

Essais pseudo-statiques sur modèle réduit de murs de soutènement composés de blocs à joint sec

[N. SAVALLE^{a,*}](#), [E. VINCENS^{a,*}](#), [S. HANS^b](#)

a. Université de Lyon, Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes (LTDS)
CNRS : UMR5513, Ecole Centrale de Lyon

36 Avenue Guy de Collongue, 69134 Ecully Cedex - France

b. Université de Lyon, Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes (LTDS)
CNRS : UMR5513, LGCB, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE)

3 rue Maurice Audin, 69518 Vaux-en-Velin Cedex – France

* : Auteurs correspondants

Résumé :

Les murs de soutènement en pierre sèche (MSPS) sont présents dans beaucoup de régions du monde et notamment en Europe et en France. Pour comprendre leur comportement qui diffère de celui des murs construits avec des techniques conventionnelles, des études scientifiques sont menées depuis une vingtaine d'années. L'objectif est à terme de construire une réglementation spécifique qui facilitera la conception et la réparation de ce type de structure. Alors que le comportement statique des MSPS de talus est dorénavant acquis, il n'en est pas de même pour leur comportement aux séismes.

En première approche de l'étude sismique de ces ouvrages, des essais pseudo-statiques ont été menés sur des modèles réduits de MSPS de talus composés de briquettes parallélépipédiques en argile. L'expérience en elle-même consiste à incliner progressivement un mur chargé par un remblai constitué d'un sable d'Hostun. En fonction de la géométrie du mur, l'angle d'inclinaison pour lequel le mur se rompt varie et on observe deux modes de ruptures différents : rupture en glissement ou en renversement.

Des calculs analytiques ont par ailleurs été menés sur la base de l'équilibre du coin de Coulomb pour retrouver les résultats expérimentaux. L'angle d'inclinaison expérimental de rupture a été trouvé avec une précision moyenne de 10%. L'approche analytique se montre validée et permet de fournir un premier dimensionnement sismique des MSPS de talus, qui sera sécuritaire.

Mots clés : Maçonnerie, Pierre sèche, Comportement sismique, Coin de Coulomb

Abstract:

Dry stone retaining walls (DSRWs) are vernacular structures made of rubble stones without any mortar between the blocks. Decades of neglect have induced damages that made their repair inevitable before total destruction. Because of a lack of standards for this kind of construction technology, project supervisors have some difficulties to process the required intervention on these structures.

The last two decades have gain perspectives in this respect due to emerging researches on the mechanical behavior of DSRWs. At present, the understanding of the static behavior of plane slope DSRWs is almost achieved and different techniques are available to study and design these structures. However, the seismic behavior of DRSWs is an open issue though numerous walls have been erected in mountainous regions where earthquakes can take place.

In a first attempt to bridge the gap in this field, pseudo-static scale-down (scale divided by ten) experiments on retaining walls have been carried out. The pseudo-static approach is a simplified approach recommended by Eurocode 8 for the seismic design of structures. The tests consisted in tilting a mock-up composed of a wall retaining a backfill until the failure of the wall was reached. The walls were built with small clay bricks that were placed in such a way that the state of the art in actual walls' construction was satisfied. The backfill was composed of loose Hostun sand. Then, the critical tilting angle of the mock-up leading to failure was reported and video recordings were done to have a better insight into the mechanisms at stake during failure.

Different geometric configurations for the retaining wall have been studied. Depending on the geometry of the wall, two failure mechanisms have been observed:

- *Sliding: For walls with a small ratio height/width typically smaller than 1.7.*
- *Overturning: For walls with a ratio height/width greater than 1.7.*

An analytic method based on the Coulomb wedge theory has been developed to model the pseudo-static behavior of the tested retaining walls. A very good agreement with the results of the experiments was found with a departure for the tilting angle leading to failure of about one degree. Then, this method seems to be precise enough to be used for the seismic design of DSRWs.

Key words: Masonry, Dry stone, Seismic behavior, Coulomb wedge

1 Introduction

Les murs de soutènement en pierre sèche (MSPS) sont des structures vernaculaires présentes dans le monde entier. Ils sont composés de blocs de pierre peu retaillés qui sont arrangés selon un savoir-faire conférant à l'ouvrage une certaine robustesse. Leur résistance est assurée par le poids de l'ouvrage et le frottement existant entre les blocs. Les murs de soutènement en pierre sèche permettent d'assurer la stabilité de talus en créant des terrasses cultivables mais peuvent aussi servir de soutènement routier. Ils ont ainsi sculpté des paysages contribuant au classement UNESCO de certains territoires. Des décennies de négligence et l'absence de réglementation pour réparer ces ouvrages conduisent progressivement à leur disparition. Cependant, certaines études récentes ont permis d'apporter certaines réponses pour mieux comprendre leur comportement mécanique.

Les premières études ont été menées par Sir John Burgoyne [1] en 1834. Le but était d'étudier l'influence de la géométrie des murs sur leur stabilité : un fruit aval améliore la résistance d'un mur alors qu'un fruit amont ne la modifie presque pas. Les études scientifiques suivantes ont été réalisées à la fin du siècle dernier : les ingénieurs étaient déjà confrontés à la rénovation de ces structures vieillissantes. Leurs travaux ont porté notamment sur le renforcement des murs (paroi, ancrage) [2,3,4,5] ou sur leur comportement mécanique [6,7,8].

Plus récemment, des études expérimentales et analytiques [9,10,11] ont permis d'identifier plus en détail le comportement mécanique des MSPS de talus. Des méthodes analytiques, validées sur des expériences à échelle réduite et à échelle 1, sont actuellement disponibles pour l'étude de la stabilité de ces ouvrages : équilibre limite de Villemus [12] ou de Mundell [14], analyse à la rupture de Colas [13]. Des approches numériques DEM [16], FEM [17] et mixte DEM-FEM [15,18,19,20], elles aussi validées sur expériences, ont permis d'approfondir les essais expérimentaux réalisés à l'échelle 1.

D'autres études ont été menées dans le cadre de MSPS routiers pour lesquels une charge concentrée liée à un véhicule vient compléter le chargement sur le mur dû au remblai [21,22]. Un modèle numérique mixte DEM-FEM a ainsi pu être validé par des études expérimentales à échelle réduite [22].

Ces précédentes études correspondent à une condition statique de chargement, or en France notamment, une grande partie des MSPS sont construits sur des sites à risque sismique avéré. L'approche pseudo-statique constitue la première approche du comportement au séisme [23]. Elle a classiquement été utilisée pour étudier le comportement sismique des murs de soutènement en béton [24,25,26,27]. Cette approche sera utilisée ici.

Dans ce travail, des essais pseudo-statiques à échelle réduite ont été menés sur des murs faits de briquettes en argile soutenant un remblai de sable. Ces essais constitueront une base de données pour valider des méthodes analytiques ou numériques. En particulier, une méthode analytique basée sur la théorie du coin de Coulomb sera construite et sera confrontée aux résultats expérimentaux.

Dans un premier temps, on explicitera le matériel expérimental utilisé. Ensuite, on commentera les comportements obtenus à la rupture selon la géométrie du mur. La partie théorique des calculs analytiques sera brièvement exposée pour aboutir à la validation de la méthode analytique sur les résultats expérimentaux. Enfin, des premières recommandations pour le dimensionnement aux séismes des MSPS de talus seront données.

2 Matériel expérimental

2.1 Modèle réduit

Pour des soucis de simplicité, il a été choisi de travailler sur une maquette à échelle réduite dans laquelle un mur d'environ 10 cm est chargé par un remblai. La longueur du mur expérimental est de 40 cm et est ainsi beaucoup plus grande que la hauteur du mur, ce qui limite ainsi les effets de bords. La profondeur de la maquette permet de respecter les conditions de remblai semi-infini ; un pré-dimensionnement du mur expérimental a ainsi été fait pour déterminer la zone de remblai impactée par la rupture ([Fig1](#) page 4). La profondeur, fixée à 40 cm permet de ne pas interagir avec la zone de remblai en rupture ([Fig2](#) page 5).

Les murs ont été fait de briquettes parallélépipédiques en argile de dimensions (L*I*h) de 33mm*17mm*11mm. Pour une construction du mur aisé, la géométrie des murs est la plus simple possible : la section est rectangulaire ([Fig1](#) page 4). Les MSPS réels ont une géométrie légèrement différente avec un fruit aval (5-10 %) mais leur fonctionnement est assimilable à des murs à section rectangulaire. Le remblai n'est pas incliné et est composé de sable d'Hostun.

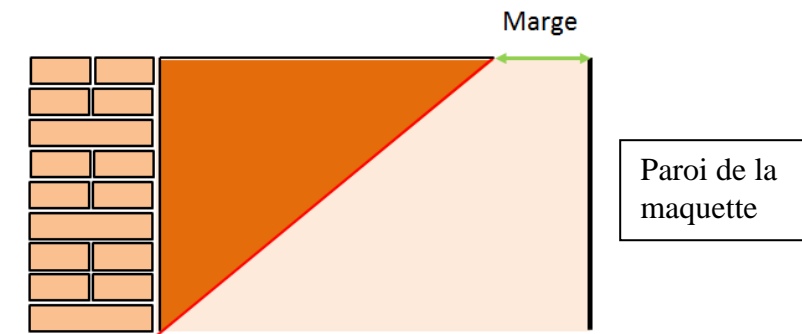


Figure 1 : La profondeur de la maquette doit être suffisamment grande pour ne pas interagir avec la rupture du sol. En prenant 40 cm de profondeur, la marge est toujours supérieure à 10 cm pour les murs expérimentaux étudiés.

Afin de limiter les effets de bords de la maquette, les parois latérales ont été choisies les plus lisses possibles ([Fig3a](#) page 5). De la même façon, la surface du fond de la maquette ([Fig3b](#) page 5) a été traitée (sable + colle) pour que le frottement entre celle-ci et le sable soit le même que le frottement du sable.

Le poids volumique du mur est de 14.4 kN/m^3 qui prend en compte les vides entre les blocs. L'angle de frottement brique-brique est de $32^\circ (\pm 2^\circ)$ [[22](#)]. Le sable utilisé est un sable d'Hostun ($D_{50} = 0.37 \text{ mm}$, $D_{10} = 0.2 \text{ mm}$, $e_{\min} = 0.648$, $e_{\max} = 1.041$ [[28](#)]). Lors des expériences il a été déposé à hauteur de chute nulle, pour avoir l'état le plus lâche pour le matériau. L'indice des vides expérimentalement obtenu est $e = 1.024$. La densité relative du remblai expérimentale est donc de $R_D = 4 \%$. Son poids volumique est de 13.1 kN/m^3 . L'angle de frottement de ce sable d'Hostun a été étudié par Flavigny et al [[28](#)]. Pour un confinement de 50 kPa, ils trouvent un angle de 32° ce qui est compatible avec l'angle de talus naturel de $31.8^\circ \pm 0.5^\circ$ trouvé par Quezada [[22](#)]. L'angle de frottement d'interface entre le mur et le sol (δ) a été obtenu en inclinant progressivement une portion représentative du mur posée sur une épaisseur de sable d'environ 70 mm. Plusieurs essais ont été effectués et les résultats montrent un frottement d'interface moyen de $23^\circ (\pm 1^\circ)$.

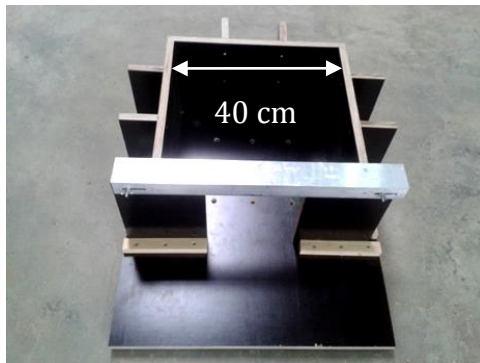


Figure 2 : Maquette réalisée. La longueur du mur (placé dans l'ouverture) peut être variable.

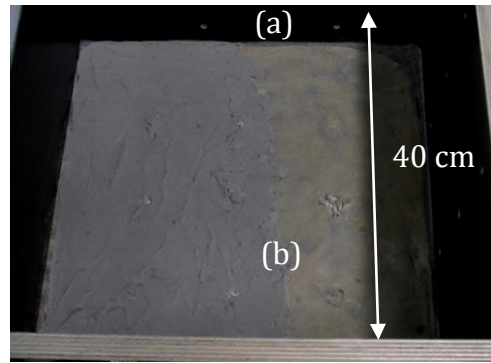


Figure 3 : Les parois latérales de la caisse (a) sont lisses. La base de la maquette (b) est de même rugosité que le sable utilisé.

2.2 Mise en place de l'expérience

Les murs ont été placés dans l'ouverture de la maquette. Les briquettes ont été assemblées de manière à respecter le plus possible les règles de l'art de la construction en pierre sèche (voir [Fig4](#) page 5). De manière générale, la disposition alternée boutisse-panneresse permet d'assurer la cohésion d'ensemble du mur.

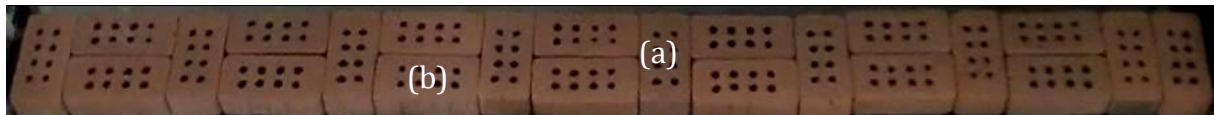


Figure 4 : Assemblage-type pour les murs expérimentaux. Les boutisses (a) et les panneresses (b) permettent la cohésion d'ensemble du mur.

Le premier lit de blocs a été fixé à l'aide d'une barre en bois ([Fig5a](#) page 6) pour clarifier les conditions aux limites à la base du mur, elles sont liées au contact glissant existant entre les briquettes d'argile mobile du mur et ce premier lit fixe, modèle de fondation de MSPS réels. Aux extrémités latérales du mur, un espace de quelques millimètres est garanti avec les parois latérales de la boîte pour éviter tout arc-boutement dans le mur, ce qui permet aussi de clarifier les conditions aux limites latérales du mur ([Fig 5b](#) page 6).

2.3 Protocoles expérimentaux

Une fois le mur construit, le sable d'Hostun a été déposé derrière le mur avec une hauteur de chute nulle, permettant d'obtenir des états très lâches pour le sable. Afin de garantir l'étanchéité de la maquette, un film plastique léger et souple a été placé dans l'espace entre le mur et les parois de la boîte ([Fig5b](#) page 6). Un moyen de levage (presse) a été utilisé pour soulever l'arrière de la maquette, l'avant étant maintenu fixe ([Fig6](#) page 6). La vitesse d'inclinaison initiale est de $0.2^\circ/\text{secondes}$, pour diminuer à $0.07^\circ/\text{secondes}$ proche de la rupture.

L'angle d'inclinaison à la rupture du mur est mesuré et chaque essai a été filmé dans le but d'identifier les phénomènes de rupture mis en jeu. Différentes géométries de murs ont été étudiées pour cerner leur influence sur la rupture du mur ([Fig6](#) page 6).



Figure 5 : Expérience d'inclinaison. (a) barre bloquant le premier lit. (b) film plastique entre le mur et les parois latérales pour retenir le sable du remblai.

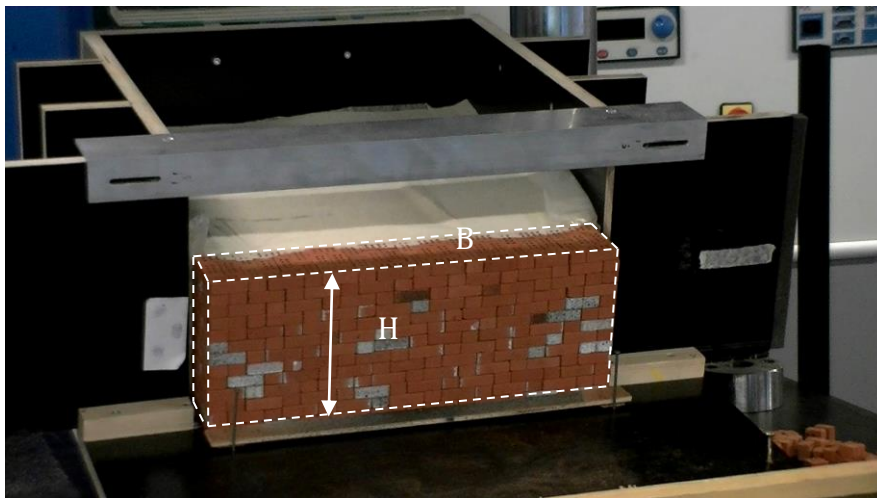


Figure 6 : Maquette dans une position inclinée. Une presse est utilisée pour soulever l'arrière de la maquette. L'angle d'inclinaison de rupture dépend des dimensions géométriques (H et B) du mur.

3 Résultats de l'expérience

3.1 Calibration des essais

Des tests de répétabilité ont été faits pour quatre élancements H/B différents (6 essais à chaque fois). Pour chacun des quatre élancements, l'écart type des angles d'inclinaison mesurés est inférieur à 1° . Il diminue légèrement quand l'élancement H/B augmente. Les tests sont répétables et leurs résultats suivants seront exploités en tenant compte de l'écart type de l'expérience.

3.2 Influence de la géométrie sur la rupture du mur

A la suite des tests de répétabilité ~~Dans un premier temps~~, des essais ont été faits sur des murs ayant des élancements H/B identiques mais des dimensions différentes (Fig7 page 7).

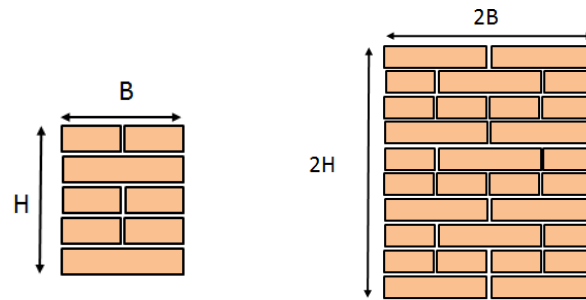


Figure 7 : Murs expérimentaux : deux géométries différentes pour un même élancement.

Pour l'élancement $H/B = 2$ (Fig8 page 7), les variations en fonction des géométries sont plus faibles que l'écart type de 1° lié à la répétabilité des tests. L'élancement est donc le principal facteur géométrique explicatif de l'angle d'inclinaison de rupture.

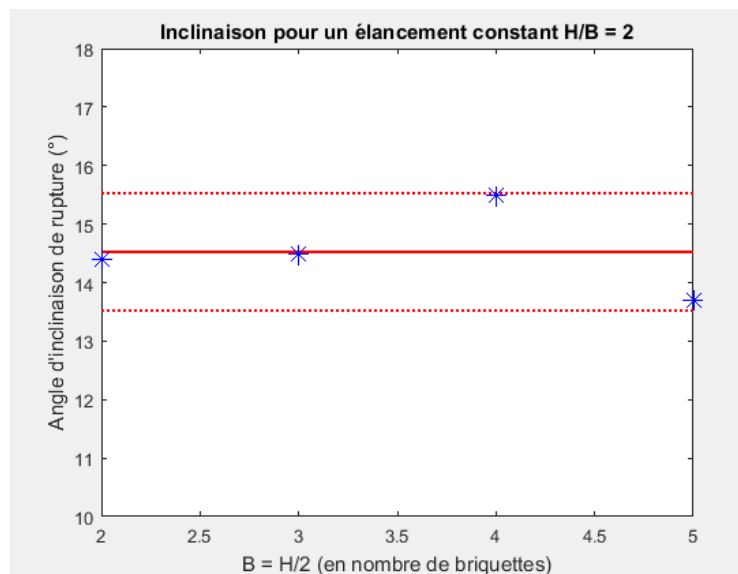


Figure 8 : Inclinaison de rupture pour quatre murs d'élancement identiques mais de tailles différentes. $H/B = 2$. Les variations sont du même ordre que l'écart type de l'expérience d'inclinaison.

La suite des expériences a été menée dans le but de déterminer l'influence de l'élancement sur la rupture du mur. Ainsi, la largeur a été fixée à deux briques (33 mm) et des tests ont été faits pour différentes hauteurs de mur, hauteurs contraintes par l'épaisseur des briques. Le dépouillement des essais nous indique que l'angle d'inclinaison de rupture diminue lorsque l'élancement augmente (Fig9 page 8). Grâce aux vidéos des essais, on peut aussi mettre en évidence le fait que pour des élancements faibles, la rupture s'opère par un glissement du deuxième lit de briques sur le premier lit, fixe (Fig10 page 8) alors que pour les élancements plus grands, le mur rompt en renversement (Fig 11 page 8). La limite entre les deux modes de ruptures semble se situer autour d'une valeur d'élancement $H/B = 1.67$.

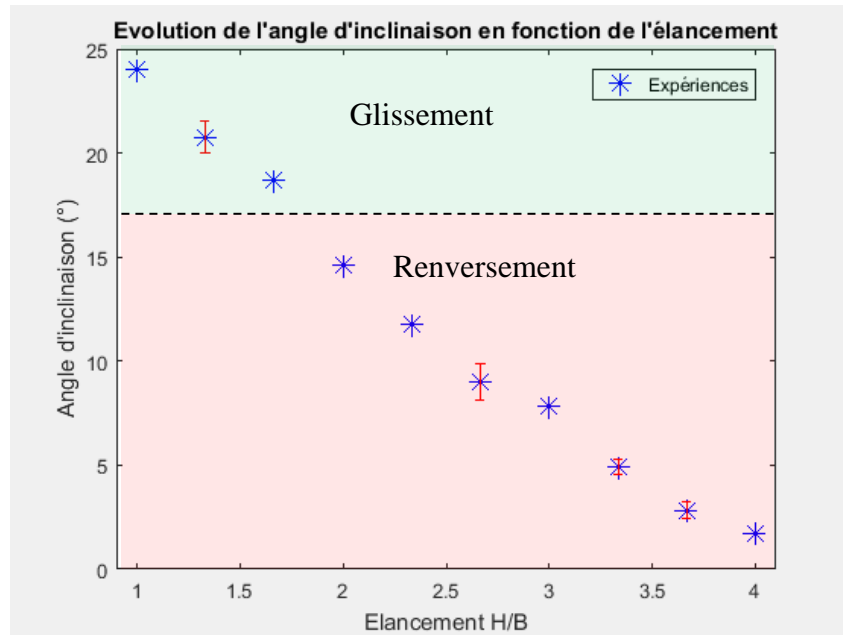


Figure 9 : Evolution de l'angle d'inclinaison de rupture en fonction de l'élanement du mur. Tous les murs ont une même largeur : 33mm. Les barres d'erreurs correspondent aux essais de répétabilité ([Partie 3.1](#)).

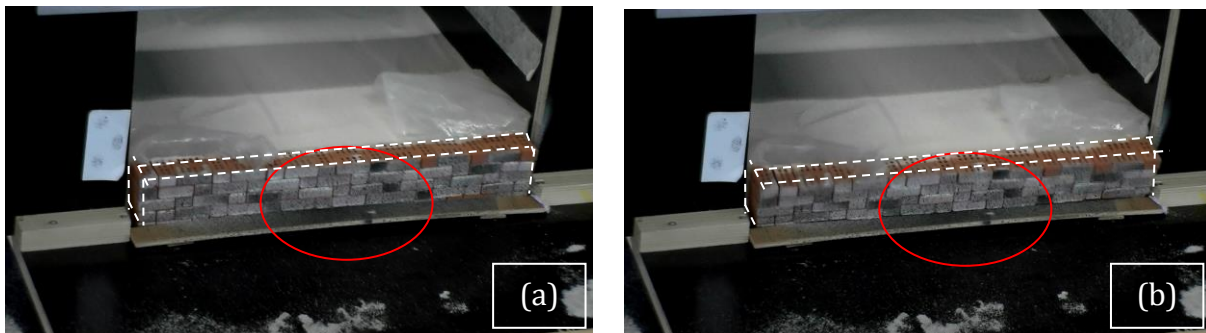


Figure 10 : Rupture en glissement. Le deuxième lit glisse sur le premier lit. (a) Avant la rupture (b) A la rupture.

On peut aussi noter que le faciès de rupture est différent entre le glissement et le renversement ([Fig12](#) page 9). Les murs à joints secs ont ainsi un comportement différent des murs jointés : dans le mode de rupture en renversement, la ligne de rupture traverse le mur. Ce résultat est classique dans l'étude des MSPS et avait déjà été mis en lumière par Colas [13] notamment.

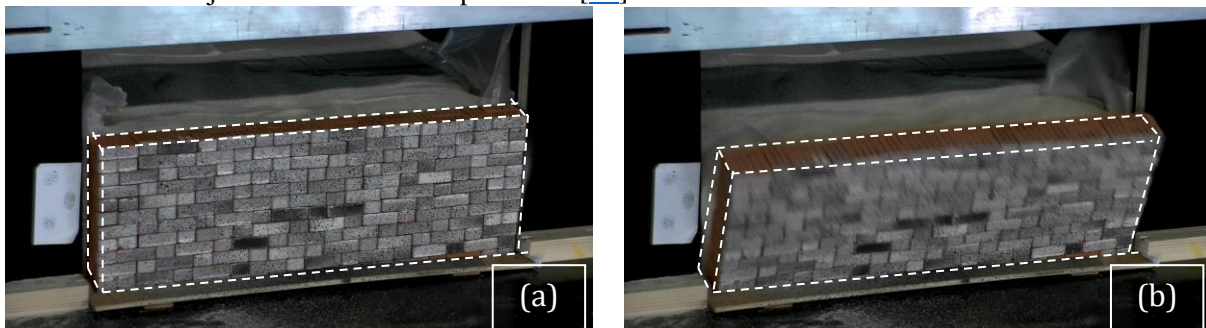


Figure 11 : Rupture par renversement. Le mur bascule autour de sa base. (a) Avant la rupture (b) A la rupture.

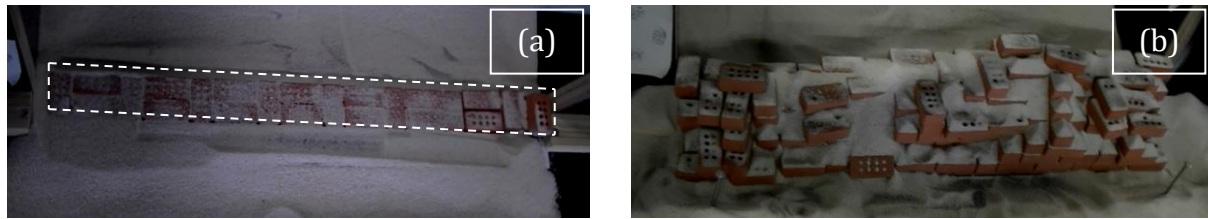


Figure 12 : Faciès de rupture : (a) en glissement (largeur $B = 33\text{mm}$), (b) en renversement (largeur $B = 85\text{mm}$).

4 Calcul analytique et comparaison avec les tests

4.1 Méthode pseudo-statique et coin de Coulomb

La théorie utilisée pour les calculs analytiques est basée sur la théorie du coin de Coulomb. On suppose qu'à l'équilibre limite de la maquette, un coin de sol proche du mur est en rupture la frontière entre ce coin et le sol non perturbé est une droite. La prise en compte de l'inclinaison de la maquette se fait en décomposant la gravité sur les axes parallèles et perpendiculaires au mur (Fig13 page 9).

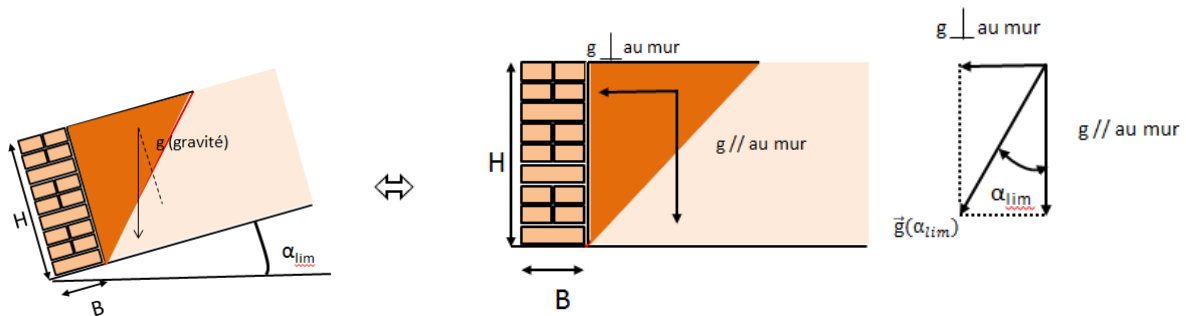


Figure 13 : Prise en compte de l'inclinaison de la maquette dans les calculs analytiques.

La prise en compte l'accélération perpendiculaire au mur dans les calculs de l'équilibre limite du coin de coulomb, se fait par l'introduction de deux forces inertielles (Fig14 page 9). La première agit directement sur le mur et la deuxième agit sur le coin de sol en rupture ; la poussée du sol sur le mur est donc modifiée. Les deux modes de rupture, glissement et renversement sont envisagées. L'angle d'inclinaison le plus faible pour ces deux modes de rupture est retenu, ce qui conduit à la valeur de l'accélération perpendiculaire au mur responsable de la rupture. Cette méthode a été implémentée dans un module Excel.

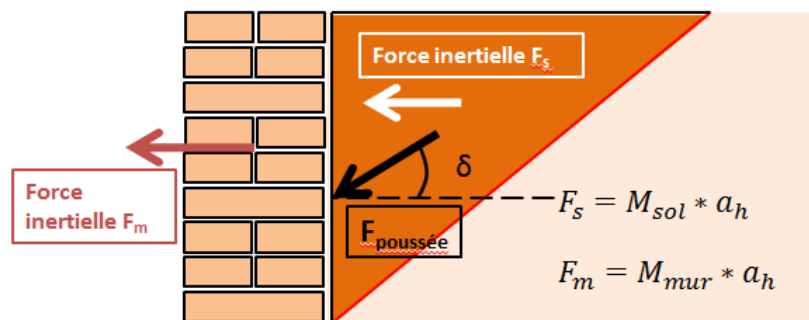


Figure 14 : Ajout des forces inertielles F_s et F_m dues à l'accélération perpendiculaire au mur.

4.2 Validation de la méthode analytique

On notera en premier lieu que la méthode analytique conduit à un même angle de rupture pour des murs ayant de même élancement, ce qui est en accord avec les expériences (Fig8 page 7). On donne sur la [figure 15](#) les résultats issus du calcul analytique ainsi que ceux issus de l'expérience. Les angles d'inclinaison sont proches : la méthode analytique est validée d'autant plus que le mode de rupture mis en jeu pour chaque élancement (glissement ou renversement) a bien été retrouvé par celle-ci. Cependant, une erreur systématique d'environ 1° entre les expériences et la méthode analytique est observable. Certains paramètres tels que les dimensions géométriques du mur, difficiles à évaluer précisément peuvent expliquer ces écarts, mais il peut aussi être le fait de la méthode elle-même : forme de la surface de rupture dans le sol, position de l'action inertielle sur le mur notamment. Cependant, cette erreur systématique est faible et reste de l'ordre de grandeur de l'erreur liée à la répétabilité des tests, ce qui tend à conforter la validité de la méthode analytique.

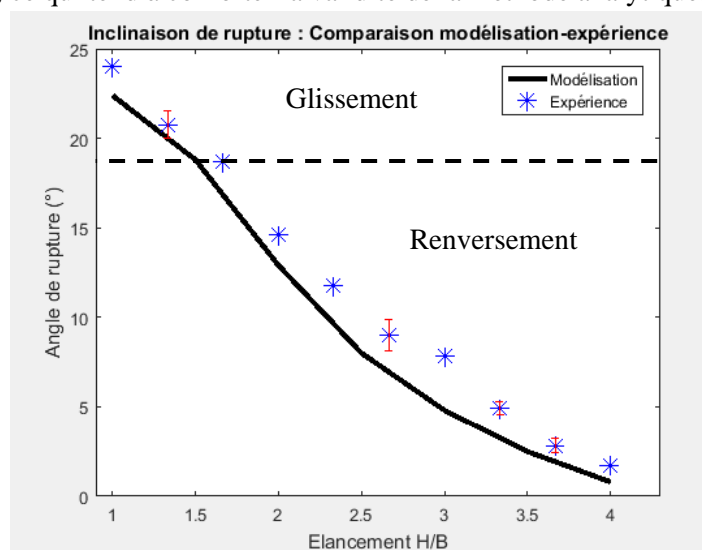


Figure 15 : Comparaison expérience-modélisation : les deux modes de ruptures (glissement et renversement) sont observés.

4.3 Recommandations pour le dimensionnement aux séismes

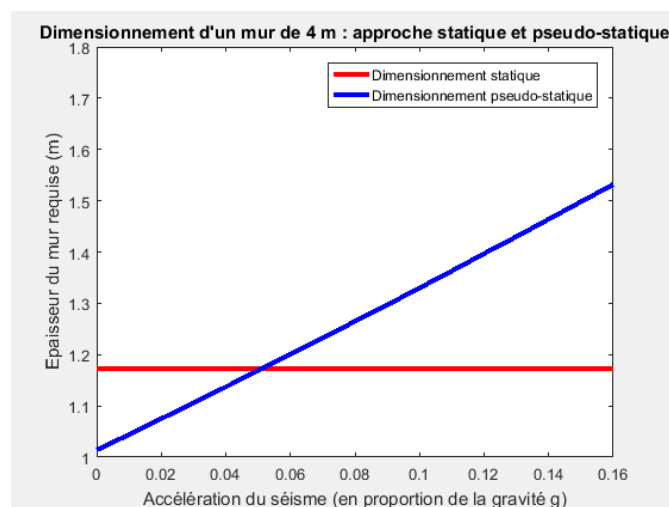


Figure 16 : Recommandations pour le dimensionnement sismique des murs de soutènement en pierre sèche : comparaison entre un dimensionnement statique et un dimensionnement pseudo-statique.

Les accélérations horizontales sismiques de dimensionnement présentes dans l'Eurocode 8 sont inférieures à **0.16g** pour la France métropolitaine (jusqu'à **0.31g** pour les DOM-TOM). Cela correspond à des angles d'inclinaisons de 10° (Fig13 page 9). Pour ces accélérations, on peut comparer le dimensionnement statique développé par d'autres méthodes analytiques [12,13] et qui sert aujourd'hui de référence pour la construction de MSPS en France [29] avec le dimensionnement pseudo-statique de cette étude. Pour un site donné (hauteur du mur, caractéristiques mécaniques du mur et du sol donnés), on détermine l'épaisseur de mur nécessaire assurant la stabilité (statique et pseudo-statique). A noter que dans le cas du dimensionnement statique, les coefficients de sécurité usuels (1.2 pour le glissement et 1.5 pour le renversement) sont pris en compte. Pour de très faibles valeurs d'accélération, le calcul pseudo-statique est moins contraignant que le calcul statique du fait que le coefficient de sécurité associé au dimensionnement sismique est de 1. Les deux calculs donnent une même largeur pour des accélérations de 0.05g. Pour la France métropolitaine où l'accélération maximale horizontale est inférieure à 0.16g, l'épaisseur supplémentaire de mur à mettre en œuvre pour prendre en compte l'action sismique est de 30 %.

Cette méthode analytique fournit des résultats satisfaisants dans la plage de valeur d'accélération considérée. Cependant, pour des accélérations comprises entre **0.2g** et **0.4g** (selon la valeur de l'angle de frottement interne du sol), les épaisseurs de murs à mettre en œuvre deviennent très importantes. L'approche pseudo-statique étant très sécuritaire [23], des études plus précises doivent être mises en œuvre pour les zones de sismicité plus élevées.

5 Conclusion

Des essais expérimentaux pseudo-statiques ont été réalisés sur un modèle réduit de murs de soutènement pour étudier le comportement sismique des MSPS. Cette étude a été couplée avec le développement d'une méthode analytique qui a été validée par les résultats des expériences. Cette méthode peut être utilisée pour donner des premières recommandations sur le dimensionnement sismique des MSPS en France. Pour des zones à sismicité faible, le dimensionnement statique semble être suffisant, les coefficients de sécurité dans le calcul statique donnant une réserve de résistance. Pour des zones à sismicité modérée et moyenne, la prise en compte de l'action sismique est nécessaire et conduit à une largeur de mur à la base supérieure à 30% de celle trouvée lors du dimensionnement statique seul, sans prise en compte des éventuels effets de site. Le calcul analytique développé ici ne peut permettre de donner une réponse pour des accélérations maximales horizontales supérieures à 0.2g-0.4g et d'autres techniques notamment numériques, devront alors être utilisées.

6 Remerciements

Ce travail est une contribution au projet ANR PRIMATERRE, ANR-12-VBU-0001-06 autour du comportement des ouvrages en terre et en pierre. Les auteurs remercient l'Agence Nationale de la Recherche pour son soutien financier.

Références

- [1] J. Burgoyne, Revetments of retaining walls, Corps of Royal Engineers Papers 1853; 3: 154-159
- [2] Jones, Current Practice in Designing Earth Retaining Structures, Ground Engineering, 1979, Vol.12
- [3] Jones, Dry stone walls, Maintenance of Brick and Stone Masonry Structures, London, 1990, Chapter 24
- [4] D-A. Bruce, R-A. Jewel, Soil Nailing : Application and Practice part 1, Ground Engineering, 1986, Vol 19
- [5] D-A. Bruce, R-A. Jewel, Soil Nailing : Application and Practice part 2, Ground Engineering, 1987, Vol 20
- [6] A. Arya, V-P. Gupta, Retaining wall for hill roads, Indian Roads Congress, 1983, IRC-44-1-19
- [7] R. Maldonado, M-I. Gonzales, Engineering of the Taironas circa 1200, Proceedings of the 12th International Conference on soil Mechanics and foundations, Rio de Janeiro, 1989
- [8] M-R. Cooper, Deflection and failure modes in dry stone retaining walls, Ground Engineering, 1986, vol.12
- [9] B. Villemus, Etude des murs de soutènement en maçonnerie de pierres sèches, Thèse, ENTPE – Lyon, 2004
- [10] A-S. Colas, Mécanique des murs de soutènement en pierre sèche : Modélisation par le calcul à la rupture et expérimentation échelle 1, Thèse, ENTPE – Lyon, 2009
- [11] C. Mundell, P-F. McCombie, A. Heath, J. Harkness, P. Walker, Behavior of drystone retaining structures, Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structure and Buildings, 2010, 163(1), pp3-12
- [12] B. Villemus, J-C Morel, C. Boutin, Experimental assessment of dry stone retaining wall stability on a rigid foundation, Engineering and Structures, 2007, 29 :2124-32
- [13] A-S Colas, J-C. Morel, D. Garnier, Full-scale field trials to assess drystone retaining wall stability, Engineering and Structures, 2010, 32:1215-22
- [14] C. Mundell, P-F. McCombie, C. Bailey, A. Heath, P. Walker, Limit-equilibrium assessment of drystone retaining structures, Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering, 2009, 162(4), pp 203-212
- [15] J-J. Oetomo, Comportement à la rupture des murs de soutènements en pierre sèche : une modélisation par approche discrète, Thèse, Ecole Centrale de Lyon, 2014
- [16] X. Zhang, N-C. Koutsabeloulis, S. Hope, A. Pearce, A finite element analysis for the stability of drystone masonry walls, Geotechnique, 2004, No. 1, 57-60
- [17] J-J. Oetomo, E. Vincens, F. Debecker, J-C. Morel, Modeling the 2d behavior of drystone retaining walls by a fully discrete element method, International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 2015
- [18] R. Harkness, W. Powrie, X. Zhang, K. Brady, M. O'Reilly, Numerical modelling of full-scale tests on drystone masonry retaining walls, Geotechnique, 2000, 50:165-79
- [19] W. Powrie, R. Harkness, X. Zhang, D. Bush, Deformation and failures modes of drystone retaining walls, Geotechnique, 2002, 52:435-46
- [20] M. Claxton, R-A. Hart, P-F. McCombie, P-J. Walker, Rigid block distinct element modeling of drystone retaining walls in plane strain, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131:381-9
- [21] H-H. Le, J-C. Morel, D. Garnier, P-F. McCombie, A review of methods for modeling drystone retaining walls, Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering, 2014, 167(3), 262-9

- [22] J-C. Quezada, E. Vincens, R. Mouterde, J-C. Morel, 3D failure of a scale-down dry stone retaining wall : A DEM modelling, *Engineering Structures*, 2016, 117 pp506-517
- [23] AFNOR, Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes ; Partie 5 ; Fondations, ouvrages de soutènements et aspects géotechniques, 2005, Vol. 5
- [24] S. Okabe, General theory of earth pressures, *Jpn Soc Civ Eng*, 1926, Vol. 12
- [25] N. Mononobe, H. Matsuo, On the determination of earth pressures during earthquakes, *Proceedings of the world engineering congress*, 1929, Tokyo
- [26] H-B. Seed, R-V. Whitman, *Design of earth retaining structures for dynamic loads*, ASCE, New York, 1970
- [27] R. Richards, D-G. Elms, Seismic behavior of gravity retaining walls, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1979, Vol. 105
- [28] E. Flavigny, J. Desrues, B. Palayer, Note technique : le sable d'hostun, *Revue française de géotechnique*, 1990, 67-70
- [29] ENTPE, *Guide de bonnes pratiques de construction de murs de soutènement en pierre sèche*, ENTPE, 2008, Lyon.