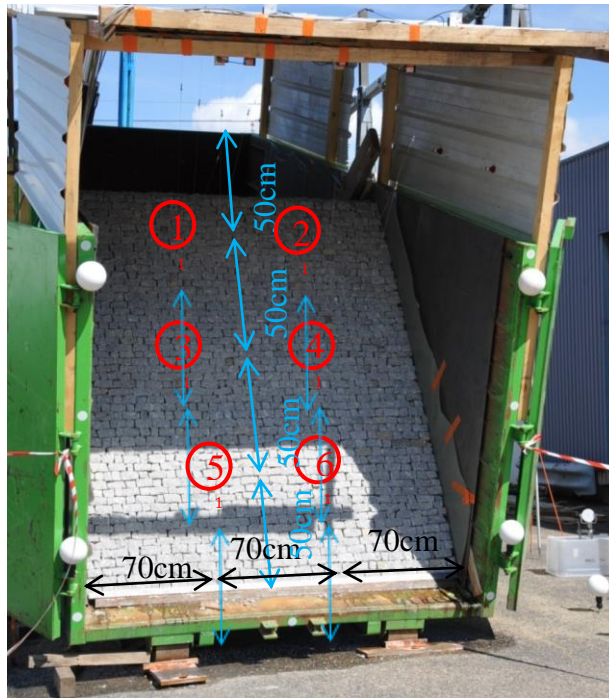


Figure 3.13 : Positions des cibles des capteurs à câble sur la surface du perré

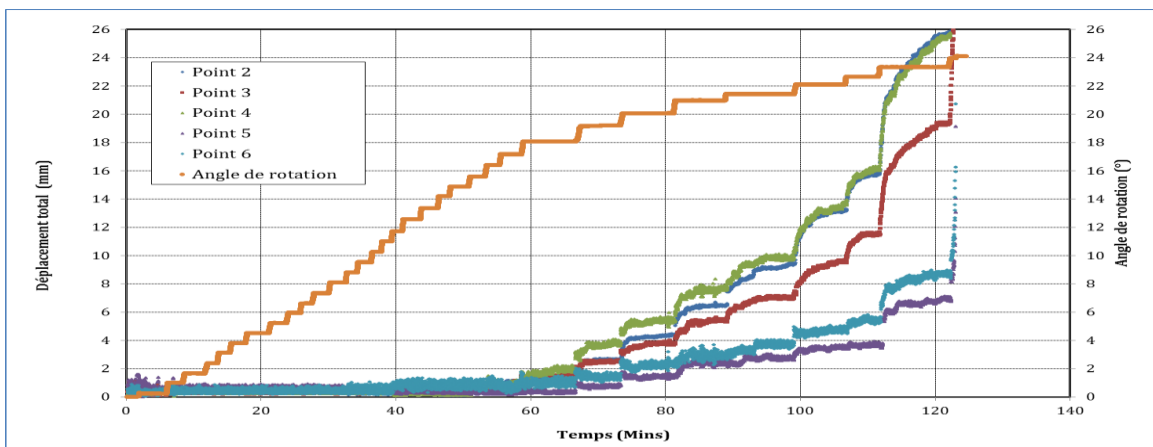


Figure 3.14 : paliers effectués lors de l'inclinaison de la benne et déplacement des capteurs à câble

Conclusion générale sur la partie expérimentale :

Les caractérisations expérimentales complètes ont permis de quantifier les paramètres nécessaires à une modélisation des structures étudiées. Les essais de validation seront confrontés aux modèles établis.

L'apport de l'expérimentation est fort en ce qui concerne la rupture des MSPS par formation d'un ventre dû à l'existence d'une charge concentrée en tête de mur. Des difficultés liées à la

caractérisation de la sollicitation devront être résolues avant que de nouvelles expérimentations soient menées. Le travail n'est pas ainsi achevé sur les MSPS routiers et d'autres expériences seront nécessaires pour mieux comprendre les processus menant à la rupture. Ce travail est d'ores et déjà programmé dans le cadre d'autres projets (projet d'Avenir Lyon St Etienne – IDEX (2014-2015), thèse de doctorat de B Terrade en cours IFSTTAR- Ecole des Ponts ParisTech, PN « Barrage et Séismes » notamment).

Les mesures des déplacements verticaux suite au décintrage du pont de Chaldecoste ont montré toute la qualité de la construction réalisée par les professionnels et un profil particulier des déplacements.

L'originalité de PEDRA réside aussi dans l'expérimentation sur maquette 1/10 d'un barrage en enrochement avec perré et les moyens de mesure mis en œuvre. Avant le projet PEDRA, les données expérimentales pour caler et valider précisément un modèle de barrage en enrochement avec perré était inexistant.

Livrable 4 : Gestion du patrimoine - ACV

Responsable : Guillaume Habert puis Anne-Sophie Colas (*anne-sophie.colas@ifsttar.fr*)

Problématique Murs de soutènement

ECL-LTDS

1. Analyse financière et environnementale des MSPS

Introduction : notion d'ouvrage élémentaire

Un ouvrage élémentaire (O.E.) est une partie spécifique d'un ouvrage. Chaque O.E. est une portion de l'ouvrage qui exige de la main d'œuvre, des matériaux et du matériel qui lui sont propres et qui produit également un impact sur l'environnement. C'est donc le système utile pour caractériser une technologie, effectuer une analyse financière ou une analyse environnementale.

Les O.E. choisis correspondent à 1 mètre linéaire de mur pour différentes hauteurs. Le mètre linéaire est un O.E. très utilisé pour les murs, même si on peut parfois manier le mètre carré. Cependant, si l'O.E. est donné pour un mètre carré, il est difficile de prendre en compte l'effet de la hauteur du mur dans son coût, effet qui a une influence capitale. Les hauteurs choisies sont 1 m, 3 m, et 5 m : la majorité des situations in situ sont ainsi couvertes. On explicitera la qualité et quantité des matériaux nécessaires à la construction de chaque O.E.

Le linéaire englobe une information précieuse pour un ouvrage car le coût de réalisation peut être réduit si le linéaire est plus important. Cet aspect-là ne sera pas pris en compte dans ce travail.

Le calcul du coût compatible avec les données des praticiens de la pierre sèche est donné en Annexe 3 et synthétisé dans le Tableau 4.1.

Ouvrage élémentaire	O.E.1	O.E.2	O.E.3
Hauteur du mur (m)	1	3	5
Coût total TTC	381€	1307€	3097€

Tableau 4.1: Définition des ouvrages élémentaires

1.3 Analyse environnementale

On utilisera une méthode suisse, publiée en 1990 et sa dernière actualisation, effectuée avec la collaboration des milieux de la recherche, de l'industrie et des offices fédéraux, datant de 2009. Les données des écobilans se fondent sur les flux de matière et d'énergie, qui sont évalués compte tenu de leur influence sur l'environnement. De ces flux de matière et d'énergie peuvent être tirées une évaluation globale et des évaluations partielles.

La détermination de deux indicateurs qui sont l'énergie grise et l'émission de CO₂ est donnée en Annexe 3 ; les résultats sont donnés dans la Figure 4.1.

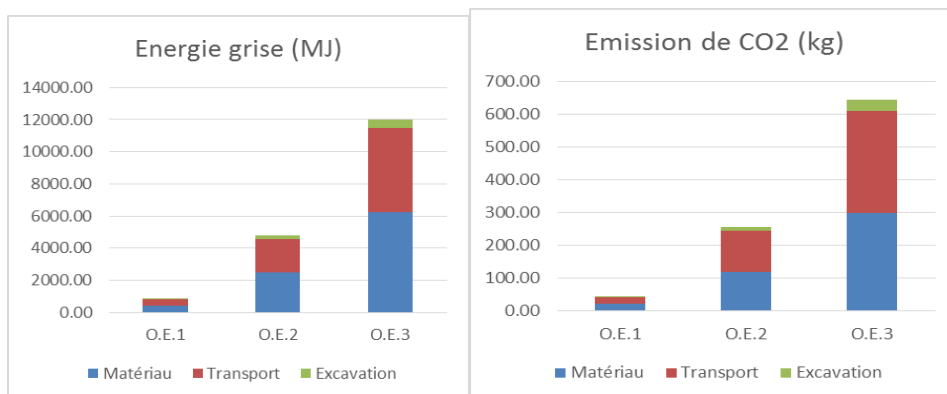


Figure 4.1 Energie grise et émission de CO2 pour la PS selon l'O.E. et les différents postes

1.4 Conclusion

L'exercice qui est montré ici porte ses limites : il donne des résultats qualitatifs qui permet de voir nettement que le poste matériau est celui qui grève le plus l'ACV, cependant, la quantité finale est entachée d'une forte incertitude de par l'absence de données environnementales sur le matériau strictement utilisé pour construire un MSPS, qui est réputée être un résidu ou un matériau peu transformé des carrières. Une chose est sûre, l'évaluation est donnée par excès.

2. Analyse financière et environnementale comparées des murs de soutènement

Au-delà de la technologie en pierre sèche, deux autres technologies vont être étudiées : la technologie gabion et la technologie béton armé sur la base de murs cantilever. Les statistiques pour l'analyse financière et environnementale des gabions se basent sur des statistiques d'une entreprise avec recoupement dans un cas de hauteur avec une autre entreprise. Le cas des murs cantilever est traité par les statistiques d'une grande entreprise de BTP, impliquant le REX de ses sous-traitants.

2.1 Analyse financière comparative des technologies pierre sèche, gabion et béton armé

Le détail du calcul financier des gabions et du béton armé est donné en Annexe 3. On donne sur la Figure 4.2, l'analyse comparative du coût de construction d'un mur de soutènement selon différentes technologies.

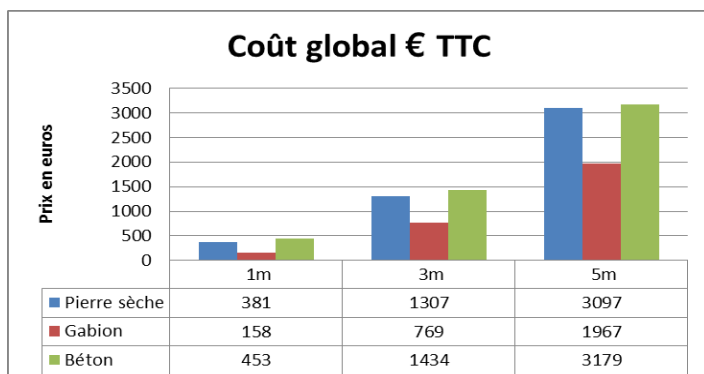


Figure 4.2 Analyse comparative du coût de construction d'un mur de soutènement selon différentes technologies

On notera que le coût de construction en gabions est très avantageux. L'effet d'aubaine est sans doute surestimé mais peut expliquer pourquoi dans certains pays (Portugal notamment), cette technologie est systématiquement privilégiée pour des murs de soutènement même de très grandes hauteurs.

Par ailleurs, on notera que le coût de construction d'un MSPS est comparable à celui d'un mur cantilever ce qui est en totale opposition avec ce que les bureaux d'études ou entreprises de maçons véhiculent auprès des donneurs d'ordre. Ceci incite à ne pas écarter systématiquement la technologie MSPS dans un appel d'offre pour peu que l'on s'adresse à de vrais professionnels de la pierre sèche.

2.2 Analyse environnementale comparative des technologies pierre sèche, gabion et béton armé

On donne en Figures 4.3 et 4.4 la comparaison des résultats de l'ACV, par indicateur, entre les trois technologies suivant l'O. E. considérée.

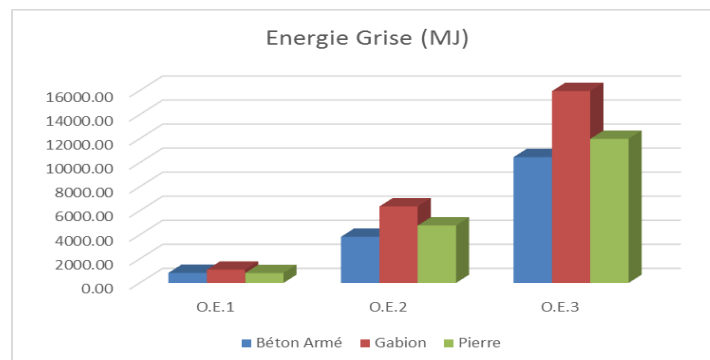


Figure 4.3 : Comparaison de l'énergie grise équivalente pour les trois technologies

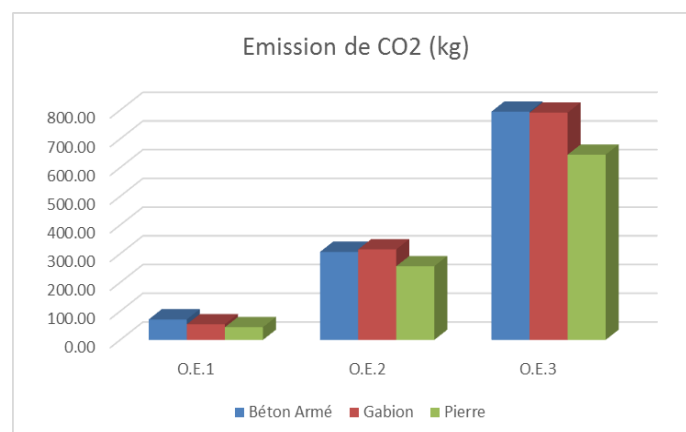


Figure 4.4 : Comparaison de l'émission de CO2 équivalente pour les trois technologies

La différence de tendances entre les indicateurs, déjà observée précédemment, devient ici flagrante.

On peut s'étonner des résultats obtenus, la consommation d'énergie grise pour un MSPS et un mur cantilever est comparable. En réalité, ce résultat ne provient que de la quantité de matériaux

utilisée qui est moindre, il y a, pour cette technologie, optimisation de la capacité structurale qui induit une optimisation de l'usage de la ressource.

Ce résultat ne se retrouve pas pour l'émission de CO₂, qui est la plus faible pour la technologie pierre sèche.

On remarquera que la technologie gabion est très handicapante par rapport à la technologie pierre sèche, de par la présence des armatures des cages.

La question de la fiabilité des résultats peut se poser ici. Elle ne se pose à aucun moment pour la technologie béton, car ni le dimensionnement (volume de matériaux) ni les statistiques environnementales ne peuvent être remises en cause de par le caractère éprouvé et bien documenté de l'analyse financière et environnementale.

Les résultats trouvés pour les MSPS dépendent fortement de l'hypothèse prise pour le matériau principal qui est la pierre de carrière. Nous avons vu qu'aucune donnée n'était disponible. Le choix de l'analogie avec le gravier roulé a été choisi. Il n'est pas nécessairement opportun et pénalise très certainement la technologie. Le calcul devra être affiné.

L'analyse pour le gabion cumule les handicaps des MSPS et une validation des quantités indépendamment de la hauteur du mur.

Il reste ici une dernière remarque importante : ces chiffres sont dans une vision court-terme. En effet, il n'existe aucune statistique de la fin de vie de ces ouvrages, où le béton est mis en décharge mais où les pierres peuvent être réutilisées dans de nouveaux ouvrages ou pour réparations.

Problématique Pont

IFSTTAR, CEREMA

Analyse holistique de la construction d'un pont en maçonnerie en Lozère

Reconnus pour leur robustesse, leur durabilité et leurs qualités architecturales, les ponts en maçonnerie représentent une part importante des infrastructures de transport. Si cette technique n'est plus utilisée dans la construction neuve depuis des dizaines d'années, elle connaît un récent regain d'intérêt motivé par ses performances dans le cadre du développement durable ([1], [2]). La construction d'un pont en maçonnerie dans la commune de Saint-Andéol-de-Clerguemort (Lozère, France) a permis d'entreprendre une analyse holistique de ce type de construction.

1.1. Contexte : Genèse du projet

En octobre 2008, un épisode cévenol entraîne la destruction d'une buse dans la commune de Saint-Andéol-de-Clerguemort en Lozère et la coupure de la route communale qu'elle supportait. Alors que les services techniques déconcentrés s'étaient prononcés en faveur d'une solution type voûte ou cadre béton, le maire de la commune choisit de remplacer la buse par un pont voûte en maçonnerie. Un pont en maçonnerie de 6 m d'ouverture a finalement été bâti en pierres de schiste

hourdées à la chaux. La construction a duré six mois et a coûté 154 000 €, dont 70% pour la maçonnerie, 14% pour les fondations et équipements et 16% pour les études. Ce projet a reçu un financement à hauteur 47% de l'Etat et des conseils régionaux et généraux au titre des intempéries et 33% du conseil général et du parc national des Cévennes au titre du patrimoine.

1.2. Analyse de cycle de vie

1.2.1. Méthodologie

L'analyse du cycle de vie (ACV) est une méthode qui permet d'évaluer les impacts environnementaux d'un produit ou d'un service. La méthode de mise en œuvre d'une ACV est décrite dans les normes NF EN ISO 14040 [3] et NF EN ISO 14044 [4] ainsi que dans la norme NF EN 15804 [5] dans le domaine du génie civil. On décompose ainsi une ACV en quatre étapes :

- Définition des objectifs et du champ d'étude ;
- Inventaire du cycle de vie ;
- Evaluation des impacts ;
- Interprétation.

1.2.2. Définition des objectifs et du champ d'étude

Dans cette étude, on considère comme unité fonctionnelle une infrastructure de transport supportant une route pour franchir un cours d'eau sur une durée de 100 ans.

Dans une première approche, les frontières du système sont limitées à la construction du pont, c'est-à-dire la production des matériaux, le transport des matériaux et des engins et la phase de construction. Ensuite, l'étude est étendue à la vie en œuvre de l'ouvrage (approche *cradle-to-grave*), à l'exception des effets du trafic, c'est-à-dire les opérations de surveillance et de maintenance ainsi que la fin de vie sur 100 ans correspondant à la période de référence pour les ponts dans les Eurocodes.

L'étude débute par l'analyse de la construction du pont en maçonnerie, en s'appuyant sur les données récoltées en collaboration avec les artisans ayant construit le pont. La solution maçonnerie est ensuite comparée à une solution alternative en béton.

La comparaison entre la solution maçonnerie et la solution voûte béton est présentée Figure 4.5. On voit ainsi que la solution béton a un impact légèrement plus important que la solution maçonnerie, avec une différence de l'ordre de 20%. Ce faible écart s'explique par la répartition équitable des trois phases de construction et par le fait que la part du transport soit la même pour les deux solutions : la différence se fait uniquement sur la phase production des matériaux. Toutefois, un écart de 20% n'est pas significatif compte tenu des incertitudes de la méthode.

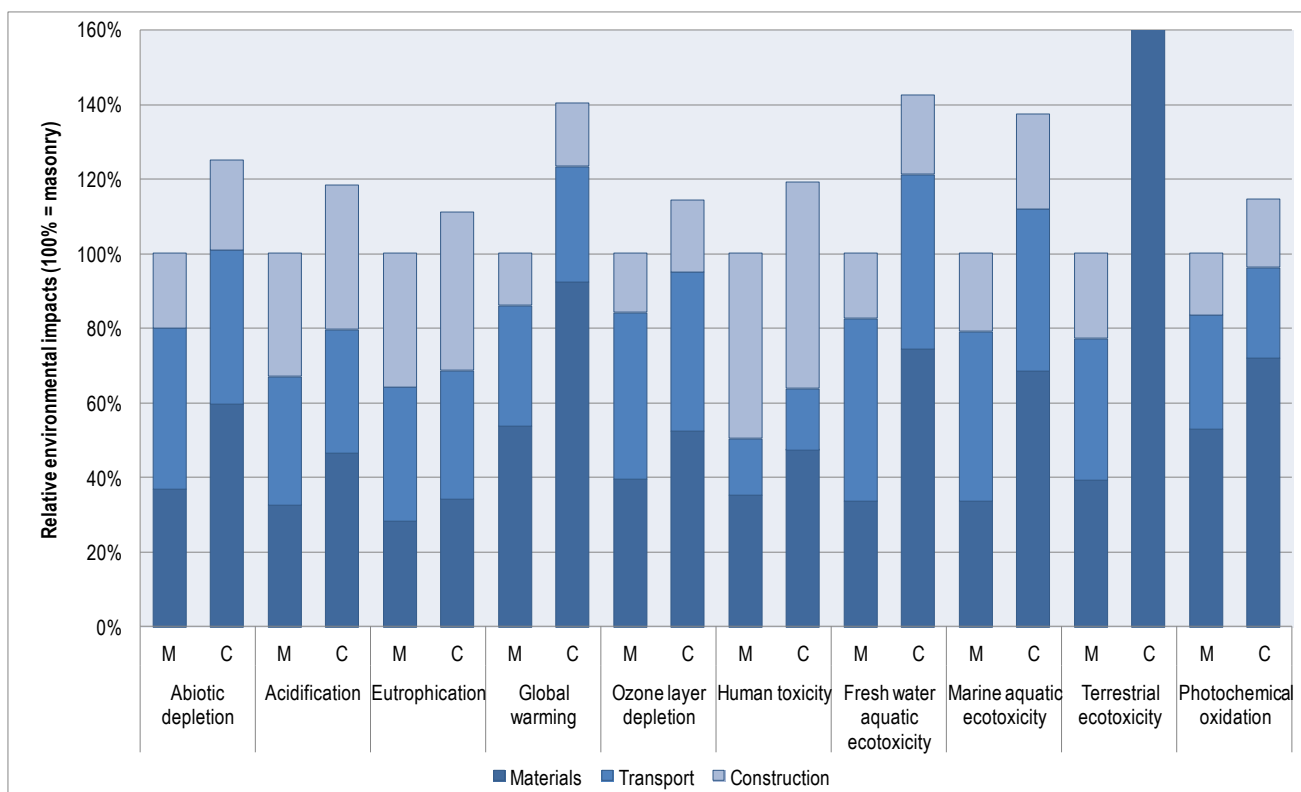


Figure 4.5 Comparaison des impacts environnementaux de la construction du pont en maçonnerie (M) et de la solution alternative béton (C) : identification des phases de production des matériaux, transport et construction.

1.2.3. Etude sur l'ensemble du cycle de vie

L'étude comparative précédente a été étendue sur la vie en œuvre de l'ouvrage en incluant les phases de surveillance et de maintenance. L'étude est menée sur une durée de vie de 100 ans, conformément aux prescriptions des Eurocodes pour les ouvrages d'art. Le trafic sur l'ouvrage est exclu de l'analyse car il est source d'incertitudes et ne contribue pas au choix du type d'ouvrage à privilégier.

Les hypothèses prises pour l'inspection suivent la procédure adoptée pour les ouvrages du réseau national, en trois niveaux :

- Surveillance continue, tous les ans ;
- Visite périodique type IQOA (Image Qualité Ouvrages d'Art), tous les 3 ans ;
- Inspection Détaillée Périodique, tous les 9 ans.

Les opérations de maintenance et de réparation sont programmées tous les 30 ans et diffèrent selon le type de construction. Pour la solution maçonnerie, on prévoit uniquement un rejointoiement. Pour la solution béton, des opérations de ragréage ainsi que de remplacement de la chape d'étanchéité ont été prises en compte. Le choix de programmer un remplacement de la chape d'étanchéité est motivé par le fait qu'elle assure l'intégrité structurale de l'ouvrage en prévenant les infiltrations d'eau et la corrosion des armatures.

Les résultats de la comparaison entre les solutions maçonnerie et béton sur l'ensemble du cycle de vie sont donnés Figure 4.6. On voit ainsi que les impacts de la solution béton sont beaucoup plus importants que ceux de la solution maçonnerie, avec un ratio d'1 pour 2. Le remplacement de

la chape d'étanchéité a un effet significatif sur les impacts environnementaux du pont voûte en béton.

En comparant ces résultats avec ceux de la Figure 4.5, on voit l'importance de prendre en compte l'ensemble du cycle de vie de l'ouvrage, malgré les incertitudes supplémentaires que cela introduit.

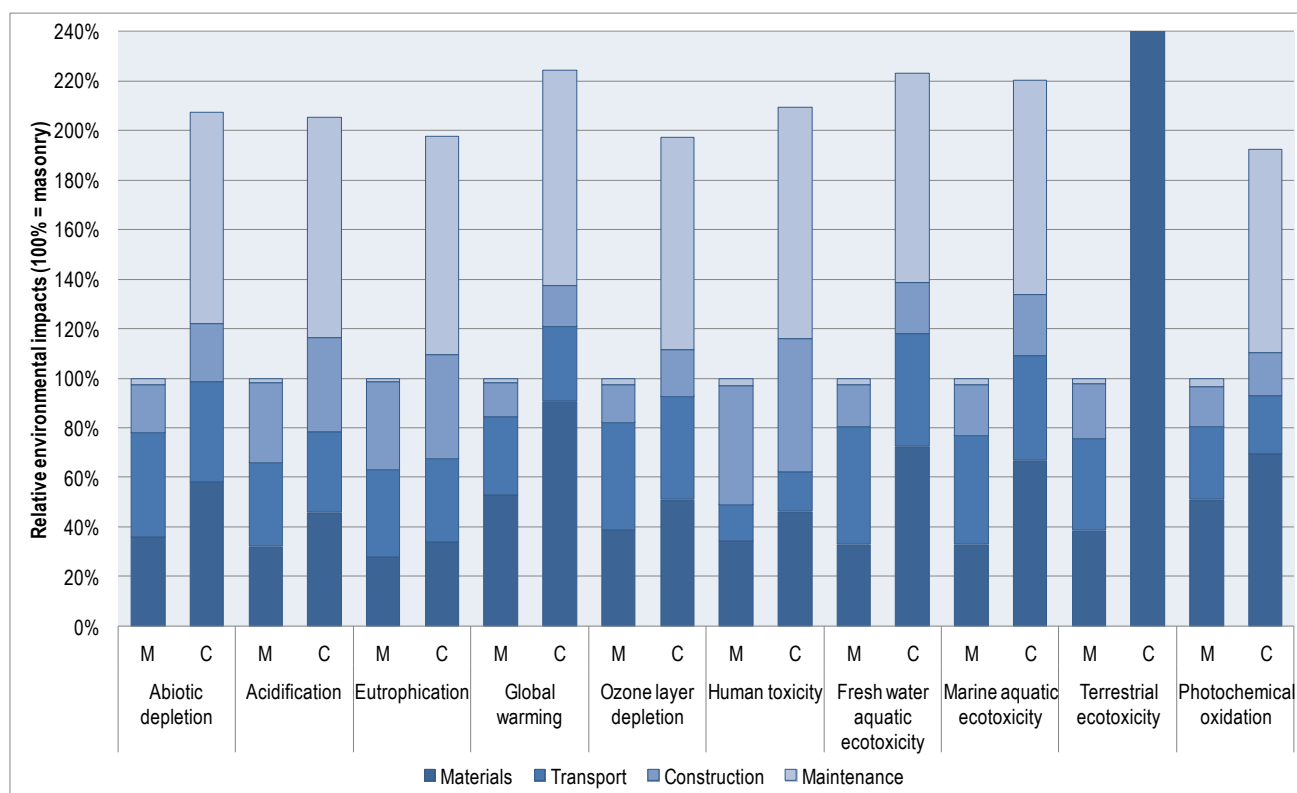


Figure 4.6 Comparaison des impacts environnementaux du pont en maçonnerie (M) et de la solution alternative béton (C) sur l'ensemble du cycle de vie : identification des phases de production des matériaux, transport et construction.

1.3. Coût du cycle de vie

La complexité du problème nous a amené à opter pour une analyse holistique. Or, le critère économique est généralement le principal critère pour choisir une solution. Si cette étude a été engagée sous l'angle environnemental, il nous a semblé important de la compléter avec une analyse économique.

La construction du pont en maçonnerie s'élève à 154 000 € mais, compte tenu du caractère novateur du projet, ce chiffre a peut-être été sous-estimé et les artisans évaluent leur perte de l'ordre de 30 000 €. Pour la solution maçonnerie, il est très difficile d'évaluer le coût de la solution retenue comme hypothèse parce que celui-ci dépend du marché, de la localisation et de l'opportunité du projet. Nous avons pris une fourchette de coût entre 77 000 € – estimation donnée par les services techniques déconcentrés au maire, et 277 000 € – montant engagé par le conseil général pour la construction du pont en béton avoisinant. Dans cette analyse économique, l'ensemble du cycle de vie est pris en compte.

L'analyse de coût du cycle de vie (CCV) est basée sur les mêmes hypothèses de maintenance et de durée de vie que celle d'analyse de cycle de vie. Le montant total des opérations de surveillance sur une période de 9 ans est estimé à 1 000€ pour la solution maçonnerie et 3 000€

pour la solution béton. Cette différence s'explique par l'éloignement des entreprises spécialisées pour l'inspection des ouvrages en béton, alors que l'ouvrage en maçonnerie peut bénéficier des connaissances locales des artisans. Les opérations de maintenance et de réparation sont programmées tous 30 ans. Chaque opération est évaluée à 5 000 € pour le rejointoiement de la maçonnerie et 40 000 € pour le ragréage et le changement de la chape d'étanchéité de la voûte béton. Deux scénarii de fin de vie sont envisagés :

- destruction du pont au bout de 100 ans, évaluée à 30 000 € quelle que soit la structure, et pas d'opération de maintenance à 90 ans (Figure 4.7a);
- analyse sur 100 years mais conservation du pont après 100 ans (Figure 4.7b).

Le CCV montre que la solution maçonnerie reste dans la fourchette inférieure de la plage de coûts de la solution béton. On peut même remarquer que, dans l'hypothèse où on conserve le pont après 100 ans, la solution maçonnerie est plus économique que la solution béton. L'analyse économique confirme l'importance de considérer l'ensemble du cycle de vie.

Cette analyse montre l'intérêt pour une commune avec budget de fonctionnement limité d'investir dans une solution robuste : le coût initial, qui peut être en partie financé par des subventions, est amorti sur l'ensemble du cycle de vie grâce à des coûts d'entretien faibles et l'utilisation de ressources locales.

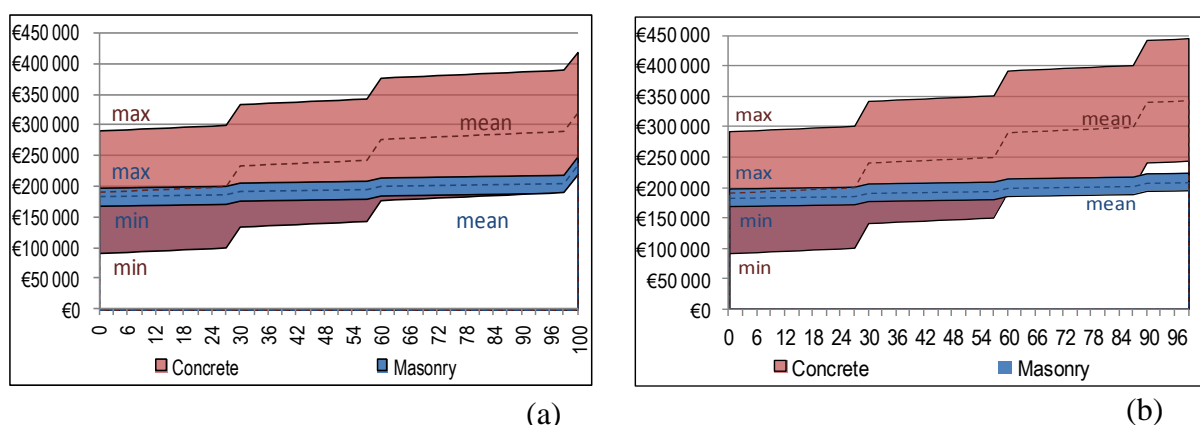


Figure 4.7b Comparaison des coûts du pont en maçonnerie et de la solution alternative béton sur l'ensemble du cycle de vie avec deux scénarios de fin de vie : destruction du pont à 100 ans (a) et préservation du pont après 100 ans (b).

1.4. Conclusions

En 2011, un pont neuf en maçonnerie a été construit sur la commune de Saint-Andéol-de-Clerguemort en Lozère. Dans le cadre du projet PEDRA, le chantier a été suivi pour analyser l'intérêt de ce type de construction dans le contexte du développement durable.

Une analyse de cycle de vie et un coût du cycle de vie ont été réalisés à partir des données collectées pendant la construction et d'hypothèses d'inspection et de maintenance. Ces études montrent l'importance de prendre en compte l'ensemble du cycle de vie de l'ouvrage. Au-delà de ses qualités esthétiques, la solution maçonnerie se révèle performante dans le cadre du développement durable et particulièrement adaptées pour les communes présentant un budget de fonctionnement limité mais des savoir-faire et des paysages à promouvoir.

- [1] Morel, J.C.; Mesbah, A.; Oggero, M. & Walker, P.: Building houses with local materials: means to drastically reduce the environmental impact of construction. *Building and Environment*, 36 (2001) 10, 1119-1126.
- [2] Habert, G.; Castillo, E.; Vincens, E. & Morel, J.C.: Power: a new paradigm for energy use in sustainable construction. *Ecological Indicators*, 23 (2012), 109-115.
- [3] NF EN ISO 14040. *Environmental management – Life cycle assessment – Principles and framework*. Association Française de Normalisation: Saint-Denis La Plaine 2006.
- [4] NF EN ISO 14044. *Environmental management – Life cycle assessment – Requirements and guidelines*. Association Française de Normalisation: Saint-Denis La Plaine 2006.
- [5] NF EN 15804. *Sustainability of construction works – Environmental product declarations – Core rules for the product category of construction products*. Association Française de Normalisation: Saint-Denis La Plaine 2012.
- [6] Bouhaya, L.; Le Roy, R. & Feraille-Fresnet, A.: Simplified environmental study on innovative bridge structure. *Environmental Science and Technology*, 43 (2009) 6, 2066-2071.
- [7] Hammervold, J. ; Reenaas, M. & Brattebø, H.: Environmental life cycle assessment of bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 18 (2013) 2, 153-161.
- [8] Frischknecht R.; Jungbluth N.; Althaus H.J.; Doka G.; Dones R.; Hischier R.; Hellweg S.; Humbert S.; Margni M.; Nemecek T. & Spielmann M. *Implementation of Life Cycle Impact Assessment Methods: Data v2.0*. Ecoinvent report No 3, Swiss centre for Life Cycle Inventories, Dübendorf 2007.

Une étude spécifique sur les indicateurs de développement durable pour la construction en pierre est donnée en Annexe 3.

Conclusion

Les études menées sur les ouvrages de soutènement et sur le pont de Chaldecoste montrent clairement que les coûts de construction de ces deux types d'ouvrages sont équivalents, ce qui va à l'encontre des idées reçues et parfois véhiculées par des services techniques de l'Etat ou des Bureaux d'Etudes. L'apport de PEDRA sur ce sujet est alors clair.

L'ACV qui a été construit sur ces ouvrages montre par contre un impact environnemental relativement équivalent, mettant en opposition un ouvrage industriel dont les cotes sont optimisées et un ouvrage traditionnel dont le volume important de matériau utilisé pénalise la solution d'un point de vue environnemental. Cependant, la prise ne compte de la maintenance et de la destruction rend la technologie pierre meilleure que la technologie béton dans le cas du pont. Même si cette étude n'a pas été faite pour les ouvrages de soutènement, on a face à face un ouvrage dont 80% des pierres peut être réutilisé et de l'autre un processus de destruction consommateur d'énergie pour des matériaux encore difficilement valorisable dans le cas de murs de soutènement en béton armé. On peut alors s'attendre aux mêmes conclusions que ce qui a pu être trouvé pour le pont de Chaldecoste.

Une étude particulière a été menée concernant les indicateurs de développement durable pour la construction en pierre où l'on montre que l'énergie n'est pas un indicateur adapté au profit de la puissance qui est l'énergie dépensée pendant un laps de temps donné et de l'accessibilité à la ressource.

Livrable 5 : Modélisation

Validation sur ouvrages

Responsable : Eric Vincens (eric.vincens@ec-lyon.fr)

Problématique Murs de soutènement en pierre sèche

ECL – LTDS, Ecole des Ponts ParisTech – Navier, ITASCA

Deux types de MSPS plans ont été modélisés : les MSPS de talus et les MSPS routier. La modélisation des premiers s'appuie sur des travaux scientifiques, notamment expérimentaux, antérieurs, la modélisation des seconds sur la base des expériences à l'échelle 1 réalisées dans le cadre du projet PEDRA.

MSPS de talus

Pour le cas des MSPS de talus (murs plans), une réactualisation des abaques présents dans le « Guide de bonnes pratiques » édité en 2007 a été effectuée dans le cadre du projet PEDRA. Ils seront réactualisés sur la base du calcul à la rupture, plus précis que le calcul d'analyse limite, en tenant compte de l'éventuelle cohésion du remblai. Ces abaques sont inclus dans un document totalement renouvelé sur la conception-réparation de MSPS de talus, document qui sera présenté à la C2P (Commission Prévention Produit) de l'AQC (Agence Qualité Construction) en 2015 pour obtenir le statut de Règles Professionnelles. Les MSPS de talus courbes, qui ne représentent qu'une faible proportion des MSPS existants, sont en dehors de ce présent document. Les abaques sont individuellement construits pour un type de pierre, un type de sol et une inclinaison du talus donnés. Ils présentent, en abscisse : le fruit variant de 0 à 45% et en ordonnée : la largeur de la base du mur moyennant, dans le calcul, l'usage d'un coefficient de sécurité de 1,5 en vigueur pour les murs de soutènement.

Par ailleurs, deux approches ont été entreprises pour modéliser la rupture en déformation plane des MSPS de talus : une approche discrète pure et une approche mixte discrète-continue. L'approche discrète pure, très consommatrice en termes de temps de calcul, permet cependant de maîtriser au plus près les paramètres physiques et mécaniques expliquant le comportement mécanique de tout matériau discret. L'approche mixte discrète-continue permet d'accélérer les temps de calcul en réduisant les informations à traiter.

Cas de l'approche discrète pure

Le chapitre 2.1.2 de la thèse de J Oetomo explique la technique de construction d'un mur, où le mur est construit dans sa globalité avant qu'il soit partitionné en objets distincts, objets qui sont ensuite évidés pour diminuer les temps de calcul.

Le chapitre 2.2 explique la création des objets grains du remblai tout comme l'identification des paramètres physiques (forme des grains) et mécaniques (paramètres locaux). On définit d'abord la forme des grains et le frottement local permettant de retrouver l'angle de frottement à l'état critique qui est connu pour le gravier utilisé par Colas et al. Ensuite la porosité du remblai, qui n'aura pas le sens physique de la porosité 3D in situ, est calibrée de manière à retrouver l'angle de frottement interne du sol.

Le chapitre 2.3 explique l'identification des paramètres locaux pour le contact grain du remblai – bloc du mur. Ce contact est qualifié de contact appartenant à l'interface sol-mur. Il n'y a aucune information de la valeur de l'angle de frottement au niveau de cette interface dans les expériences à l'échelle. Cependant, l'interface étant rugueuse, Colas et al. ont supposé que cet angle était égal à l'angle de frottement interne du remblai, hypothèse tout à fait raisonnable que nous suivrons ici. Des essais CNL (constant normal load) ont été simulés pour identifier par essai-erreur l'angle de frottement local du contact grain du remblai – bloc du mur.

Les essais de Villemus et al. ont été simulés, ceci a permis dans le cadre d'une sollicitation simple (pression hydrostatique) de valider le modèle de mur (Figure 5.1). Les détails de cette approche peuvent être trouvés dans le chap 2.4.1.

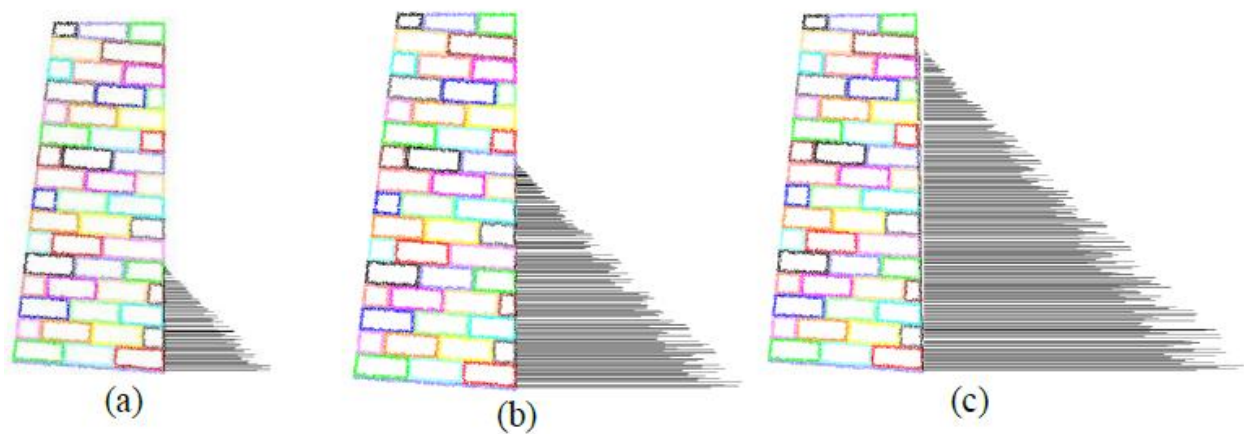


Figure 5.1 : plusieurs étapes du chargement par poussée hydrostatique.

Pour la simulation des essais de Colas et al., le remblai est créé progressivement par dépôt sous gravité permettant de minimiser les temps de calcul (Figure 5.2). Les détails de cette approche peuvent être trouvés dans le chap 2.4.2.

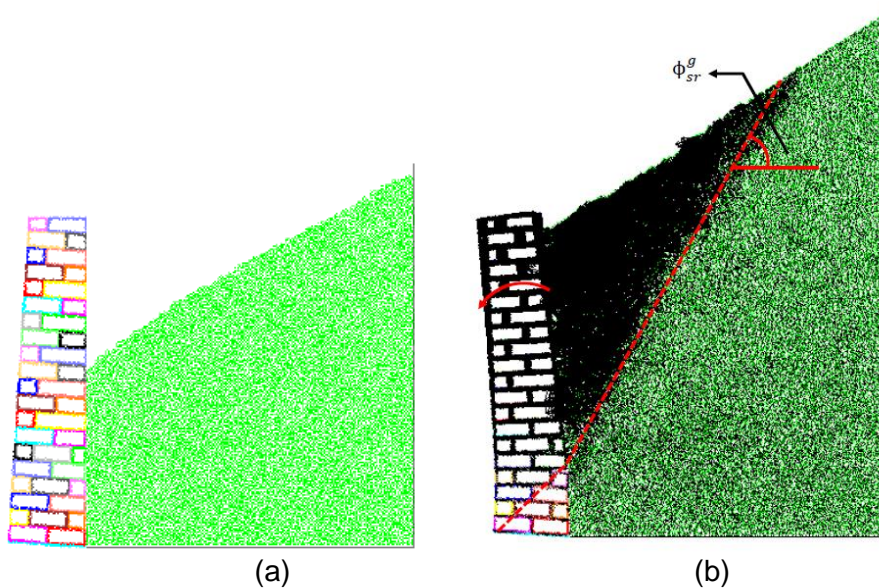


Figure 5.2 : chargement du mur par un remblai ; (a) : phase intermédiaire ; (b) : rupture par renversement.

Approche mixte discrète continue

Les paramètres mécaniques locaux pour le mur sont ceux identifiés précédemment et un modèle élastique parfaitement plastique pour le remblai est choisi. Les paramètres de la loi sont déduits d'essais triaxiaux réalisés en même temps que les expériences de Colas et al.

Concernant les simulations des essais de Colas et al., on notera que le processus de chargement est identique que celui effectué précédemment, les éléments du remblai sont compatibles avec l'angle de talus naturel et sont activés couche après couche jusqu'à l'atteinte de la rupture (Figure 5.3).

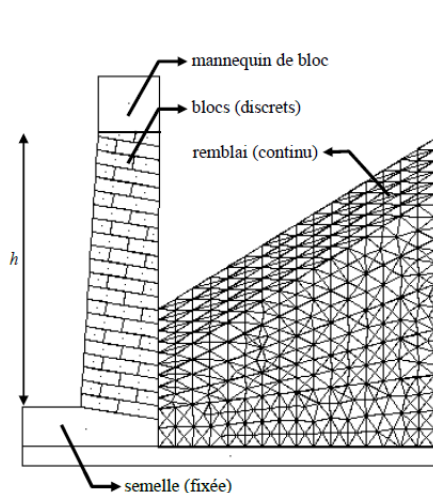


Figure 5.3 : chargement progressif du mur par un remblai.

Les résultats des simulations des essais de Villemus et al. sont donnés dans le Tableau 5.1. Les détails de cette approche peuvent être trouvés dans le chap 3.2.1. On note que la qualité des

résultats est identique entre les deux approches et généralement légèrement de meilleure qualité que l'approche à la rupture.

Tableau 5.1 : modélisation des expériences de Villemus et al. : cas d'une poussée hydrostatique

Hauteur du mur h (m)	2,0	1,95	4,0	2,0	4,25
Mur	Mur V1c	Mur V2c	Mur V3c	Mur V4c	Mur V5s
Expérience	1,74G	1,78R	3,37G	1,90R	3,62G
Analytique [44]	1,86G	1,92R	3,74G	1,94R	3,98G
Erreur relative	7%	7%	11%	2%	11%
Simulation PFC2D	1,88R	1,87R	3,52G	1,86R	3,75R
Erreur relative	8%	5%	4%	2%	4%
Simulation UDEC	1,88G	1,91R	3,60G	1,89R	3,75R
Erreur relative	8%	7%	7%	≈ 0%	4%

R=Renversement, G=Glissement

On donne dans le Tableau 5.2 le résultat des simulations concernant les essais de Colas et al. pour deux tirages différents du remblai dans le cas du calcul par approche discrète pure. Les détails de cette approche peuvent être trouvés dans le chap 3.2.2 de la thèse de J Oetomo. L'erreur relative moyenne avec les résultats expérimentaux est inférieure à 7% pour une même erreur inférieure à 12% par la méthode à la rupture. L'approche mixte conduit à une erreur relative du même ordre que l'approche discrète pure et ici aussi légèrement de meilleure qualité que la méthode à la rupture.

Tableau 5.2 : modélisation des expériences de Colas et al. : cas d'une poussée due à un remblai granulaire purement frottant.

Hauteur du mur h (m)	2,5	2,5	2,5
Mur	Mur C2si	Mur C3sp	Mur C4cp
Expérience	2,3G/R	2,78R	2,72R
Analytique [44]	2,58R	2,85R	2,67R
Erreur relative	12%	2%	2%
Simulation PFC2D	(1) 2,41R (2) 2,33R	(1) 2,63R (2) 2,67R	(1) 2,48R (2) 2,58R
Erreur relative	3%	5%	7%
Simulation UDEC	2,36R	2,57R	2,47R
Erreur relative	3%	8%	9%

R=Renversement, G=Glissement

On notera que contrairement à la méthode à la rupture, la méthode discrète ne conduit pas systématiquement à une évaluation par le haut de la hauteur critique sollicitante. Cette erreur peut

être le reflet de l'imperfection des lois de comportement utilisée mais aussi à un aléa dans les propriétés des matériaux réels qui conduirait à des résultats expérimentaux différents pour deux campagnes identiques.

La différence entre les approches discrètes résulte de la facilité à manipuler et créer le modèle qui est plus aisé sous UDEC, tout comme les temps de calcul qui sont beaucoup plus faibles par cette méthode. Les temps de calcul sont donnés dans le Tableau 5.3, le temps de calcul est compté à partir du moment où le modèle est a été construit et que les calculs sont menés.

Tableau 5.3 : temps de calcul pour la simulation de l'essai de chargement de MSPS de talus par un remblai.

Approche	Temps de calcul
Analytique (le calcul à la rupture)	Instantané
Simulation PFC2D†	≈ 2,5 semaines
Simulation UDEC†	≈ 4 heures

† Simulé avec Intel Xeon CPU de 3,2 GHz

Au-delà de ces différences, l'étude a permis de valider l'approche à la rupture en donnant la qualité maximale qui peut être atteinte pour trouver une hauteur critique de chargement sollicitant par des approches sophistiquées. L'approche à la rupture est beaucoup plus adaptée pour établir des abaques qui seront ensuite utilisées par les professionnels.

Par ailleurs, l'étude a permis de mettre en relief l'importance du comportement post-pic dans la modélisation. Pour ce remblai, le radoucissement est assez faible ce qui est bien approximé par le modèle de Mohr-Coulomb qui ne peut traduire ce radoucissement. Le modèle PFC2D est par exemple trop radoucissant, expliquant pourquoi la hauteur critique est trouvée par le bas (remblai moins auto-portant). Le rôle de l'interface remblai-mur a pu être évalué confirmant sa moindre importance.

Une étude paramétrique impliquant une incertitude (+/- 5%) sur le frottement bloc-bloc ou la porosité montre que cela n'affecte que peu la qualité des résultats.

Une étude particulière a été faite sur la prise en compte de la cohésion du sol chargeant le mur, elle sera prise en compte dans la réactualisation du "guide de bonnes pratiques". La prise en compte d'une seule cohésion de 2 kPa ou 5KPa permet de diminuer le poids de matériau pour construire le mur de 37% et 74% respectivement ce qui est très important.

MSPS routier

Approche discrète

Une modélisation mixte discrète continue de la rupture du mur testé à l'échelle 1 à St Saturnin dans le cadre du projet PEDRA a été effectuée (Figure 5). Le mur est traité comme un milieu discret, le remblai comme un milieu continu, la poussée du remblai transitant vers le mur au moyen d'un élément « interface ».

Le mur modélisé est un mur à double parement. La Figure 5.4 rend compte qualitativement des observations expérimentales.

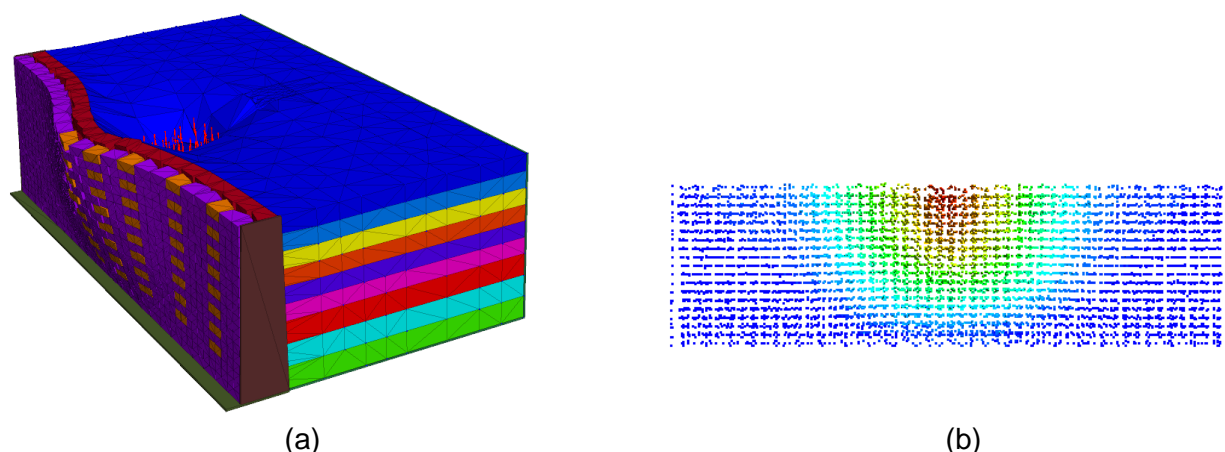


Figure 5.4 : Modélisation de la rupture 3D d'un MSPS par formation d'un ventre (expérience de St Saturnin) ; (a) : modèle au moment de la rupture, (b), champ de déplacements normaux au parement correspondant

Une première modélisation s'est faite avec des blocs parallélépipédiques et montre une surface d'influence de la charge en tête de mur qui atteint fortement les limites latérales du système. La restriction de cette zone d'influence, visible sur la Figure 5.5 provient de la mobilité entre blocs et donc de la surface de contact entre ces derniers qui est réduite. L'effort à la rupture est néanmoins peu influencé (+/- 10%) par la forme des blocs à poids de mur équivalent. Nous avons pu retrouver par l'utilisation des blocs de forme irrégulière la zone d'influence de la charge obtenue in situ.

Cependant, il n'a pas été permis de retrouver la valeur de l'effort de rupture obtenue dans les expériences à l'échelle 1 avec une valeur à la rupture 3 fois plus grande que dans l'expérience. D'autres essais seront nécessaires pour savoir si le problème provient de l'expérimentation ou de la modélisation. Ce travail est envisagé dans le cadre du projet MaPCod (projet d'Avenir Lyon- St Etienne – IDEX (2013-2015) et dans le cadre de la thèse de B Terrade (IFSTTAR- Ecole des Ponts ParisTech) en cours.

Approche à la rupture et homogénéisation

On s'attache ici à dimensionner des murs de soutènement vis-à-vis des ELU (états limites ultimes) pour des ruptures 3D. Cette approche avait déjà été utilisée avec succès antérieurement au projet PEDRA pour étudier la rupture des MSPS de talus dans la thèse de doctorat de AS Colas 2009.

Nous nous sommes intéressés, principalement dans cette partie du projet, au problème de la stabilité d'un mur de soutènement en pierre sèche, avec un chargement ponctuel appliqué sur une plaque rigide posée sur le sol situé derrière le mur, afin de simuler la présence d'un essieu de camion (Figure 5.5). La particularité de ce chargement rend le problème purement tridimensionnel. La longueur L du mur est grande devant la hauteur H et la profondeur B du mur. Le sol retenu par le mur est purement frottant, d'angle de frottement interne ϕ_s .

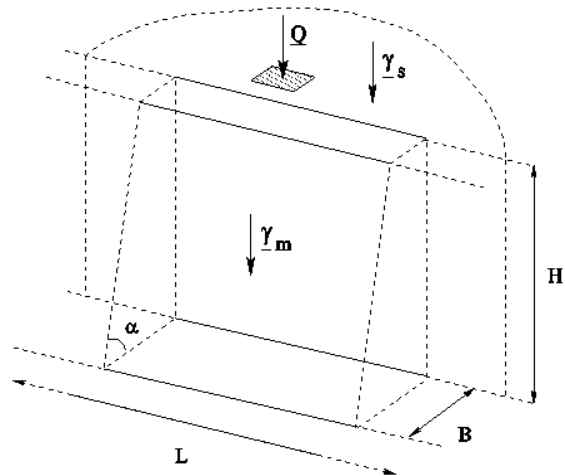


Figure 5.5 : Modélisation géométrique de l'ouvrage

Le chargement du système est donc composé de trois paramètres. Les poids volumiques respectifs du sol maintenu et du mur γ_s et γ_m et la charge Q appliquée sur la plaque rigide.

1. Modélisation périodique du mur dans une configuration 3D

Le mur est composé de blocs de pierre identiques disposés comme indiqué sur la Figure 5.6. Le frottement entre les blocs est régi par un critère d'interface de Coulomb sans cohésion d'angle de frottement ϕ_b . On considère dans cette étude, conformément aux observations expérimentales, que les blocs sont infiniment rigides.

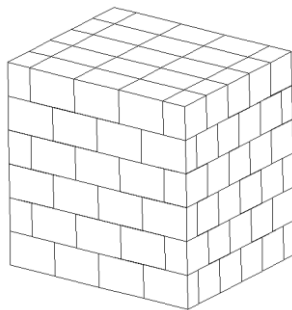


Figure 5.6 : disposition des blocs

2. Construction du critère de résistance macroscopique:

Cette disposition particulière des blocs permet la mise en évidence d'une cellule de base (ie. Motif géométrique que l'on retrouve partout dans le système étudié). Cette cellule est représentée en bleu sous différents angles sur les Figures 5.7a à 5.7d.

Par un raisonnement d'homogénéisation en calcul à la rupture, qui consiste à déterminer le critère de résistance G^{hom} du milieu macroscopique équivalent par un raisonnement mécanique sur la cellule de base (ie. au niveau micro), on peut écrire :

$$\begin{aligned}
 G^{\text{hom}} &= \left\{ \underline{\underline{\Sigma}} / \underline{\underline{\Sigma}} = \frac{1}{V} \int_V \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) dV \right\} & \text{a)} \\
 \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) &\in \mathfrak{R}^2 \text{ et } \forall \underline{x} \in J, \quad g(\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}), \underline{n}(\underline{x})) \leq 0 & \text{b)} \\
 \text{div } \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) &= \underline{0} & \text{c)} \\
 \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \underline{n}(\underline{x}) &\text{ antipériodique} & \text{d)}
 \end{aligned} \tag{1}$$

Où J représente les interfaces, la fonction g définit le critère d'interface de Coulomb, et $\underline{n}(\underline{x})$ représente la normale à une facette élémentaire en tout point \underline{x} de la cellule (1.d) traduit en fait la périodicité du champ de contrainte). V est le volume de la cellule de base.

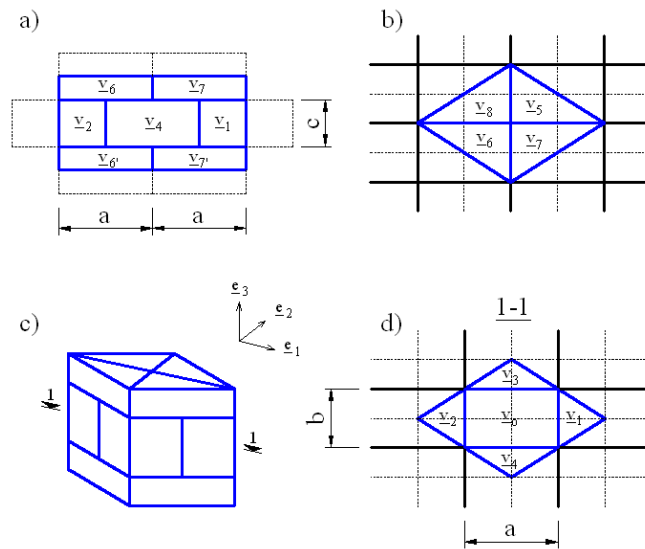


Figure 5.7 : forme de la cellule de base

A partir de la définition précédente et au moyen du théorème des puissances virtuelles, on construit l'approche duale, dite approche cinématique dont on donne une définition :

$$\begin{aligned}
 \forall \underline{\underline{D}} \in \mathfrak{R}^6 \quad \pi^{\text{hom}}(\underline{\underline{D}}) &= \inf_{\underline{v} \in CA} \left\{ \langle \pi(\underline{d}) \rangle / \langle \underline{d}(\underline{v}) \rangle = \underline{\underline{D}} \right\} \\
 \text{avec } \langle \pi(\underline{d}) \rangle &= \int_V \pi(\underline{d}) dV + \int_{\Sigma} \pi(\underline{n}, [\underline{V}]) dS
 \end{aligned}$$

où π représente la fonction d'appui du critère de résistance en chaque point au niveau de la cellule de base, et π^{hom} la fonction d'appui du critère de résistance homogénéisé que l'on cherche à construire. En mettant en œuvre ce raisonnement sur la cellule de base présentée sur la figure 3, avec des champs de vitesse \underline{V} composés de blocs en translation, on obtient une fonction d'appui π^{hom} nulle, pour des conditions sur le champ de vitesse macro. Pour le cas de champs de vitesse macro ne respectant pas ces conditions, la fonction π^{hom} est infinie (cf. thèse

HH Le, 2013). On rappelle ici, que l'approche cinématique mise en place, nous amène à la construction par l'extérieur du domaine de résistance homogénéisé, autrement dit, le domaine obtenu inclut le domaine de résistance exact. L'estimation du critère de résistance obtenue représentée pour le cas de la déformation plane dans le plan (e_1, e_3) est représenté sur la Figure 5.8. On note c et f les quantités suivantes:

$$c = \tan f, m = 2c / a$$

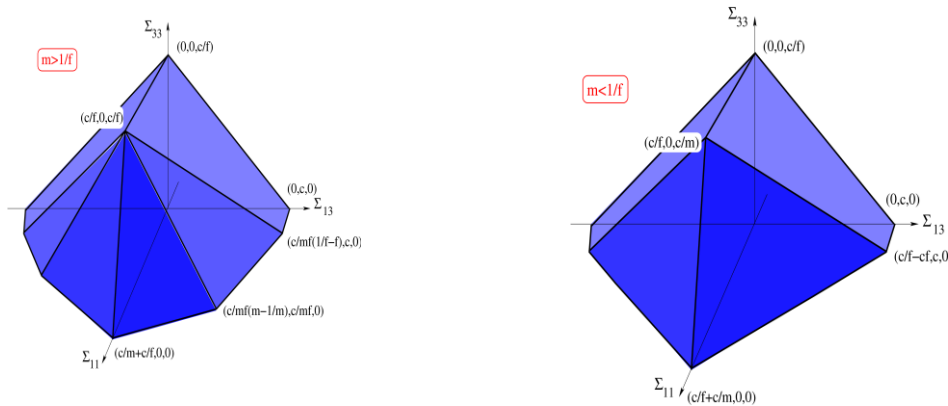


Figure 5.8 : Estimation du domaine de résistance homogénéisé anisotrope

Le critère de résistance macro étant maintenant construit, on met à nouveau en œuvre l'approche cinématique du calcul à la rupture, mais cette fois-ci à l'échelle de l'ouvrage, afin d'obtenir une estimation de la stabilité du système. Cette méthode consiste à construire des mécanismes de rupture (champs de vitesse) et de s'assurer que la forme duale de l'équilibre est assurée et le critère homogénéisé respecté. En optimisant ces champs, on détermine un majorant de la force Q au delà de laquelle il y aura ruine de l'ouvrage. Dans le cadre de la thèse de HH. Le (2013) une famille de mécanismes de rupture, constituée de deux blocs en translation, a été étudiée (Figure 5.9).

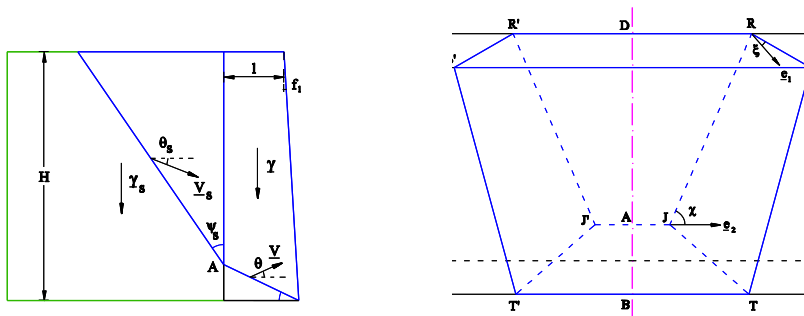


Figure 5.9 : mécanisme de rupture étudié

On a reporté sur la Figure 5.10, l'évolution du rapport de la charge extrême obtenue par nos calculs sur la charge extrême mesurée dans le cadre des essais réalisés à St Saturnin lès Apt décrits dans la partie expérimentale de ce rapport, en fonction de l'angle de frottement interne des joints entre les pierres. Des essais réalisés sur deux blocs à la boîte de Casagrande (voir partie expérimentale) ont conduit à la détermination de l'angle de frottement interne des joints des pierres autour de 37° . Il est important de noter ici que AS Colas, dans sa thèse (Colas, 2009), avait constaté que l'angle de frottement mesuré à la boîte de Casagrande pouvait surestimer de façon notable l'angle de frottement mesuré dans les joints lors de l'essai des murs (l'angle de frottement

pouvait être surestimé d'une dizaine de degrés). Des efforts seront à produire à l'avenir concernant la détermination de cet angle.

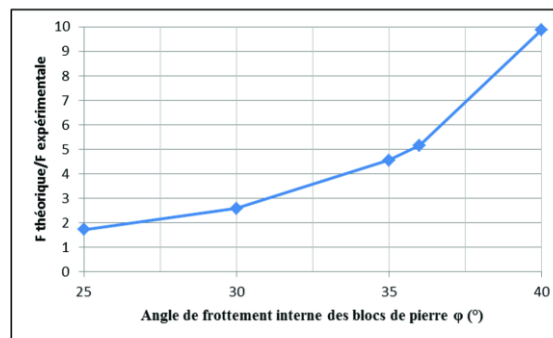


Figure 5.10 : Evolution du rapport charge limite théorique/expérimentale vs angle de frottement des joints

On constate sur la Figure 5.10, une augmentation importante (de l'ordre de 6 fois), de la capacité portante lorsque l'angle de frottement interne des joints croît de 25 à 40°, conformément à la physique du problème.

On remarque en outre, qu'en tenant compte de la précision apportée précédemment concernant la surestimation de l'angle de frottement interne des joints d'une dizaine de degrés, l'angle de frottement à prendre en compte étant alors autour de 27°, l'estimation de la charge extrême calculée par cette approche surestime la charge obtenue expérimentalement d'un facteur 2.

Cet écart est à relativiser, en rappelant que l'on a mené une approche cinématique du calcul à la rupture, conduisant à l'estimation par l'extérieur, c'est-à-dire un majorant de la charge extrême. En outre, le mode de chargement appliqué expérimentalement (voir thèse Le, 2013) a été appliqué en deux étapes, conduisant certainement à une charge extrême inférieure. De plus l'épaisseur du mur expérimental ayant été volontairement choisie faible afin de diminuer la résistance de l'ouvrage, le nombre de blocs de pierre dans cette épaisseur est de l'ordre de 3. Cette quantité est un peu faible pour pouvoir justifier un raisonnement d'homogénéisation dans cette direction. Il sera donc nécessaire de valider cette approche sur d'autres travaux expérimentaux.

Conclusion

Les modélisations discrète et mixte discrète-continue des MSPS de talus ont permis de retrouver les hauteurs critiques de chargement obtenus dans l'expérience avec un bon degré de précision. Pour les MSPS routier, la modélisation des essais à l'échelle 1 montre une divergence de résultats entre les méthodes numériques elles-mêmes d'une part et vis-à-vis de l'expérience d'autre part. Des travaux supplémentaires seront nécessaires avant de pouvoir aboutir à des Règles pour la profession. Par ailleurs, la rupture du mur est obtenue alors que le remblai est rentré en plasticité et s'est fortement déformé au niveau de la charge concentrée. Ce n'est évidemment pas souhaitable pour une route et un critère de dimensionnement pour un MSPS routier devra plutôt être construit sur la base d'une déformation maximale pour le mur associé à une déformation maximale admissible pour la chaussée.

Problématique Pont

ECL – LTDS, ITASCA

Les calculs ont été menés sur la base d'un ouvrage réel construit en Lozère. La modélisation de l'opération de décintrage a été effectuée avec l'approche aux éléments discrets et a donné lieu à une publication dans une revue scientifique internationale [1]. Une première modélisation a été entreprise en déformation plane (UDEC, code ITASCA), une deuxième modélisation a été effectuée en 3D. Elle est l'objet d'un travail de master 2 Recherche (2014), cette modélisation intègre le processus de décintrage mais aussi l'effet d'un chargement réglementaire (essieu) sur le pont. Des mesures in situ pour un tel chargement sont prévues à l'automne 2015.

La Figure 5.11 présente la géométrie du pont modélisé. Lors du processus de décintrage, les faibles déplacements trouvés (mm) ne justifiaient pas l'utilisation d'une approche aux Éléments Discrets, cependant la volonté d'étudier dans l'avenir le comportement du pont proche de sa rupture nous a amené à effectuer ce choix. Par symétrie, un demi-système est étudié (Figure 5.12).



Figure 5.11 : Pont de Chaldecoste- fin de travaux

Les blocs sont du type blocs déformables en contact par des interfaces qui concentrent l'essentiel de la souplesse du système. Les paramètres de modèle ont été identifiés par les essais de compression sur blocs individuels et sur triplets.

Une étude approfondie a été menée pour comprendre le transfert d'effort aux niveaux des contacts entre les blocs situés proche de la clef de la voûte. Le processus de montage de la voûte amène à placer le bloc de la clef en force et à la masse. Cela a tendance à induire des contacts privilégiés proches de l'intrados de la voûte. Le faciès des déplacements obtenus après décintrage tendent eux à montrer que les points de contacts entre blocs de la clef ont basculé des zones proches de l'intrados vers des zones plus proches de l'extrados. Cela a été retrouvé en créant des interfaces ouvertes du côté de l'extrados.

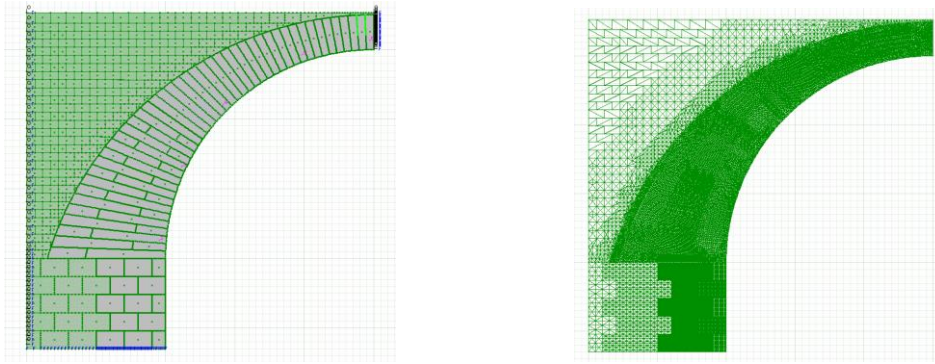


Figure 5.12 : Géométrie du pont Chaldecoste modélisée par UDEC.

La réduction de la surface de contact conduit à n'avoir que 20% de la surface totale qui transmet les efforts (model 2), ce qui est conséquent et permet une rotation d'un bloc par rapport à un autre. C'est cette rotation qui est à l'origine du faciès particulier du profil de flèche (Figure 5.13) mesuré in situ.

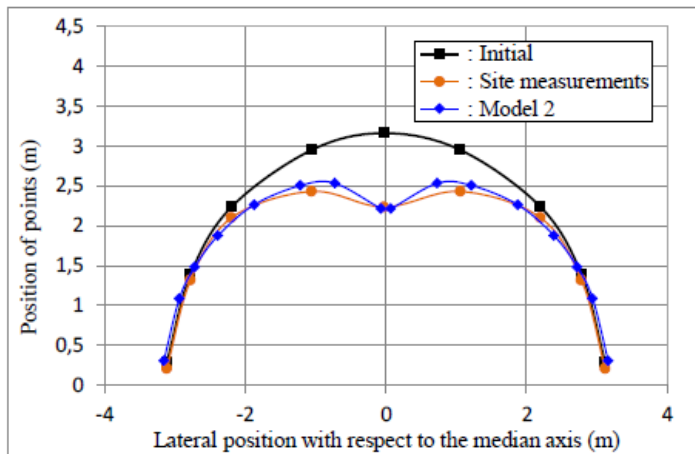


Figure 5.13 : Déplacement vertical du pont Chaldecoste après décintrement, flèche donnée avec un facteur d'amplification de 3000.

Une modélisation 3D du décintrement du pont a été effectuée grâce au code 3DEC (ITASCA). Une première tâche a permis de retrouver les déformations du modèle 2D (Figure 5.14a et Figure 5.14b), validant l'approche. Les paramètres mécaniques du modèle 3D sont ceux considérés dans 3DEC. Ce modèle est appelé modèle 1.

On donne en Figure 5.15a, le modèle 3D de la moitié du pont utilisé pour la modélisation de la phase de décintrement. Ce modèle est appelé modèle 2. Les valeurs de flèches sont données dans deux plans verticaux différents, l'un sur la face du tympan, ce qui correspond au plan de mesure expérimentales ; le deuxième plan est celui dans l'axe du pont ("au milieu de la voûte"). Ces flèches sont comparées au modèle 1. On notera une différence faible entre les flèches données dans ces 2 derniers profils. Le profil le plus bas correspond à des flèches dans le tympan qui est plus chargé que celui qui est dans l'axe du pont, dû au poids du tympan, donnant l'ordre de grandeur des effets 3D.

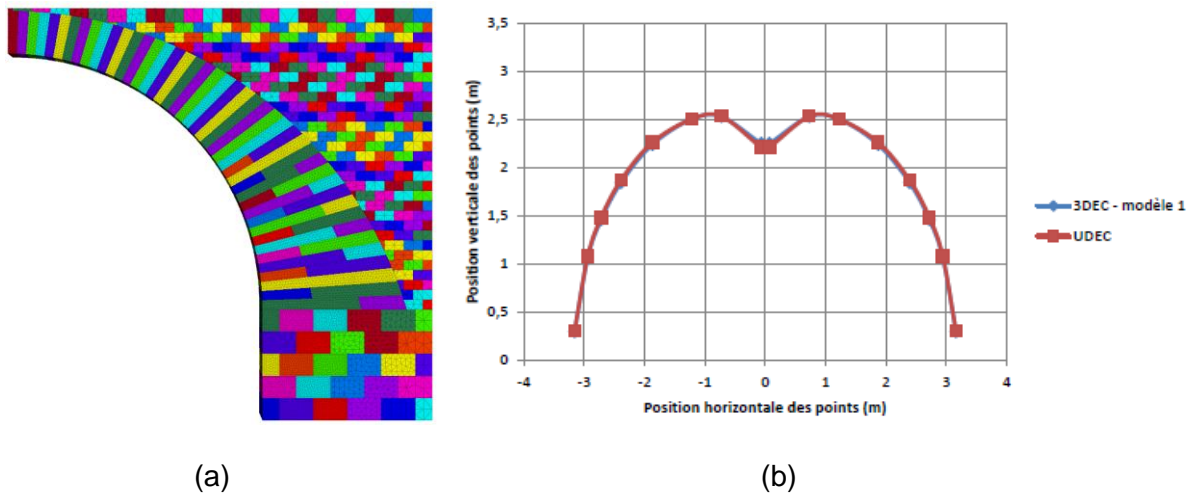


Figure 5.14 : Modélisation du décintrement, pont de largeur 1m (3DEC), (a) géométrie ; (b) flèche après décintrement, pour un contact entre blocs de 20% à la clef (voir Figure 5.13), flèche donnée avec un facteur d'amplification de 3000.

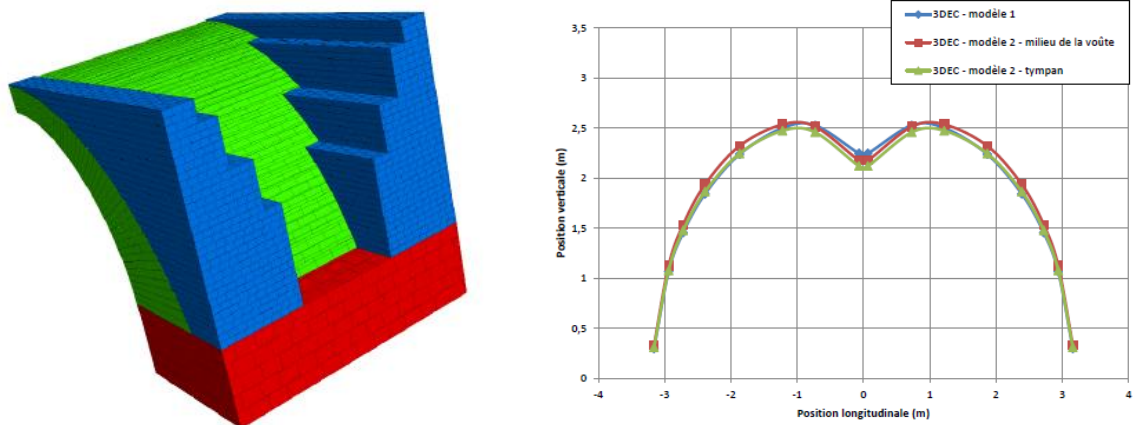


Figure 5.15 : Modélisation du décintrement (3DEC), (a) : Modèle 3D du pont avec ses fondations (rouge), sa voûte (vert), son tympan et ses redans (bleu) ; (b) flèche après décintrement ; flèche donnée avec un facteur d'amplification de 3000.

La voûte a été ensuite chargée par une Grave Non Traitée après dépôt d'un complexe d'étanchéité et la route construite. La modélisation d'un chargement réglementaire sur un modèle de pont complet sera entreprise dans le cadre de ce travail. Le chargement in situ est prévu pour l'automne 2015.

[1] Tran, V.H., Vincens E., Morel JC., Dedecker F., Le HH., 2D-DEM modelling of the formwork removal of a rubble stone masonry bridge, Engineering Structures, 75, 448-456, 2014.

Problématique Barrage en enrochement avec perré

La modélisation de la rupture d'un barrage en enrochement avec perré sur la base des expériences menées à l'échelle 1/10 fera l'objet d'une étude particulière et sera intégrée au PN

« Barrages et Séismes » en cours de montage. Une étude sur ce sujet peut être trouvée dans la thèse de R Deluzarche (2004).

Un calcul à la rupture est cependant en train d'être mené au sein des organismes (IFSTTAR, Ecole des Ponts ParisTech, ENTPE-LTDS) et donnera lieu à une publication [1]. Ce travail s'appuie sur les premiers calculs développés par HH. Le (2013) dans sa thèse de doctorat (voir annexe B de cette thèse).

[1] Colas, A.S. Morel J.C., Garnier D., Yield design assessment of stone-facing embankments, soumis à Engineering Structures

Conclusion

Les calculs menés par l'approche aux Eléments Discrets (DEM) ont permis de mieux cerner l'importance des étapes de modélisation remblai - interface mur/remblai - mur et les facteurs expliquant le comportement des MSPS vis-à-vis de la rupture en déformation plane. Différentes approches DEM ont été utilisées permettant d'évaluer l'optimum entre précision de la prédiction et temps de calcul. Les calculs menés ont aussi permis de valider l'approche de calcul à la rupture qui est plus aisée pour construire des abaques à destinations des concepteurs (artisans, bureaux d'études). De manière indirecte, ce sont alors aussi les expériences menées à l'échelle 1 antérieurement au projet qui se trouvent aussi validées.

Un document comportant notamment des abaques de dimensionnement des MSPS de talus plans construits sur la base du calcul à la rupture et tenant compte de la cohésion du remblai est en cours de validation en tant que Règles Professionnelles auprès de l'organisme agréé. Le cas des MSPS de talus, de forme courbe, reste un problème ouvert.

Des calculs à la rupture par homogénéisation ont aussi été menés pour retrouver la rupture 3D par formation d'un ventre des MSPS routier. Les résultats semblent plus éloignés des résultats expérimentaux. Ceci met en lumière le comportement beaucoup plus complexe du système pour ce mode de rupture. Contrairement à la rupture en déformation plane où l'arrangement et la forme des blocs jouent beaucoup moins que le poids du mur ou le coefficient de frottement bloc-bloc, ici ils semblent jouer un rôle plus important. La modélisation aux Eléments Discrets reflète aussi cette difficulté. Aussi, de nouvelles recherches sont nécessaires pour l'aboutissement de ce travail. Ceci est déjà programmé dans le cadre d'une thèse de doctorat et d'un postdoc déjà financés pour septembre 2014.

La modélisation réalisée sur l'opération de décintrement du pont de Chaldecoste a mis en lumière l'influence de la manière dont le contact s'effectuait entre les blocs de la voûte. Au-delà de l'aspect quantitatif où l'outil numérique était surdimensionné (flèche de 1 à 2 mm), le calcul a permis de mettre en exergue le fonctionnement mécanique des blocs de la voûte et de la concentration de contrainte qui en résulte. Cette concentration de contrainte n'a jamais été envisagée pour l'instant dans de tels calculs numériques où il est supposé que l'intégralité de la surface géométrique des blocs est confondue avec la surface de contact entre blocs. Ce phénomène semble inhérent à ce type de construction non mécanisée mais est susceptible d'être aussi présent dans les ouvrages de blocs de taille. Ce travail sera poursuivi avec le chargement du pont par un chargement réglementaire et une modélisation dont le résultat sera donné dans le cadre du projet PEDRA.

Un premier calcul à la rupture a été ébauché pour le barrage en enrochement avec perré dans le cadre du travail de thèse de H. LE, il sera affiné dans l'avenir. Les essais expérimentaux sur une maquette à l'échelle 1/10 sont l'apport principal pour la problématique "barrages" car pour l'instant, la littérature était vierge de données permettant de caler précisément un modèle. La suite de ce travail est envisagé dans un PN "Barrage et digues" déposé par EDF-CIH.

Enfin, les différents travaux effectués par l'approche aux Eléments Discrets se sont effectués avec le support de ITASCA. Le support a concerné notamment la :

- Vérification et validation de la modélisation des MSPS et du pont à l'aide des logiciels PFC2D, UDEC, 3DEC avec les meilleurs choix à faire en termes de loi de contact entre blocs ;
- Détermination des caractéristiques mécaniques des blocs pour une bonne représentation du comportement des murs et du pont selon les essais expérimentaux réalisés dans le cadre du projet PEDRA ;
- Optimisation des paramètres numériques (résolution du maillage, notamment) et reconfiguration de la programmation en vue d'une future utilisation par un tiers.

Livrable 6 : MSPS

Amélioration de la technique de construction, réparation

Responsable : Jean-Claude Morel (jeanclaude.morel@entpe.fr)

La réactualisation du guide de bonnes pratiques de la pierre sèche, édité en 2007 est prévue dans le cadre du projet. Cette réactualisation concerne les abaques de dimensionnement à la rupture par déformation plane qui seront reconstruits sur la base de l'approche à la rupture. Des indications concernant la validité des pratiques en matière de réparation seront aussi insérées, tout comme l'effet de la cohésion du matériau de remblai. Pour l'instant, dans le guide de 2007, les abaques ont été construits sur la base d'un calcul du type « analyse limite » et considéraient le remblai comme un matériau purement frottant ce qui pénalise le dimensionnement du mur. Ce document sera présenté à la C2P (Commission Prévention Produit) de l'AQC (Agence Qualité Construction) en octobre 2015 pour obtenir le statut de Règles Professionnelles.

L'état d'avancement des recherches sur la rupture par formation d'un ventre due à une charge concentrée en tête de mur ne nous paraît pas assez abouti pour pouvoir être incorporé dans cette réactualisation.

Livrable 7 : Barrages

Amélioration de la technique de construction, réparation

Responsable : Jean-Jacques Fry (jean-jacques.fry@edf.fr)

1. Rappel de la problématique

EDF propriétaire d'un parc de 149 barrages de classe A, 91 de classe B, 93 de classe C et 302 de classe D participe au Projet PEDRA en vue d'en améliorer la sécurité. Parmi ces ouvrages, une vingtaine est conçue en enrochements et en pierre sèches, selon des techniques qui ne sont plus pratiquées aujourd'hui. Les plus hauts sont listés dans le Tableau 7.1.

	Date	Hauteur	Fruit aval	Fruit Amont
▪ Lac Long Supérieur	1919	15.0m	1.0	0.5
▪ Araing	1942	25.0m	1.0	0.8-0.9
▪ Laurenti	1943	15.0m	1.0	0.25
▪ Grandes Pâtures	1949	20.0m	1.0	0.4
▪ Portillon	1950	22.5m	1.0	0.5
▪ Chammet	1951	19.3m	1.0	0.4
▪ Gréziolles	1951	30.0m	1.0	0.8-0.9-1.0
▪ Escoubous	1953	20.0m	1.0	0.8-0.9
▪ La Sassièrre	1959	30.0m	1.4	1.4
▪ Candes	1967	55.0m		
▪ Les Fades	1968	68.0m		
▪ La Coche	1975	35.0m		

Tableau 7.1 : Liste des barrages en enrochement d'EDF

Ces ouvrages sont constitués d'un enrochement le plus souvent déversé, parfois arrosé, rarement compacté, protégé par un perré, construit par une main-d'œuvre spécialisée, avec des techniques variables (Figure 7.1).

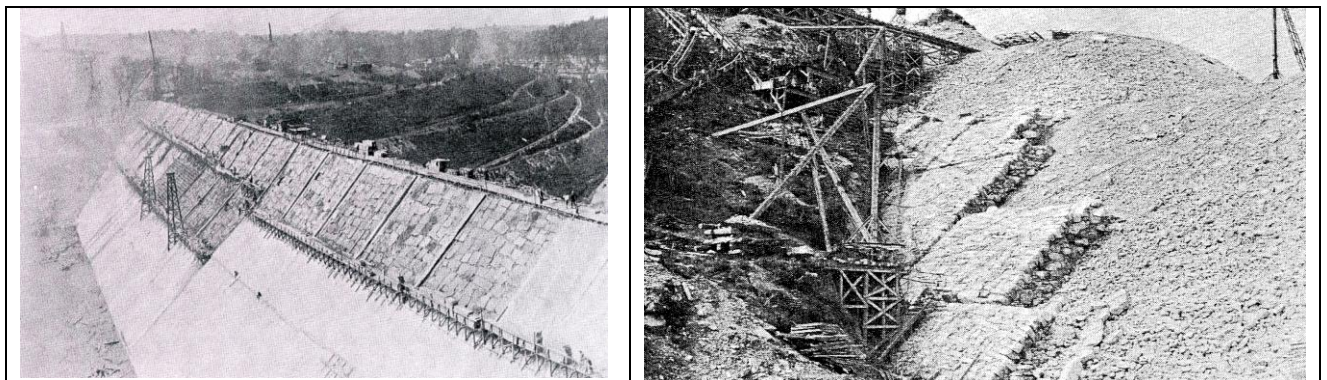


Figure 7.1 : Exemples de perré en cours de construction

Des exemples plus exhaustifs du parc EDF et des pathologies observées sur ces barrages sont donnés en Annexe 4.

Suite à ces pathologies, la stabilité de ces barrages en enrochement a été réévaluée par analyse statique et sismique : GREZIOILLES, GRANDES PATURES, ARAING et ESCOUBOUS. L'analyse a été faite par modélisation avec une approche de mécanique des milieux continus. D'après cette analyse, la stabilité de l'un d'entre eux, le Barrage de Grandes Pâtures, était insuffisante. Il fut donc conforté.

Parallèlement, L'analyse du comportement du barrage d'ESCOUBOUS a été entreprise avec une approche discrète dans le cadre du projet MICROBE. Cette approche, saluée par le Prix de l'innovation de la CIGB en 2003, a montré la bonne stabilité de cet ouvrage, notamment grâce à l'importance du perré qui augmenterait l'angle de frottement de la pente d'enrochement de 15 à 20° et justifierait une bonne tenue sismique. L'approche discrète est sur le plan théorique plus adaptée à la modélisation des barrages en enrochement de petite ou moyenne taille, que l'approche continue. Cette dernière est totalement justifiée qu'avec des mailles dont la taille est 30 fois la taille maximale des blocs. Mais elle n'est plus applicable quand elle attribue une loi de comportement à une maille dont la taille est celle du bloc. Cependant, le manque d'expérience fait qu'il n'est pas possible de prendre pour argent comptant les résultats d'une modélisation jusqu'à présent sans précédent. Une étape de validation est capitale avant d'entériner les conclusions et promouvoir l'utilisation des approches discrètes. Néanmoins la thèse de Rémi Deluzarche (2004) a montré le rôle majeur du perré dans la stabilité du barrage : une partie des efforts provenant du remblai et s'appliquant sur le perré, due aux frottements remblai-perré transite dans le perré jusqu'à la fondation de ce dernier et est donc équilibrée.

L'interprétation des déformations linéaires avec le temps observées sur les remblais en enrochement construits entre les années 1930 et 1950 est toujours ouverte. Est-ce un fluage tertiaire qui va vers la consolidation ou qui va vers la rupture? L'approche discrète montre que le problème de déplacements linéaires avec le temps pouvait s'expliquer par l'érouissage cyclique du corps du remblai, dont certains blocs se réarrangeraient, tandis que d'autres se casseraient ou s'épaufreraient au fur et à mesure des cycles de remplissage et vidange. Les déplacements modélisés sont ainsi d'autant plus grands que la contrainte à la rupture des blocs est petite. Mais comment valider ce résultat ?

Une autre question subsiste. Certains perrés présentent des pathologies : pierres cassées, pierres expulsées ou boursoufflures. Quelle est l'origine des boursoufflures sur les perrés ? Quelles sont les conséquences de leur formation ? L'analyse doit expliquer l'origine des boursoufflures du perré et en prédire les conséquences : tenue dans le temps de l'ouvrage sous chargement statique (régime permanent), cyclique (vidange et remplissage), sismique et vieillissement (rupture des blocs). Pour répondre à toutes ces questions, il a été convenu dans le projet PEDRA d'avancer avec des modélisations physiques de ces phénomènes.

Dans ce projet, EDF veut améliorer la connaissance de ses ouvrages. La problématique essentielle est l'analyse du rôle du perré, le diagnostic de son état et les recommandations concernant les éventuelles réparations. Pour cela, les modèles physiques de validation sont nécessaires. Ils serviront de pierre angulaire à la validation des modèles numériques. EDF a financé la mise au point de procédures de modélisation par approche discrète qui pourront être étalonnées sur ces modèles physiques. EDF veut ensuite valoriser les résultats en termes de recommandations en matière de sécurité, de disponibilité et d'optimisation de la maintenance auprès des Unités de Production et de son ingénierie.

2. Stratégie adoptée

L'apport premier du projet est de réaliser des modèles réduits de barrage, en remblai constitué de blocs concassés avec ou sans parement en blocs taillés représentant le perré. L'objectif est double :

1. connaître le comportement de l'ouvrage sous chargement extrême ;
2. valider les modélisations de l'ouvrage.

Pour connaître la marge de sécurité à la rupture, il est d'abord nécessaire de connaître le point de rupture. A cette fin, les remblais sont testés jusqu'à la ruine.

Les premiers modèles réduits sont prévus pour tester la stabilité au glissement sous chargement statique. Le remblai est alors construit sur un plan horizontal, qui est ensuite progressivement incliné, afin de trouver la pente limite. Le plan incliné n'est autre que la base d'un container soulevée par une grue de traction finement asservie pour éviter les accélérations.

Les perrés à reproduire s'inspirent de :

- Barrage de Portillon : pavés de granite de forme polyédrique ou polygonal taillés en biseau
- Barrage d'Araing : pierres rectangulaires de schiste
- Barrage de Gréziolles : blocs polygonaux anguleux

A partir de ces perrés existants, les types de parement aval à tester en granite ou en schiste sont :

- remblai en enrochement sans perré
- remblai en enrochement avec perré de pierres en granite taillées cubiques
- remblai en enrochement avec perré en maçonnerie sèche de pierres en schiste taillées
- remblai en enrochement avec perré en maçonnerie sèche de pierres en granite taillées en biseau
- remblai en enrochement avec perré en maçonnerie sèche de pierres en granite hourdées

Une fois l'angle de frottement du matériau constitutif du remblai fixé par l'essai à la rupture du prototype sans perré et les résistances des divers perrés établies par un calcul en retour à facteur de sécurité fixé à 1, le problème suivant est l'étude de la stabilité sismique.

3. Prototypes testés à la rupture : résultats et leçons

3.1 Résultats

Le premier remblai est construit en blocs concassés de granite déversés. L'enrochement sera fait avec des blocs de granite de dimensions caractéristiques de 4 à 7 cm (type 40 70) provenant de la carrière de Meaux-la-Montagne (Beaujolais). La pente limite permet d'avoir accès à l'angle de frottement des enrochements. Tant que l'angle de la pente avec l'horizontale est inférieur à 36° les mouvements sont négligeables. Tant que l'angle de la pente est inférieur ou égal à 46°, les mouvements différés de chaque palier s'amortissent. A 48°, les mouvements sont permanents. L'angle de frottement est pris égal à 46°. Au-delà de 46°, surviennent des déplacements très importants, correspondant au glissement/roulement des pierres le long de la pente du remblai.

Le second remblai testé a une constitution et des dimensions calquées sur le barrage de Portillon dans les Pyrénées à l'échelle 1/10. Sa maquette avec perré mesure donc 2 m de hauteur, 4,20m de longueur et 2,25 m de largeur. Il faut donc noter que, d'après les essais sur le matériau de remblai, un tel ouvrage qui serait construit sans devrait rompre dès une inclinaison du support de 1°.

L'épaisseur moyenne du perré est 5,6 cm. La pente du remblai est prise égale à sa pente limite, en réalité elle fait un angle de 45°. Tant que l'angle de rotation ne dépasse pas 16° (ou la pente du « barrage » est inférieure ou égale à 61°), les points surveillés ne se déplacent pas, le « barrage » est complètement stable. De 16° à 23.5° (de 61° à 63°), les déplacements varient exponentiellement avec la rotation. A partir de 24°, les déplacements deviennent permanents, la ruine est totale. La pente limite a un fruit de $H/V=0.4/1$, l'apport du perré ayant permis donc de gagner 24° en résistance avant rupture. Rappelons ici qu'un versant est instable si sa pente est supérieure à l'angle de frottement interne du matériau constitutif du remblai. Un gain de 24° est donc conséquent.

3.2 Leçons

Le rapport final sera une référence incontournable pour toute méthode d'analyse de barrage en enrochement avec perré : analyse par la méthode des éléments finis, analyse par éléments discrets ou calcul à la rupture. EDF a financé l'essai et a fait intervenir volontairement différentes métrologies d'auscultation des déplacements, pour en cerner les incertitudes. Le rapport donnera les courbes d'isovaleurs de déplacements et de déformations. Il comparera les métrologies entre elles et fixera ainsi la précision des mesures. Une publication présentera ces essais à la rupture.

Ces résultats mettent en évidence la stabilité et le rôle de peau de confinement joué par le perré, confirmant ainsi les modélisations en éléments discrets. Il reste à détailler et publier cette comparaison. Rappelons que les barrages en enrochements avec perré ont en France des fruits très élevés 1/1, ce qui correspond à un versant à la limite de stabilité dans le cadre d'un calcul conventionnel de stabilité de pentes.

La rupture a mis environ 30 secondes à se déclencher à partir du palier à 24°. Elle était précédée par un intense bruit de cailloux qui frottent les uns sur les autres (bruit de douche) et la chute de quelques gravillons. Un bourrelet au centre s'est développé, une fissure est apparue sur le coin supérieur gauche et soudain une vague a emporté la crête. La déformation correspondant au déplacement limite du masque sur la hauteur est de l'ordre de 1%. Les déplacements limites sont de 2,5cm. La stabilisation après chaque palier prend plusieurs minutes. Le fluage ainsi observé rappelle les déformations différées calculées avec les éléments discrets qui sont lentes à s'amortir. Les courbes de déplacements mesurées ne sont nullement constantes dans le temps, elles s'amortissent nettement. Les mouvements différés sur les ouvrages réels sont donc d'une autre nature que ceux mesurés ici. La boursouffure créée par les déformations plastiques proches de la rupture a une cinétique totalement différente de celles constatées sur ouvrage. Ici la boursouffure est poussée par le remblai (Figure 7.2), alors que sur le site, un vide est constaté, occasionné par le tassement du remblai et le flambement du perré.

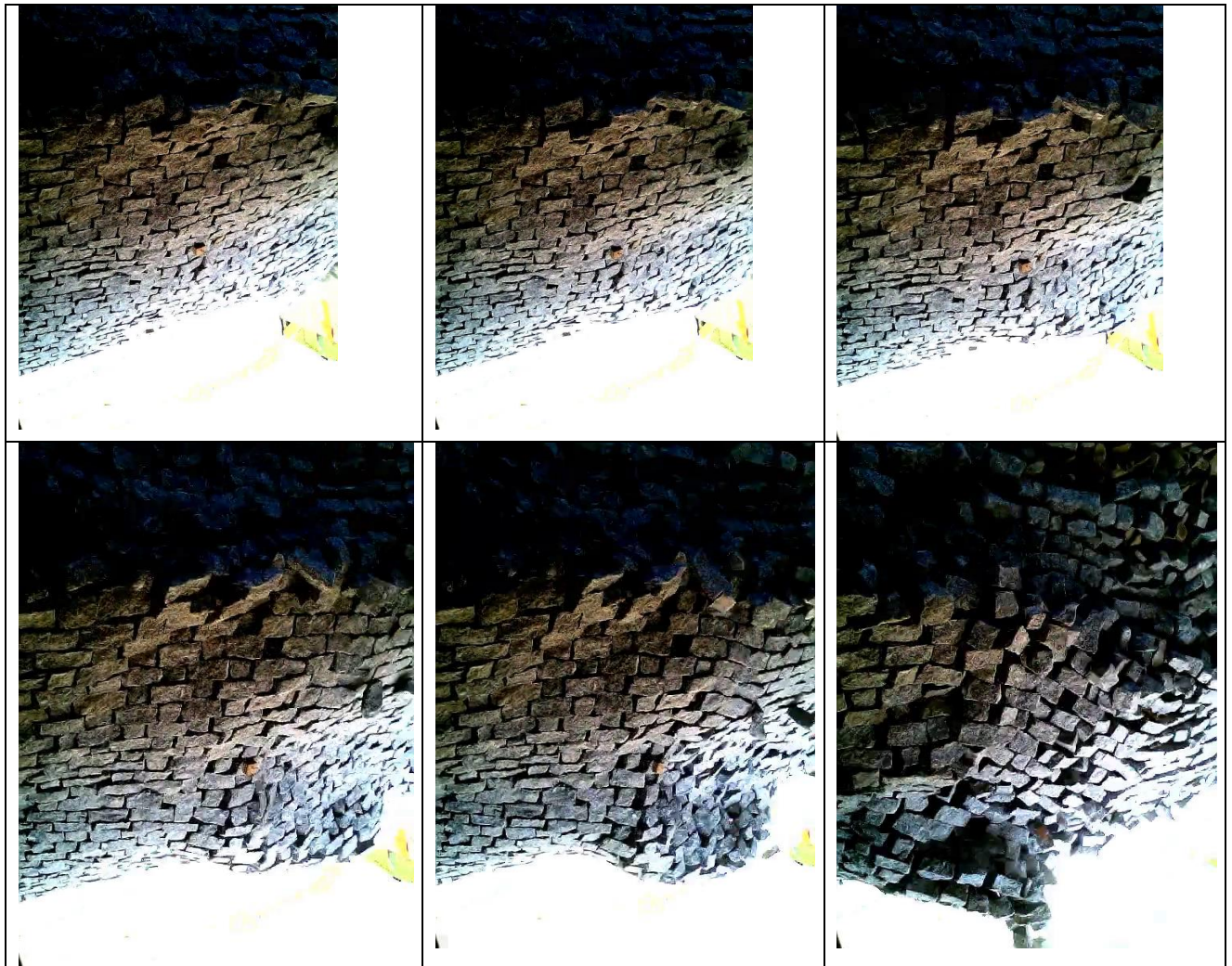


Figure 7.2 : Rupture du perré avec photo toutes les 2s (vue plongeante de haut en bas)

3.3 Recommandations pour la réalisation du perré

Il est encore trop tôt pour émettre des recommandations pour la réalisation des perrés. Le comportement des perrés testés dans les autres essais à la rupture est essentiel à observer pour lever ou confirmer certaines hypothèses :

- les pierres taillées en biseau sont plus instables que les pierres cubiques, plus rapidement éjectées
- le hourdage entre pierres améliore légèrement la tenue du perré.
- la résistance du perré augmente avec la taille de ses pierres.

4 Les perspectives : ce qui reste à faire

4.1. Les essais de rupture statique des perrés

La mise au point de l'essai a été longue. Elle exigeait de trouver le terrain (usine EDF de Cusset), le matériau (granite du Beaujolais), les muraillers, la benne, le système anti-fretage et les métrologies. Ce temps passé n'est pas à regretter, car il a permis d'obtenir des résultats probants, dont la représentativité ne devrait être contestée. Maintenant que le mode opératoire est opérationnel, les trois essais restants seront programmés à la suite, si-possible avant fin 2014.

Dans ces conditions, la priorité a été donnée aux essais statiques de rupture sur plan incliné. La réalisation des essais sismiques est reportée à un autre projet de recherche, en cours de montage, le Projet National « Barrages et Séismes », dont l'étude d'opportunité a été expertisée par le RGCU le 23 octobre 2014.

4.2. Les recommandations pour la réalisation et la maintenance des perrés

Les recommandations pour la profession concernant la formulation des CCTP de construction ou de réparation des ouvrages en pierres seront écrites après réalisation et interprétation des derniers essais de rupture de perré. Les tailleurs de pierre seront sollicités pour contribuer à ces recommandations. Leurs recommandations devront si possible être testées sur le prototype à échelle 1/10.

4.3. Les essais de rupture sismique

Après discussion, plusieurs raisons ont retardé le démarrage des essais à la table vibrante :

- le coût des essais est tel qu'il ne pouvait être pris en charge par le projet PEDRA,
- les essais doivent être précédés par une analyse de sensibilité sur les lois de similitudes afin d'explorer l'extrapolation qui pourra être faite.
- les tables vibrantes n'étaient pas disponibles avant 2014, la réservation doit être faite deux ans auparavant.

4.4. La modélisation des essais à la rupture

Les procédures développées pour faire de la modélisation discrète avec PFC2D, dans le cadre du projet MICROBE, en calant les paramètres à petite, moyenne et grande échelles peuvent être utilisées, à condition que les essais soient tous faits :

- petite échelle : la résistance des blocs (à faire),
- moyenne échelle : essais triaxiaux (en cours)
- grande échelle : rupture du prototype (en cours).

Ce travail est un travail rigoureux de validation et devrait justifier l'intérêt de l'application des éléments discrets. Cependant l'approche discrète n'est pas encore suffisamment mature pour les bureaux d'ingénierie, car elle demande trop de temps. Par exemple, le travail de validation exige a minima un an de post-doc.

Après l'approche 2D développée dans le projet MICROBE, PEDRA a permis d'initier une dynamique expérimentale dans un contexte d'approche 3D (de déformation plane) qui n'aurait pas pu se faire sans le projet. L'apport du projet est en cela conséquent.

Livrable 9 : Ponts

Amélioration de la technique de construction, réparation

Responsable : CEREMA (SETRA)

Les problématiques abordées dans le volet "gestion du patrimoine" du projet PEDRA, ont permis d'amorcer une réflexion au sein des services de l'Etat, incluant IFSTTAR, le CEREMA (SETRA) et les services des DIR (Direction Interdépartementales des Routes). Un groupe de travail s'est ainsi constitué afin d'aboutir à une analyse spécifique des pathologies des ouvrages d'art en maçonnerie. Le but est d'affiner la méthode d'évaluation des désordres, d'établir des recommandations sur les réparations selon les pathologies et d'établir un CCTP type correspondant. La création du CEREMA en 2014 n'a pas permis de dégager le volume de temps suffisant pour avancer de manière significative sur le programme de travail envisagé.

Un état de l'existant avec les DIR qui ont bien voulu fournir des données avait été envisagé dans le cadre du projet PEDRA comme livrable minimum. Le départ de la personne responsable du groupe de travail remet en cause cet objectif minimum d'ici la fin du projet PEDRA. Le projet aura néanmoins permis la naissance du groupe de travail et les partenaires du groupe de travail ont prévu de conserver la dynamique initiée.

Valorisation

Cette valorisation est importante à plusieurs titres. Elle permet de mettre en avant le soutien de l'Etat mais aussi de promouvoir les résultats des travaux qui permettent de hisser les équipes de recherche impliquées dans le projet parmi les leaders mondiaux sur la thématique ouvrages en pierre sèche. Les retombées du projet qui vont à l'encontre de nombreuses idées reçues sont alors très importantes à relayer auprès de la société civile. Cette communication se formalisera au-delà du projet PEDRA.

Livres

Ciblac T. and Morel JC, Maçonneries durables : Comportement mécanique et modélisation des structures (Coll. Mécanique des structures), 05-20 4 · 334 p. ISBN : 9782746239210 Hermes Science

<http://www.lavoisier.fr/livre/genie-civil-BTP/maconneries-durables/ciblac/descriptif-9782746239210>

Ciblac T. and Morel JC, «Sustainable Masonry », Wiley-ISTE, 282p. 2014. Sustainable Masonry: Stability and Behavior of Structures, ISBN 978-1-84821-495-8

<http://eu.wiley.com/WileyCDA/WileyTitle/productCd-1848214952.html#>

Mc Combie P., Morel JC and Garnier D. Drystone retaining walls – design, construction and assessment, Taylor and Francis Group, en préparation et à paraître en 2015.

Vincens E., Fry JJ, Plassiard JP : “ Dry stone retaining structures : a DEM modelling ”, Wiley, série “Discrete Granular Mechanics” en préparation et à paraître en 2015.

Article dans une revue scientifique internationale de rang A

Habert G, Castillo E., Vincens E., Morel J.C., Power: a new paradigm for energy use in sustainable construction, Ecological Indicators, 23, 109-115, 2012.

Le HH., Morel JC., Garnier, D. and Paul McCombie, A review of design methods of dry-stone retaining walls, Geotechnical Engineering, 167(3), 262 –269, 2013.

Tran, V.H., Vincens E., Morel JC., Dedecker F., Le HH., 2D-DEM modelling of the formwork removal of a rubble stone masonry bridge, Engineering Structures, 75, 448-456, 2014.

Colas, A.S. Morel J.C., Garnier D., Yield design assessment of stone-facing embankments, soumis à Engineering Structures

Thèses de doctorat

HH. Le : Stabilité des murs de soutènement routiers en pierre sèche : modélisation 3D par un calcul à la rupture et expérimentation échelle 1, Thèse de doctorat ENTPE, 26 septembre 2013.

J. Oetomo : Modélisation du comportement des murs en pierre sèche : une approche discrète, Thèse de doctorat Ecole centrale de Lyon, prévue le 23 septembre 2014.

VH. Tran : Optimisations mécaniques des matériaux locaux pour les constructions durables, Thèse ENTPE, prévue octobre 2014.

Articles dans une revue technique

Cornu C. 2013. Vignes et pierre sèche. Revue des oenologues n°149 nov.2013

Poirier M-M. 2013. La pierre sèche est aussi un matériau d'avenir. Maisons paysannes de France, n°190 T4.

Baumann E. 2012. Un pont en pierre du XXIème siècle fait école. Le moniteur, N°5689 du 07/12/2012 p.44-45.

Le pont de Chaldecoste renoue avec la tradition. Pierre Actual, février 2013, n°913, Edts Le Mausolée p.10-14.

Conférence internationale avec comité de lecture

H. Le, JC Morel, D., Garnier, P. McCombie, Charts for the conservation of vernacular dry-stone retaining walls, Structural Repairs and Maintenance of Heritage Architecture XII 507, WIT Transactions on The Built Environment, Vol 118, © 2011 WIT Press.

VH. Tran, E. Vincens, F. Dedecker, HH. Le, JC Morel. Comportement mécanique d'un pont en pierre faiblement maçonné lors de son décintrement. CIGOS 2013, Lyon., France, 3-5 April, 2013.

J. Oetomo, E. Vincens, F. Dedecker, J. C. Morel, Modeling the Two-Dimensional Failure of Dry-Stone Retaining Wall, Proceedings of Computational Geomechanics (ComGeo) III, 21st -23rd August 2013, Krakow, Poland, p 717-725, 2013.

J. Oetomo, E. Vincens, F. Dedecker. J-C. Morel. Discrete Element Method to assess the 2D failure of dry stone retaining walls, 9th IMC, Guimaraes, Portugal, 7-9 July, paper 1432, 2014.

AS. Colas, R. Briere, A. Feraille, G. Habert, Y Tardivel. Holistic approach of a new masonry arch bridge on a Cevennes road, 9th IMC, Guimaraes, Portugal, 7-9 July, paper 1080, 2014.

Colloque national avec comité de lecture

J. Oetomo, E. Vincens, J-P. Plassiard, C. Nouguier-Lehon, Modélisation 2D de la stabilité d'un mur de soutènement composé de blocs secs par deux approches numériques différentes, XXXèmes Rencontres Universitaires de Génie Civil, 6-8 Juin, Chambéry, 2012, paper 1274.

Séminaires – colloque national

E. Vincens, D. Garnier : Les ouvrages en pierre sèche ou faiblement maçonnés : un savoir renouvelé issu de deux projets de recherche, PEDRA et RESTOR, soutenus par l'Etat, Journée pierre sèche Massif Central, Champeix (63), 10 octobre 2013.

AS. Colas, D. Garnier : Les ouvrages en pierre sèche ou faiblement maçonnés : un savoir renouvelé issu de deux projets de recherche, PEDRA et RESTOR, soutenus par l'Etat, Rencontre interrégionale La maçonnerie de pierre sèche, Joinville, Haute-Marne (52), 12-13 septembre 2013.

E. Vincens : Enjeux technique, économique, social et environnemental des MSPS, Formation « la pierre sèche pour les prescripteurs » ; Pierrevet (04) 20-22 juin 2013.

D. Garnier : Stabilité des MSPS, dimensionnement : particularité de la méthode, Formation « la pierre sèche pour les prescripteurs » ; Pierrevet (04) 20-22 juin 2013.

AS Colas : Stabilité des MSPS, dimensionnement : valeurs courantes, exemples concrets, Formation « la pierre sèche pour les prescripteurs » ; Pierrevet (04) 20-22 juin 2013.

J. Oetomo, E. Vincens, J-C. Morel, F. Dedecker : Rupture en déformation plane des murs de soutènement en pierre sèche par approche discrète, Entretiens du RGC&U, Paris, 24 octobre 2012.

D. Garnier, AS Colas : Les murs de soutènement routier, restitution des tests effectués sur le mur de Felletin, Felletin, 15 novembre 2012.

E. Vincens : Pourquoi, aujourd'hui, choisir la pierre sèche ? Etude comparative d'un mur béton et d'un mur pierre sèche, Felletin, Journées de la Pierre sèche, 15 novembre 2012.

A-S. Colas, D. Garnier : Du CCTP à la campagne de murs expérimentaux puis à l'analyse des systèmes constructifs non industrialisables : quels avantages techniques sur d'autres maçonneries ? Journées de la Pierre sèche, 15 novembre 2012.

A-S. Colas, G Habert, Y Tardivel : Construction du pont en maçonnerie de Chaldecoste : Réalisation de l'ouvrage et étude ACV, Journées Ouvrages d'Art, Sourdun, 10 mai 2012.

A-S. Colas : Construction du pont en maçonnerie de Chaldecoste, Club Régional Ouvrages d'Art, Saint-Nazaire, 30 mai 2012.

M. Dombre, Y. Tardivel : Un exemple : Le pont routier de Chaldecoste en Lozère, Colloque « Le Pont 2013 », 8 octobre 2013, Labège.