



Thèse
Présentée en vue de l'obtention du diplôme de
DOCTEUR
de
L'ECOLE NATIONALE D'INGENIEURS DE TUNIS
Spécialité : Génie Civil

Par
Hela BEN AYED
Ingénieur en Génie Civil

Sujet de thèse :

**Etude expérimentale et numérique du comportement
mécanique des Blocs Autobloquants de Terre
Stabilisée (BATS)**

Soutenue le 22 Novembre 2016

Devant le jury :

Jamel NEJI

Président

Amara LOULIZI

Rapporteur

Essaieb HAMDI

Rapporteur

Med Farhat AIDI

Directeur de thèse

Oualid LIMAM

Co-encadrant

Ahmed JELIDI

Invité

REMERCIEMENTS

*J*e tiens à remercier mes deux directeurs de thèse: Monsieur Mohamed AIDI et Monsieur Oualid LIMAM pour leur encadrement et soutien si efficaces. Une assistance sans laquelle il m'aurait été difficile de mener à bien ce travail et de surmonter les difficultés rencontrées.

*J*e témoigne toute ma gratitude à Monsieur Abdelmalek GHANNEM le gérant de la société SOIB qui m'a fournie les blocs étudiés durant mes travaux de recherche et qui n'a pas cessé de m'encourager.

*J*e remercie vivement Monsieur Ahmed Jelidi pour sa collaboration dans ce travail ainsi que la réalisation des essais sur les murets à l'ENAU.

*J*e remercie spécialement Monsieur Mohamed Samir, le responsable du Laboratoire de Génie Civil (LGC) de l'ENIT où j'ai effectué l'étude expérimentale pour son aide précieuse tout au long de la période des essais, sa gentillesse et ses conseils judicieux.

*J*e tiens à remercier le professeur Karam SAB pour m'avoir accueillie dans son laboratoire Navier à l'Ecole des Ponts Paris Tech, notamment je remercie vivement Monsieur Ioannis STEFANOUC pour son aide précieuse durant mon stage qui portait sur la modélisation des blocs sur ABAQUS.

*J'*exprime ma sympathie à tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

*J*e tiens enfin à remercier les membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer ce modeste travail.

RESUME

Le présent rapport porte sur une étude expérimentale et numérique du comportement mécanique des Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS), produits par la société tunisienne SOIB. Ces blocs présentent une des techniques modernes de la construction en terre qui évite la procédure de cuisson énergivore et polluante d'une part et qui évite l'utilisation du mortier pour l'assemblage des blocs d'autre part. En effet ces blocs sont posés à sec sans le besoin de mortier. Après avoir fait une étude bibliographique concernant les Blocs de Terre Stabilisée (BTS) en général ainsi que les BATS en particulier, nous avons développé une étude expérimentale qui consiste à effectuer des essais de compressions sur différentes configurations de blocs à savoir sur un seul bloc, un couplet et un triplet de blocs. Par la suite l'effet du système autobloquant ainsi que la surface de contact entre les blocs ont été analysés. Une modélisation numérique par éléments finis et simplifiée des essais de compression a été réalisée. Par ailleurs, les résultats numériques ont été comparés à ceux obtenus expérimentalement.

Finalement, une étude expérimentale de différents murets composés de BATS a été réalisé afin d'étudier leur comportement mécanique sous une sollicitation de type compression simple verticale.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre 1: Revue Bibliographique sur les Blocs de Terre Stabilisée	3
1. Introduction	3
2. Présentation des Blocs de Terre Stabilisée	4
2.1. La stabilisation de la terre	4
2.2. Critères de choix du matériau terre utilisé dans les BTS	5
2.3. Modes de fabrication des BTS	8
2.4. Procédures d'essais de compression sur les BTS adoptées.....	8
3. Les Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS)	11
4. Conclusion.....	12
Chapitre 2. Etude expérimentale du comportement mécanique des Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS)	13
1. Introduction	13
2. Description des blocs utilisés	13
3. Essai de compression unidirectionnelle	15
3.1. Description du protocole expérimental	15
3.2. Étude du comportement des blocs en compression	17
3.3. Configuration des fissures	23
3.4. Interprétations des résultats obtenus	25
4. Détermination de la surface de contact entre les blocs	26
5. Conclusion.....	32
Chapitre 3 : Modélisation numérique du comportement mécanique des BATS superposés	34
1. Introduction	34
2. Problématique	34
3. Description du modèle	35

3.1.	Géométrie du modèle et conditions aux limites	36
3.2.	Caractérisation expérimentale des propriétés du matériau	37
4.	Résultats numériques et comparaison avec les essais expérimentaux.....	46
4.1.	Résultats numériques obtenus	46
4.2.	Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux	55
5.	Conclusion.....	60
Chapitre 4. Etude expérimentale du comportement de murets en Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS)		
		61
1.	Introduction	61
2.	Essai sur le premier muret	61
3.	Essai sur le deuxième muret	67
4.	Essai de compression sur un bloc et comparaison avec les murets	69
5.	Conclusion.....	70
CONCLUSION		71

INTRODUCTION GENERALE

La construction en terre est un mode de construction utilisant la terre. Ce matériau est disponible, écologique et recyclable. En effet, il y a énormément de maisons en terre dans le monde, environ 50 % de la population mondiale vit dans des constructions en terre. On en trouve généralement dans les pays de l'Afrique du Sud, en France, en Normandie, en Allemagne, au Yémen, où on voit des immeubles d'une dizaine d'étages, citons l'exemple de la ville de Shibam au Yémen qui s'impose comme une référence en terme de construction en terre. Dans cette ville, des bâtiments avec plus de huit étages atteignant des hauteurs de 30 m ont été construits avec des blocs de terre. Cette ville représente un site du patrimoine mondial de l'UNESCO et est connue comme la plus ancienne ville de grattes ciel dans le monde [1]. Par ailleurs, les scientifiques ont commencé à étudier ce matériau il y a plusieurs années pour en améliorer les qualités étant donné qu'il offre différents avantages. Cependant, en Tunisie, depuis plusieurs décennies, la construction en terre a été négligée vu le développement de nouveaux matériaux comme le béton et l'acier. Aujourd'hui, devant les problèmes écologiques et sociaux, on commence à mener un intérêt pour la construction en terre. En plus, la Tunisie dispose d'énormes ressources en matières premières argileuses susceptibles d'être exploitées et valorisées à l'état naturel, ou améliorées par divers ajouts pour des utilisations variées. Dans ce cadre, notre travail de thèse englobe une étude du comportement mécanique des Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS) qui sont produits par la société tunisienne SOIB. L'utilisation de ce type de blocs, présente une des techniques modernes de la construction en terre qui évite la procédure de cuisson énergivore et polluante. Plusieurs travaux ont été réalisés afin d'étudier le comportement mécanique et physique des Blocs de Terre Stabilisée (BTS), notamment sur les maçonneries en BTS qui ne portaient que sur les blocs assemblés avec du mortier. Récemment sont apparus les Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS) mis en œuvre à sec sans le besoin de mortier. Cette technique est plus rapide vu la facilité de la manipulation. Bien que les BATS ont été étudiés depuis quelques années, peu d'attention a été prêtée à l'effet du système autobloquant sur les propriétés de la résistance des structures en terre.

En effet, les caractéristiques mécaniques des maçonneries en BTS dépendent fortement des propriétés mécaniques des blocs et de l'interaction entre eux. Dans ce travail, nous allons essayer d'analyser le comportement mécanique des BATS en suivant une approche expérimentale couplée à une modélisation numérique par Eléments Finis.

Le présent mémoire est structuré en 4 chapitres à savoir :

Le premier chapitre comporte une étude bibliographique sur les Blocs de Terre Stabilisée dans lequel nous donnons quelques exemples de constructions en terre tout en se focalisant sur les BTS, ainsi que les critères de choix du matériau utilisé dans ces derniers et leurs modes de fabrication. Une attention particulière est prêtée aux procédures actuelles d'essais de compression sur les BTS ainsi que la présentation de la nouvelle alternative de blocs en terre : les Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS).

Le deuxième chapitre est consacré à une étude expérimentale du comportement mécanique des BATS durant laquelle des essais de compression ont été effectués sur différentes configurations de blocs à savoir un bloc, un couplet et un triplet de blocs, et ce pour deux catégories de blocs avec des pourcentages différents de ciment. Nous déterminons ainsi les caractéristiques mécaniques des blocs tout en dégageant l'influence du pourcentage de ciment sur ces derniers. Ces essais sont suivis par une analyse de l'effet du système autobloquant et de la surface de contact entre les blocs sur la résistance à la compression.

Le troisième chapitre englobe une modélisation numérique des essais. Pour cela, une modélisation par éléments finis est effectuée en considérant un comportement linéaire et élastique du matériau avec un critère limitant les contraintes principales par les résistances à la traction et à la compression du matériau et un critère de Mohr-Coulomb limitant les composants du vecteur contrainte au niveau de l'interface entre les blocs. Par la suite, nous comparons les résultats numériques à ceux expérimentaux présentés dans le chapitre 2.

Le dernier chapitre met en évidence des essais de compression réalisés sur des murets composés de BATS de différentes dimensions afin de dégager l'effet de taille sur leurs résistances à la compression.

Chapitre 1: Revue Bibliographique sur les Blocs de Terre Stabilisée

1. Introduction

La terre est une matière naturelle largement disponible dont la transformation en matériau de construction requiert peu de dépenses énergétiques [2]. Ses grandes qualités plastiques, écologiques et esthétiques ont permis à nos ancêtres de l'utiliser en abondance afin de construire leurs demeures et ce en parfait accord avec leur environnement, ce qui nous amène à dire que c'est un matériau ancien, alors qu'il pourrait être considéré comme un matériau nouveau du fait qu'on n'arrive pas à mettre en évidence les qualités reconnues de ce matériau dans un cadre plus étendu d'industrialisation [3].

Des analyses récentes montrent que l'emploi des matériaux de construction les moins chers sur le marché (agglomérés de ciment) n'est peut-être pas à long terme la solution la plus intéressante [4]. Ainsi, les Blocs de Terre Stabilisée s'imposent comme une solution qui pourra répondre à l'exigence d'un certain type de construction de manière économique et technique par rapport aux matériaux conventionnels.

Il existe plusieurs modes de construction en terre. Nous en citerons à titre d'exemples, les modes les plus utilisés.

* Le pisé dont la construction se fait sans besoin d'ajout d'autres matériaux à part la terre, en effet la terre utilisée est extraite du sol et compactée à l'aide d'une dame entre deux planches en bois. Cette terre ne doit pas contenir trop d'argile car ça provoque la fissuration des murs en terre damée au cours du séchage. Un excès de sable rend le mur faible ne supportant pas les chocs de charge [5].

* L'adobe dont la technique consiste à mouler sans compactage des blocs avec de la terre et de les laisser sécher au soleil. Le sol utilisé ne doit pas contenir ni de grosses pierres, ni de racines, ni de la terre végétale, (les proportions sont de l'ordre de 55 à 75 % pour le sable, 10 à 28 % pour le limon, 15 à 18 % pour l'argile et moins de 3 % pour la matière organique) [6].

* La bauge qui peut être modelée sans le besoin de moulage ou de coffrage, en effet elle est façonnée directement comme une poterie en utilisant la plasticité des terres humides [4].

* Le torchis qui est une structure en colombages et claires de bois hourdée avec une ou plusieurs couches de terre. Cette terre argileuse, mélangée de paille ou d'autres fibres, constitue les parois de la bâtisse [7].

Il faut noter que les modes de constructions cités auparavant sont parmi les plus anciens. Récemment seulement sont apparues les maçonneries en blocs de terre stabilisée (BTS).

2. Présentation des Blocs de Terre Stabilisée

Les Blocs de Terre Stabilisée (BTS) ont une structure similaire à celle des adobes, néanmoins leur technique de fabrication est améliorée, en effet, les blocs sont produits par la compression de la terre crue dans une presse afin de réduire le volume des vides dans le bloc, diminuer sa sensibilité à l'eau et augmenter sa résistance.

Les BTS offrent beaucoup d'avantages, nous pouvons citer, la régularité de la production, La possibilité de fabrication de blocs de formes spéciales, l'autorégulation du taux d'humidité à l'intérieur des constructions obtenue grâce aux caractéristiques intrinsèques du matériau. Comme ils permettent de réaliser de belles architectures aux murs apparents.

Grâce à leur forte densité, les BTS servent d'accumulateur thermique : elles absorbent l'énergie solaire pendant la journée et la restituent plus tard donc une atténuation de l'amplitude et de la rapidité des variations climatiques, grâce à une grande inertie thermique, ce que implique une réduction de 40% de la consommation d'énergie (climatisation et chauffage) comparativement à une habitation classique [8, 9, 10, 11, 12].

Les BTS sont considérés comme un matériau de bio-construction qui respecte l'environnement réduisant l'émission de CO₂, dont 5% de l'émission mondiale provient de la production de ciment [8].

2.1. La stabilisation de la terre

La modification de la terre locale pour qu'elle convienne aux exigences du projet est souvent la solution la plus utilisée dans les projets réalisés en matériau terre. L'ensemble de procédés permettant l'amélioration des caractéristiques de ce matériau est appelé stabilisation. En effet, stabiliser un sol ou une terre c'est modifier sa structure initiale dont les caractéristiques présentent certaines faiblesses pour le doter de nouvelles caractéristiques qui lui font défaut [13]. Il existe différents modes de stabilisation à savoir la stabilisation mécanique réalisé par le compactage de la terre à l'aide de presses manuelles ou motorisées, la stabilisation chimique en ajoutant un liant tel que le ciment ou la chaux et la stabilisation physique en intervenant sur la texture de la terre ou en ajoutant des fibres. Ces modes de stabilisation sont expliqués brièvement dans ce qui suit.

* La stabilisation mécanique est réalisée par un compactage de la terre afin d'augmenter la résistance des blocs aux efforts de compression par resserrement des particules. On distingue le compactage statique à l'aide de presses simples manuelles ou motorisées ainsi que le compactage dynamique utilisant des presses motorisées qui contiennent des rouleaux vibrants servant à vibrer les particules au cours de la compression avec le piston [7].

* La stabilisation chimique est réalisée par l'ajout d'un liant jouant le rôle de stabilisant (ciment, chaux ...) afin d'améliorer les performances de la terre. La nature et la quantité du liant à ajouter dépendent du type du sol considéré et des performances mécaniques désirées des blocs [4]. L'expérience montre que les BTC sont fragiles et que l'ajout d'un stabilisant rend les blocs résistants à l'abrasion et aux effets érosifs de l'eau [7].

* La stabilisation physique peut se faire soit par correction de la terre en intervenant sur sa texture avec un mélange avec des fractions de grains différentes, soit par l'ajout de fibres qui peuvent améliorer la résistance à la traction des blocs et minimiser la propagation de la fissuration [7]. On distingue les fibres végétales (Pailles de toutes espèces : orge, seigle, blé, froment, lavande, escourgeon ; Balle des céréales : riz, blé, orge ; Foin, mil, fibres de noix de coco, fibres de palmier, débris du teillage ou de chanvre...) les fibres animales (poils et crins du bétail) et les fibres synthétiques (cellophane, acier, fibres de verre) et métalliques. Elle peut se faire également par traitement thermique (déshydratation ou gel) ou par un traitement électrique (électro-osmose qui favorise un drainage de la terre) [7].

2.2. Critères de choix du matériau terre utilisé dans les BTS

L'objectif principal de la construction en BTS est l'utilisation des matériaux locaux qui peuvent être disponibles près du chantier de construction, ceci peut résoudre d'avance les problèmes d'approvisionnement, de stockage et de transport. Mais la chose la plus importante est que les caractéristiques mécaniques des maçonneries en BTS soient relativement bonnes. Bien évidemment, ces caractéristiques mécaniques dépendent principalement de la qualité de la terre utilisée dans la fabrication des BTS. Pour cela, il est indispensable de connaître les propriétés fondamentales de la terre avant son utilisation à savoir la granulométrie. En effet, la connaissance de la granulométrie d'un sol donne des orientations sur la qualité des blocs crues élaborées à partir de ce sol. Pour avoir des blocs de qualité, le sol ne doit pas être trop argileux. La fraction argileuse doit être supérieure à 5% et inférieure à 30% et les gros grains doivent avoir une taille moyenne de 5 mm [7, 14].

Cependant, l'utilisateur est libre concernant le choix de sa matière première à moins qu'elle ne contienne pas beaucoup de matières organiques, que le sol ne doit pas être trop argileux pour éviter les fissurations de retrait fragilisant les blocs et les gros éléments du matériau ne doivent pas dépasser une taille limite dépendant de la taille des blocs, une moyenne de 5 mm est assez bien indiquée [7].

Beaucoup de travaux de recherches ont été réalisées afin de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des BTS, ainsi que sur les proportions des matériaux composant ces derniers. Selon la bibliographie, généralement, la meilleure combinaison possible des matériaux composants les blocs est comme suit : 70 % de sable et de gravier et de 10 à 20 % d'argile afin d'obtenir une bonne résistance à la compression humide [1, 15, 16]

Dans ce cadre, B. V. Venkatarama et A. Gupta [17] ont travaillé avec un sol limoneux rouge contenant 23% argile, auquel ils ajoutaient de la poussière des pierres de carrière dont les déchets de concassage du granite, c'est un matériau inerte contenant 4% argile. Ce mélange a été tamisé à 5 mm, malaxé à sec puis avec addition de 10 % d'eau, la formulation finale du mélange contient 17.3 % sable, 17.7 % silt et 9 % argile. Par la suite ils lui ont ajouté du ciment Portland avec des pourcentages variant entre 6, 8 et 12 %.

P. Meukram [9] a utilisé trois types de matériau, une latérite enrichie de ciment, une latérite avec pouzzolane enrichie de ciment et une latérite mélangé à des sciures de bois enrichie de ciment. Les pourcentages de ciments étant de 4, 6, 8 et 10 %.

P. Walker et T. Stace [18] ont travaillé avec un sol argileux constitué principalement par la kaolinite et contenant 44 % argile, ce sol a été mélangé à du sable contenant 3% d'argile. Les matériaux ont été séchés, tamisés à 5 mm, mélangés après à sec pendant 2 à 3 minutes. La stabilisation de la terre est faite au ciment Portland dont la teneur varie entre 5 et 10 %. La terre cimentée est malaxée pendant 2 minutes à sec tout en ajoutant peu à peu de l'eau

Quant à A. Hakimi et al. [19], le matériau retenu a déjà servi dans la fabrication de BTC au Maroc, c'est un mélange contenant 20 % d'argile tamisé à 5 mm également, ceci a été traité avec 4% de ciment, néanmoins ils ont testés des échantillons non traités également.

M. Olivier et al [20] ont conçu des blocs dont le matériau utilisé est tamisé d'une façon à obtenir un diamètre de grains maximal inférieur au cinquième de la hauteur des blocs.

Dans la littérature, il est reporté que la teneur en ciment optimale afin d'obtenir une résistance à la compression humide de l'ordre de 3 à 5 MPa, pour les BTS contenant de la kaolinite comme le principal minéral argileux avec environ 70 % de sable et 20 % de fines (limon et argile) est de l'ordre de 8 % [14, 16, 20]. Généralement, la teneur optimale en ciment pour la stabilisation de la terre varie de 5 % à 10 % [22].

D'autres auteurs [23,24] ont opté pour les choix de la chaux comme stabilisant et ont prouvé que la teneur optimale en chaux pour les blocs constitué d'argile kaolinitique est de 4 à 6 %.

Ainsi, il nous paraît évident que les deux stabilisants chimiques les plus répandus dans les travaux antérieures sont le ciment et la chaux. Pour cela nous allons essayer dans ce qui suit de déterminer les mécanismes de stabilisation chimique par les ajouts du ciment et de la chaux aux différents types de sol.

La chaux et le ciment contribuent en général à l'amélioration des propriétés mécaniques des poudres minérales notamment les argiles. Néanmoins, les effets de ces liants hydrauliques dépendent surtout de la granulométrie et de la minéralogie de la matière première stabilisée.

De plus, l'ajout de la chaux ou du ciment à un sol argileux fait augmenter la teneur en eau optimale et par conséquent la densité sèche maximale de ce matériau diminue [25].

Quant aux propriétés mécaniques, l'ajout de ces liant améliore les performances mécaniques dont principalement les résistances à la compression, à la flexion et à la traction par fendage de ce sol [25]. Le ciment est adapté aux sols peu argileux ou peu plastiques et aux sols contenant des argiles de faible activité [26]. Il doit être mélangé à la terre sèche car le ciment une fois en contact avec de l'eau commence sa réaction [7]. Le ciment en présence d'eau se solidifie et différentes réactions chimiques sont responsables de ce phénomène. Celles-ci sont à l'origine de l'augmentation des résistances mécaniques à court terme et de l'amélioration des propriétés mécaniques à long terme [27,28].

Les terres qui ont une fraction argileuse importante se mélangent difficilement et exigent des quantités de ciment élevées. En pratique, on évite de stabiliser au ciment une terre argileuse dont la limite de liquidité est supérieure à 50 % et la teneur en argile supérieure à 30 %. Les meilleures résistances à la compression sont atteintes avec des graves et des sables plutôt qu'avec des silts et des argiles. Pour la terre, les dosages dépendent de sa texture et de sa structure, du mode de mise en œuvre, 6 à 12 % donnent d'assez bons résultats, mais en général, il faut au moins 6 % de ciment pour obtenir des résultats satisfaisants [7]. La résistance à la compression dépendra ainsi du dosage.

La stabilisation des sols argileux en ajoutant de la chaux afin d'améliorer leur propriétés en construction est une technique très répandue dans le monde. Néanmoins, peu de travaux scientifiques se sont penchés sur l'amélioration des performances mécaniques des blocs de terre à base d'argile par ce liant hydraulique.

La chaux n'a que peu d'effet sur les terres très riches en matières organiques (quantité supérieure à 20 %) et sur les terres manquant d'argile. Elle est en effet plus efficace et peut l'être d'avantage que le ciment avec des terres argilo-sableuses. Les effets de la chaux sont donc très dépendants de la nature des terres mais la comparaison avec les effets du ciment, dans de nombreux cas, pourra être tentée. On observe que la chaux réagit beaucoup plus vite avec des argiles du type montmorillonites qu'avec des argiles kaolinitiques, réduisant la plasticité des montmorillonites et n'ayant que peu d'effet sur la plasticité des kaolinites. Généralement, on utilise des dosages de 6 à 12 % équivalents à ceux pratiqués avec le ciment, mais on notera que pour la chaux, il existe une quantité optimale pour chaque terre [7,29].

Il s'ensuit une réduction de la plasticité et une augmentation de la portance du sol argileux [23]. La réaction de carbonatation est néfaste pour le traitement des sols argileux à la chaux. En effet, des travaux ont montré que le dioxyde de carbone diminue la résistance mécanique avec le temps de cure [30].

Sinon, il y a peu de chercheurs qui ont travaillé sur les combinaisons du ciment et de la chaux bénéfiques comme stabilisant en vue d'augmenter la résistance des blocs, en effet le ciment stabilise la portion du sol sableuse, tandis que la chaux stabilise la fraction argileuse [31].

2.3. Modes de fabrication des BTS

Comme nous l'avons mentionné auparavant, les Blocs de Terre Stabilisée (BTS) présentent une nouvelle alternative aux matériaux de construction. Cependant, il n'existe pas encore de normes concernant la fabrication de ces blocs. Néanmoins, dans cette partie, nous allons essayer de citer quelques travaux antérieurs traitant ce sujet. En effet, Plusieurs auteurs se sont penchés sur l'étude des blocs de terre au niveau de plusieurs aspects à savoir la forme et les dimensions des blocs ainsi que leurs modes de fabrication.

La forme et les dimensions des briques diffèrent d'un auteur à un autre. En effet, B. V. Venkatarama et A. Gupta [17] ont utilisé des éprouvettes parallélépipédiques de dimensions (30.5x14.3x10 cm³), P. Meukam [10] a conçu des d'éprouvettes cylindriques de dimensions (8x16 cm²). Quant à Peter Walker et Trevor Stace [18], des éprouvettes parallélépipédiques de dimensions (29.5x14x12.5 cm³) ont été confectionnées. A. Hakimi et al. [19] ont fait leur étude sur des éprouvettes cylindriques (8, 12 cm²) avec un élancement égal à $e = 1.5$, des blocs de dimensions (29,5 x 14 x 9,3 cm³) ainsi que sur des éprouvettes parallélépipédiques de dimensions (14,75 x 14 x 19,6 cm³) d'un élancement égal à $e=1.4$. Finalement, M. Olivier et al [20] ont proposé des éprouvettes parallélépipédiques de dimensions (29 x 14 x 10 cm³).

Quant au mode de fabrication des éprouvettes, tous les auteurs ne font pas l'unanimité. En effet, Peter Walker et Trevor Stace [18] ont eu recours à un compactage avec une presse manuelle de vitesse 2 MN/m², Concernant A. Hakimi et al. [19], les éprouvettes ont été compactées avec une presse hydraulique de 300 kN à une vitesse allant de 0,1 kN/s à 30 kN/s en mode force et allant de 0,02 mm/s à 2 mm/s mode déplacement, il faudrait mentionner également que les éprouvettes parallélépipédiques ont été obtenues à partir de l'assemblage de deux demi-blocs au moyen d'un joint dont l'épaisseur est de 1 cm, en mortier de terre écrêté à 2 mm et stabilisé à 4% de ciment pour les éprouvettes traitées et d'un joint en mortier de terre brute pour les éprouvettes non traitées.

Au niveau du stockage des éprouvettes, pour Peter Walker et Trevor Stace [18] une cure de 28 jours a été établie, sans oublier l'immersion dans l'eau pendant 24 heures avant la réalisation des essais. B. V. Venkatarama et A. Gupta [17] ont opté pour un stockage de 28 jours avec arrosage à l'air libre suivi de 30 jours de séchage au laboratoire.

A. Hakimi et al. [19] ont pris 7 jours à 20°C suivis de 7 jours à 25 °C pour les éprouvettes traitées, et 14 jours à 25°C pour les éprouvettes non traitées.

2.4. Procédures d'essais de compression sur les BTS adoptées

La résistance à la compression des BTS est une notion récente, pour cela, il n'existe pas encore de normes pour les essais réalisés sur ces nouveaux modes de construction en terre, donc beaucoup de

chercheurs utilisent les normes déjà utilisées sur les maçonneries en béton [32, 33, 34]. Mais puisqu'elle est essentielle afin de caractériser le degré de portance des blocs et qu'elle dépend du dispositif expérimental adopté, d'autres chercheurs ont travaillé sur les procédures d'essais de compression sur les BTS. Nous allons en citer les plus répandues dans la littérature dans ce qui suit.

2.4.1. Essai de RILEM

Afin d'essayer de mesurer directement la résistance à la compression des BTS, la Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux (RILEM) [35] a proposé une installation schématisée sur la figure 1.

C'est une procédure mise au point par le laboratoire LGM de l'ENTPE et adoptée par le Comité de RILEM 164. Elle a été adoptée par M. Olivier [20] et la norme ORAN [36] ainsi que d'autres chercheurs [37, 38].

Elle consiste à couper les blocs en deux portions égales à partir d'un essai brésilien effectué sur un bloc, les superposer en les maçonant avec du mortier de terre, et enfin réaliser une compression sur cette configuration de blocs [35].

La couche de mortier permet la distribution uniforme des efforts d'un bloc à un autre d'une part, et on double d'autre part l'élanement de l'éprouvette (comparée à celui d'un bloc entier), ce qui limite le frettage.

2.4.2. Test sur un cylindre (avec ou sans frettage)

C'est un essai sur des échantillons cylindriques d'élanement égal à 2, ces éprouvettes doivent avoir une même densité que les BTS conçus pour la construction (Figure 2).

Cette procédure est essentiellement utilisée par le Laboratoire Géomatériaux (LGM) de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE) et le Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes (LPEE) de Casablanca [19], comme elle a été adoptée par plusieurs autres chercheurs [39, 40,41].

2.4.3. Essai réalisé sur un demi bloc

Cette procédure consiste à tester un demi-bloc à plat ou bien sur chant avec un système antifretage. L'utilisation d'un demi-bloc au lieu d'un bloc entier permet d'augmenter l'élançement de l'échantillon et diminuer le problème de flexion suivant l'axe horizontal perpendiculaire à la longueur du bloc entier dû au poinçonnement du plateau [42].

2.4.4. Test avec frettage

Cet essai consiste à tester un bloc entier à plat en compression sans un système antifretage. La valeur obtenue est multipliée par un coefficient dépendant de l'élançement de l'échantillon comme donné par P. Walker [43]

Comme nous l'avons expliqué précédemment, le comportement mécanique des maçonneries en BTS dépend principalement des caractéristiques mécaniques et physiques des mortiers ayant pour but principale la liaison des différents blocs. Pour cela plusieurs chercheurs se sont intéressés à l'étude du comportement du mortier jouant le rôle de liant entre les différents blocs [18, 40, 41, 44, 45, 46]. Quant à nous, nous allons nous intéresser à l'étude du comportement des Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS) qui sont mis en œuvre sans le besoin de mortier. Pour cela, nous allons essayer dans ce qui suit de mener une étude bibliographique portant sur les BATS afin de voir les différentes recherches réalisées sur ce nouveau mode de blocs.

3. Les Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS)

Depuis peu d'années, un intérêt pour un nouveau mode de construction est mis en évidence à savoir les Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS). C'est un nouveau design des Blocs de Terre Stabilisée au ciment, dont la mise en œuvre se fait à sec c'est-à-dire sans le besoin de mortier.

Ces blocs sont communément utilisés en Thaïlande et en Indonésie vu leur simplicité de mise en œuvre [47] Mais nous remarquons à travers les recherches déjà menées, que le but principal de ces travaux antérieures était de voir si ce nouveau design est valable en construction surtout dans les pays à haut risque de catastrophes naturelles tels que les séismes et les ouragans.

Certes, il n'y a pas encore beaucoup de travaux concernant ce nouveau mode de construction. Certains auteurs se sont focalisés sur les propriétés des matériaux composants les BATS afin de choisir les pourcentages optimales de ces proportions [48, 49].

Il existe plusieurs types de BATS dont on peut citer :

* Les blocs de type « Rhino » (Figure 3) conçus par le Centre Professionnel de Technologie des Bâtiments en Thaïlande (CVBT) à l'aide de une presse manuelle nommée « Soeng Thai BP6 », ils sont de dimensions (111 x 150 x 300 mm³)

* Les blocs de type « V Lock » (Figure 4) fabriqués à l'aide d'une presse hydraulique conçue par Dwell Earth. Ces blocs sont de dimensions (100 x 175 x 350 mm³) et comportent des cavités qui peuvent être renforcées et cimentées [47].

Peu d'effort ont été fourni afin d'étudier le comportement des murs composés de BATS, ces travaux ont été réalisé dans les régions ayant une forte activité sismique, du coup, les recherches ne portaient que sur le comportement de la structure en sollicitant des chargements cycliques et tangentiels. Les types de blocs autobloquants utilisés sont les blocs de type « Rhino » et ceux de type « V Lock » mais en utilisant de nouveaux échantillons avec d'autres matériaux [50, 51, 52].

4. Conclusion

D'après la revue de la littérature, aucun code ne s'intéresse au dimensionnement des maçonneries en terre. En effet, l'Eurocode 6 [53] ne comporte que le dimensionnement des maçonneries en blocs de terre cuites ou en blocs de béton. De plus ce type de maçonnerie est forcément mis en place à l'aide du mortier, donc il s'avère inadéquat d'appliquer les règles de dimensionnement des ouvrages en maçonneries en compression simple selon l'Eurocode 6 aux structures et en particulier aux murs en BATS, objet de notre étude.

Dans ce contexte, nous allons essayer dans ce qui suit de présenter les différents paramètres intervenant dans la prédiction de la résistance à la compression d'un mur constitué des Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée et soumis à l'effet de la pesanteur.

Chapitre 2. Etude expérimentale du comportement mécanique des Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS)

1. Introduction

La résistance à la compression est la performance la plus importante pour les constructions en Blocs de Terre Stabilisée, c'est celle qui va déterminer les choix architecturaux. Pour cela dans le présent chapitre, nous avons développé une étude expérimentale qui consiste à effectuer des essais sur différents Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS) afin d'étudier leur comportement mécanique tout en dégagant leurs caractéristiques mécaniques. Pour ce faire, un essai de compression unidirectionnelle a été réalisé sur différentes configurations de BATS à savoir sur un seul bloc, un couplet et un triplet de blocs.

Afin de déterminer l'effet de la teneur en ciment sur le comportement mécanique de ces blocs ainsi que sur la répétitivité des résultats, nous avons réalisé ces essais de compression sur deux catégories de blocs dont le pourcentage de ciment est différent. L'effet de la teneur en ciment a été observé également au niveau de la configuration des fissures.

Nous dégageons suite à ces essais réalisés un certain nombre d'éléments caractéristiques du comportement des différents blocs à l'échelle globale dus aux sollicitations de compression ce qui nous mène par la suite à étudier l'effet de la surface de contact entre les blocs sur les résistances à la compression de ces derniers.

2. Description des blocs utilisés

Les blocs de terre utilisés dans ce travail ont été fournis par la société SOIB [54] qui consiste en une unité industrielle qui fabrique 5 types de blocs de terre notamment les blocs du type « Blocs autobloquants » qui sont utilisés dans notre étude. Ces blocs sont conçus selon l'Organisation Régionale Africaine de Normalisation (ORAN) [36], ils sont de largeur 220 mm, de hauteur 110 mm et de longueur 240 mm, leurs poids est de l'ordre de 11 kg (Figure 5.a).

Ces blocs sont composés d'un sol argileux disponible localement (le un tiers), de gravier et de sable (les deux tiers) et un pourcentage bien déterminé de ciment Portland ordinaire. Le sol est séché à l'air libre

et tamisé à 8 mm. Après stabilisation, le mélange est comprimé hydrauliquement dans un moule sous une pression d'environ 120 bars à l'aide d'une presse avec un malaxeur intégré fourni par « Hydraform » [55].

Les conditions de séchage des blocs jouent un rôle important dans l'évolution de leur résistance. Puisque la terre constituant les blocs est stabilisée par du ciment, l'arrosage des blocs avec de l'eau est essentiel pour que le stabilisant atteigne sa résistance maximale. Afin de minimiser le risque de dessèchement rapide qui engendre les fissurations ainsi que le retrait, les blocs obtenus sont séchés sous une bâche (un film en plastique) par pulvérisation d'eau pendant 7 jours, et ce pour garantir un milieu chaud et humide abrité du vent et du soleil.

Après 21 jours de séchage au minimum, les blocs peuvent être empilés à sec, en effet, ils sont posés l'un au dessus de l'autre sans le besoin de mortier entre les joints. En effet, ils sont formés par un système mâle-femelle constitué de rainures, ils comportent également des chanfreins qui servent à atténuer l'action du vent et l'eau de pluie.

Les BATS utilisés dans notre étude existent en deux catégories, à savoir :

- Une catégorie I comportant des blocs de terre stabilisée à 8 % de ciment ;
- Une catégorie II comportant des blocs de terre stabilisée à 5 % de ciment.

La diversité au niveau du pourcentage de ciment utilisé a pour but de mettre en valeur l'effet du taux de stabilisant sur les caractéristiques mécaniques des blocs de terre testés.

3. Essai de compression unidirectionnelle

3.1. Description du protocole expérimental

L'essai de compression sur les blocs de terre est essentiel, il permet de caractériser le degré de portance du bloc. En effet, c'est un essai qui nous permet de déterminer la contrainte maximale à la rupture que peut supporter un bloc. Cependant, la mesure de la valeur de la résistance à la compression dépend énormément du dispositif expérimental.

Nous avons évoqué les différentes méthodes adoptées pour les essais de compression sur les Blocs de Terre Stabilisée dans la partie bibliographique [19, 20, 35, 37, 38, 42, 43]. Dans notre cas, tous les blocs sont écrasés à plat, dans la même position qu'ils occuperont dans la construction. Afin d'obtenir une bonne répartition de la charge appliquée, un surfaçage est réalisé au niveau des faces supérieures et inférieures des blocs [56].

Après l'opération de surfaçage, les blocs sont posés et centrés sur le plateau de la presse hydraulique de capacité 3000 kN. Le plateau inférieur est commandé en déplacement avec une vitesse de montée en charge de 0.02 mm/s, la force associée est enregistrée automatiquement.

Les essais de compression ont été réalisés sur différents blocs des deux catégories I et II. Pour chaque catégorie, trois configurations d'essais ont été réalisées : un essai sur un seul bloc, un essai sur un couplet de blocs et un essai sur un triplet de blocs.

La figure 7 montre l'essai de compression réalisé sur les différents blocs.

Pour tous les essais de compression, seulement les faces qui sont en contact avec les deux plateaux de la presse sont surfacées, du coup les talons des blocs sont coupés.

Lors de l'essai de compression, le bloc se déforme sous l'effet du chargement F appliqué. Soit h la hauteur initiale du bloc sous un chargement nul et $(h - \Delta h)$ sa nouvelle hauteur sous un chargement correspondant à une contrainte de compression σ , Δh représente dans ce cas le déplacement enregistré automatiquement pour chaque cas testé. Par suite, la déformation relative de l'éprouvette dans le sens

longitudinal ε est donnée par : $\varepsilon = \frac{\Delta h}{h}$

Les résultats des essais obtenus nous ont permis de tracer les courbes de comportement des différents blocs à savoir les courbes contraintes-déformations. A partir de ces courbes, le module d'élasticité E a été déterminé tout en calculant la pente de la partie linéaire initiale de la courbe.

Les résultats des essais obtenus pour les différents cas d'essai sont présentés et étudiés en détail dans la partie suivante.

3.2. Étude du comportement des blocs en compression

Cette partie récapitule les résultats expérimentaux obtenus pour les blocs étudiés pour chaque catégorie. Pour chaque configuration d'essai, cinq blocs de la catégorie I et trois blocs de la catégorie II ont été testés.

3.2.1. Catégorie I

La figure 8 présente les courbes de comportement obtenues au-cours de l'essai de compression réalisé sur un seul bloc surfacé où la contrainte est obtenue en divisant la force mesurée par la surface totale du bloc qui est en contact avec le plateau de la presse ($240 \times 220 \text{ mm}^2$). La déformation moyenne est donnée par le rapport entre le déplacement vertical enregistré et la hauteur du bloc surfacé (97 mm).

D'après la figure 8, nous notons que le matériau est caractérisé par un comportement pseudo-élastique linéaire pour les faibles déformations. Au-delà du domaine pseudo-élastique et suite à l'augmentation du chargement, on assiste à l'endommagement du matériau qui entraîne finalement la rupture du bloc. La résistance à la compression correspondante varie entre 11.2 et 13 MPa.

La figure 9 montre les courbes de comportement obtenues suite aux essais de compression réalisés sur un couplet de blocs. La contrainte est obtenue en divisant la force mesurée par la surface totale du bloc qui est en contact avec le plateau de la presse ($240 \times 220 \text{ mm}^2$) comme c'est le cas pour l'essai sur un bloc, mais la déformation moyenne est déterminée en divisant le déplacement vertical par la hauteur totale de deux blocs superposés (202 mm).

A partir de la figure 9, nous remarquons une réponse typique qui peut être répartie en différentes phases : tout d'abord, nous observons un comportement pseudo-linéaire élastique, par la suite, un état non linéaire est activé jusqu'à une contrainte de rupture variant de 4.1 MPa à 4.7 MPa, au-delà de cette phase, des déformations inélastiques se développent à des contraintes presque égales, enfin une branche d'adoucissement entraîne la rupture totale des blocs.

La figure 10 montre les courbes de comportement obtenues pour les essais de compression réalisés sur un triplet de blocs. La contrainte est obtenue en divisant la force mesurée par la surface totale du bloc qui est en contact avec le plateau de la presse ($240 \times 220 \text{ mm}^2$) comme c'est le cas pour l'essai sur un bloc et un couplet de blocs, mais la déformation moyenne est déterminée en divisant le déplacement vertical par la hauteur totale de trois blocs superposés (307 mm).

D'après la figure 10, nous notons un comportement similaire à celui observé suite à l'essai de compression sur un couplet de blocs. Néanmoins, nous constatons une diminution au niveau de la résistance à la compression des blocs allant de 2.5 MPa à 2.9 MPa.

Pour chaque configuration d'essai, les résistances à la compression, les déformations longitudinales ultimes, ainsi que les modules d'Young ont été déterminés. Le tableau 1 récapitule les résultats obtenus au cours de ces essais ainsi que la déviation standard des différents paramètres. Le module d'Young E est déterminé selon une approximation linéaire de la pente des courbes de comportement de la structure (Figures 8, 9 et 10) jusqu'à 30 % de la charge ultime et ce selon F. Fouchal [57].

Tableau 1. *Propriétés mécaniques des blocs (Catégorie I)*

Moyenne des valeurs	Un bloc	Un couplet	Un triplet
σ_r (MPa)	11.9 [± 0.65 MPa]	4.32 [± 0.24 MPa]	2.75 [± 0.16 MPa]
ϵ_r (m/m)	0,012 [$\pm 8 \cdot 10^{-4}$ mm/mm]	0,0057 [$\pm 3 \cdot 10^{-4}$ mm/mm]	0,0041 [$\pm 5 \cdot 10^{-4}$ mm/mm]
E(MPa)	1700 [± 204 MPa]	1000 [± 140 MPa]	850 [± 70 MPa]

Selon le tableau 1, nous remarquons que la résistance à la compression σ_r et le module d'Young E des différents blocs diminuent quand le nombre de blocs augmente. Ceci est dû d'une part à l'effet de taille s'amplifiant avec l'augmentation au niveau de la hauteur des blocs, en effet, la résistance à la compression diminue quand l'élanement de la structure (Hauteur/Épaisseur) augmente ce qui va augmenter le risque d'avoir un maillon faible. D'autre part, la présence d'un jeu entre les blocs superposés au niveau de la rainure (Figure 5.b) va engendrer la dégradation des caractéristiques mécaniques pendant l'essai de compression réalisé sur un couplet et un triplet de blocs.

3.2.2. Catégorie II

La figure 11 montre les courbes de comportement obtenues à partir de trois essais de compression réalisés sur seul bloc où la contrainte est obtenue en divisant la force mesurée par la surface totale du bloc qui est en contact avec le plateau de la presse ($240 \times 220 \text{ mm}^2$). La déformation moyenne est donnée par le rapport entre le déplacement vertical enregistré et la hauteur du bloc surfacé (97 mm).

Selon la figure 11, nous remarquons une dispersion qui pourrait être due essentiellement à la variabilité des propriétés du sol constituant les blocs. Bien que la production de ces blocs est soumise à un contrôle industriel d'uniformité, la variation des caractéristiques du sol stabilisé reste plus élevée que celle rencontrée avec les matériaux classiques tels que le béton.

Le comportement du matériau observé est caractérisé par une pseudo-élasticité linéaire obtenue pour de faibles déformations.

La figure 12 montre les courbes de comportement obtenues pour trois essais réalisés sur un couplet de blocs. La contrainte est obtenue en divisant la force mesurée par la surface totale du bloc qui est en contact avec le plateau de la presse ($240 \times 220 \text{ mm}^2$) comme c'est le cas pour l'essai sur un bloc, mais la déformation moyenne est déterminée en divisant le déplacement vertical par la hauteur totale de deux blocs superposés (202 mm).

D'après la figure 12, nous remarquons que l'essai 2-1 a été arrêté quand le bloc supérieur est rompu ce qui est caractérisé par un pic de contrainte égal à 1.7 MPa. Pour les deux autres essais 2-2 et 2-3, la compression a été continuée après la rupture du premier bloc. Pour ces deux essais, nous observons deux pics : le premier pic correspond à la rupture du bloc supérieur et le second pic correspond à la rupture du bloc inférieur avec une capacité portante de l'ordre de 2.9 MPa pour l'essai 2-2 et de 3.3 MPa pour l'essai 2-3.

La figure 13 montre les courbes de comportement obtenues pour les essais réalisés sur un triplet de blocs. La contrainte est obtenue en divisant la force mesurée par la surface totale du bloc qui est en contact avec le plateau de la presse ($240 \times 220 \text{ mm}^2$) comme c'est le cas pour l'essai sur un bloc et un couplet de blocs, mais la déformation moyenne est déterminée en divisant le déplacement vertical par la hauteur totale de trois blocs superposés (307 mm).

A partir de la figure 13, nous remarquons les différentes courbes de comportement obtenues se présentent en différentes phases : tout d'abord, nous observons un comportement pseudo-linéaire élastique, par la suite, un état non linéaire est activé jusqu'à la contrainte de rupture.

Les valeurs des résistances à la compression, des déformations longitudinales et des modules d'Young obtenues sont récapitulées dans le tableau 2.

Tableau 2. *Propriétés mécaniques des blocs (Catégorie II)*

Moyenne des valeurs	Bloc	Couplet	Triplet
σ_r (MPa)	8.25	3.1	1
ε_r (mm/mm)	0.026	0.023	0.0056
E(MPa)	730	490	260

D'après les résultats donnés dans le tableau 2, nous remarquons que la résistance à la compression σ_r et le module d'Young E des différents blocs diminuent quand le nombre de blocs augmente. Ce résultat est similaire à celui rencontré avec les blocs de la catégorie 1, et il peut être expliqué par la présence d'un jeu entre les blocs superposés au niveau de la rainure pendant l'essai de compression réalisé sur un couplet et un triplet de blocs (Figure 5.b).

3.3. Configuration des fissures

La figure 14 présente une configuration typique des fissurations observées au niveau d'un bloc testé à la rupture en compression pour les deux catégories de blocs. Nous observons une rupture symétrique du bloc testé avec des fissures s'initialisant à partir du chanfrein inférieur et se propageant verticalement pour les blocs de la catégorie II (figure 14.b). Cette propagation des fissures ne se manifeste pas au sein des blocs de la catégorie I, en effet, nous ne pouvons observer que quelques courtes microfissurations (Figure 14.a). Ceci est expliqué par le fait que l'augmentation du pourcentage du ciment améliore les caractéristiques mécaniques des blocs et minimise le risque de fragmentation.

La figure 15 illustre la configuration des fissurations obtenue pour un couplet de blocs testé en compression. Pour les blocs des deux catégories I et II, les premières fissures commencent à partir de l'interface entre les deux blocs superposés et se propagent à l'intérieur des blocs. Le mécanisme de ruine a été activé par le déplacement du plateau inférieur de la presse au cours du déchargement. Nous remarquons également que les fissures sont plus élargies au niveau des blocs de la Catégorie II.

3.4. Interprétations des résultats obtenus

D'après les résultats obtenus précédemment, nous remarquons que le comportement mécanique des BATS de la Catégorie I est meilleur que celui de la Catégorie II de point de vue résistance à la compression et propagation des fissurations. En effet, nous observons une amélioration au niveau de la résistance à la compression ainsi que le module de Young relatifs aux différentes configurations.

De plus, pour les blocs de la catégorie II, nous observons plus de dispersion au niveau des résultats suite à l'essai de compression, ceci est dû principalement au pourcentage du ciment considéré faible par rapport à celui composant les blocs de la catégorie I.

Néanmoins, pour les deux catégories I et II, la résistance à la compression d'un triplet est inférieure à celle obtenue pour un couplet, qui est elle-même inférieure à celle obtenue pour un bloc.

Pour cela et afin de comprendre la dégradation des caractéristiques mécaniques des blocs superposés, il est nécessaire d'étudier la différence entre la contrainte apparente et la contrainte de contact. En effet, la contrainte apparente des blocs est déterminée en divisant la force de chargement par la surface totale de l'échantillon testé, ce qui correspond aux résultats présentés dans les figures 8, 9, 10, 11,12 et 13. Cependant, la contrainte de contact est déterminée en divisant la force de chargement par la surface de contact entre les blocs. Pour cela, la détermination de la surface de contact entre les blocs s'impose afin de dégager son influence sur le comportement des blocs superposés. Ceci fera l'objet du paragraphe suivant où des blocs de la catégorie I seront étudiés vu la moindre variance rencontrée au niveau des résultats obtenus.

4. Détermination de la surface de contact entre les blocs

Les blocs étudiés sont conçus de telle façon que le contact est assuré seulement au niveau des deux talons présentés dans la figure 5.b avec le système d'auto blocage. En effet, au niveau de la rainure le contact est inexistant.

Dans le but d'évaluer la surface de contact entre deux blocs, nous avons essayé de déterminer une empreinte qui décrit les endroits où il y a des contacts entre deux blocs superposés l'un au-dessus de l'autre.

Pour la détermination de la surface de contact on a eu recours à plusieurs méthodes. Nous citons en premier lieu l'utilisation d'un papier carbone qui été placé entre deux blocs afin d'obtenir une empreinte. Cette méthode ne s'avère pas efficace car les empreintes obtenues n'étaient pas claires. Par la suite, la face supérieure du premier bloc a été enfoncée dans l'encre et on lui a superposé le second bloc. Les résultats obtenus n'étaient pas lisibles puisque l'encre s'est proliféré dans le papier mis entre les blocs (Figure 17).

Finalelement, la méthode la plus efficace était l'utilisation de la peinture noire qui reflète mieux les points de contact. En effet, l'empreinte a été déterminée à l'aide d'un papier dactylo blanc ordinaire de densité 80 g/m^2 placé entre deux blocs superposés et préalablement peints au niveau de l'interface

Afin de déterminer la surface de contact entre les différents couplets de blocs, nous avons eu recours à un algorithme d'analyse d'images (Figure 21) qui a été développé sur MATLAB dans le but d'estimer le pourcentage d'empreinte de la surface de contact par rapport à la surface totale ($240 \times 220 \text{ mm}^2$).

```
n=0;
b=0;
for k=1:10
a=rgb2gray(I);
taille=[size(a)];
ligne=taille(1);
colonne=taille(2);

for i=1:ligne
    for j=1:colonne
        if a(i,j) < 100
            n=n+1;
        elseif a(i,j)>99
            b=b+1;
        end;
    end;
end;
s=n+b;

pourcentage_empreinte= (n*100)/s
pourcentage_blanche= (b*100)/s
figure (1); imshow(a);
```

Figure 21. Algorithme d'analyse d'images

Une cinquantaine d'empreintes sont obtenues à travers différents couplets de blocs pour évaluer la surface de contact entre les blocs uniquement sous leurs poids propres. Les résultats obtenus après exploitation de l'algorithme sur MATLAB montrent que la surface de contact sous le poids du bloc supérieur varie de 7 % à 44 % par rapport à la surface totale ($240 \times 220 \text{ mm}^2$).

L'analyse statistique de ces données montre que la surface de contact peut être régie par une loi normale avec une moyenne de 23.3 % et une variance de 59.2 %. La figure 22 montre l'allure de la courbe de Gauss correspondante.

Il faut noter que la surface de contact n'est pas fixe au cours de l'essai, en effet, elle augmente quand la force de compression augmente. Afin d'observer l'évolution de la surface de contact, un essai de compression a été réalisé sur un couplet de blocs. Tout le long de cet essai, le chargement a été arrêté à différents intervalles de temps pour déterminer à chaque fois l'empreinte correspondante.

La figure 23 montre le mode de rupture à la fin de l'essai de compression réalisé sur un couplet de blocs.

Durant l'essai de compression réalisé, il a été noté au début que la surface de contact augmente linéairement avec la charge appliquée. Par la suite, et pour plus de chargement, la surface de contact atteint 50 % de la surface totale, une valeur qui ne sera jamais dépassée, ceci est dû au jeu existant entre les blocs qui demeure sans contact même après l'apparition de fissures

Afin de mettre en évidence l'effet du nombre de blocs sur la valeur de la résistance à la compression de la structure, il faut modifier la résistance à la compression apparente des blocs par un facteur de correction en fonction de la surface de contact. Pour cela, nous avons tracé de nouvelles courbes en tenant compte l'évolution de la surface de contact en fonction de la force de compression donnée.

Dans la figure 25, nous comparons la courbe contrainte de contact-déformation et la courbe contrainte apparente-déformation relatives à un couplet (Essai 2-3) et un triplet (Essai 3-1). Pour l'essai 2-3, nous remarquons que la résistance à la compression a passé de $\sigma_r = 4.2$ MPa (résistance à la compression apparente) à $\sigma_{cr} = 8.2$ MPa (résistance à la compression de contact). Quant à l'essai 3-1, la résistance à la compression a passé de $\sigma_r = 2.8$ MPa (résistance à la compression apparente) à $\sigma_{cr} = 5.5$ MPa (résistance à la compression de contact).

Nous notons également une amélioration au niveau du module d'Young qui est passé de 1100 MPa à 1600 MPa (Pour l'essai 2-3) et de 800 à 1450 MPa (pour l'essai 3-1).

Nous actualisons les nouvelles moyennes des caractéristiques mécaniques des différents blocs obtenues en tenant en compte l'évolution de la surface de contact avec l'augmentation de la force de compression dans le tableau 3.

Tableau 3. Résultats actualisés (tenant compte de la surface de contact)

Moyenne des valeurs	Bloc	Couplet	Triplet
E(MPa)	1700	1600	1450
σ_r (MPa)	11.9	8.2	5.5
ε_r (mm/mm)	0,012	0,0057	0,0041

A travers le tableau 3, nous observons un meilleur accord entre les résultats donnés par l'essai de compression réalisé sur un seul bloc et sur un couplet de blocs. Cependant, les résultats relatifs à l'essai de compression réalisé sur un triplet de blocs restent aussi faibles.

Bien que l'approche précédente améliore l'accord entre l'essai de compression réalisé sur un bloc, un couplet de blocs et un triplet de blocs en considérant la contrainte de contact, avoir recours à une modélisation numérique s'avère indispensable. Pour cela, nous allons analyser numériquement la dégradation des propriétés mécaniques de la structure quand le nombre de blocs composant cette dernière augmente dans le chapitre suivant.

5. Conclusion

Compte tenu des résultats expérimentaux obtenus, il s'avère que les caractéristiques mécaniques des Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée de la catégorie I sont globalement meilleures que celles des blocs de la catégorie II.

On note également que la répétitivité des résultats est meilleure pour les blocs de la catégorie I que ceux de la catégorie II. Nous pouvons conclure que les premiers blocs sont plus homogènes du fait d'un malaxage plus efficace qui est dû à l'influence du ciment sur l'argile qui a été déjà notée dans le chapitre 1. Par ailleurs, un effet du nombre de blocs superposés sur le comportement à la compression a été observé. En effet, la résistance à la compression d'un triplet de blocs est inférieure à celle obtenue pour un couplet, elle-même inférieure à la résistance à la compression intrinsèque du matériau.

En premier lieu, afin d'analyser et expliquer la dégradation des caractéristiques mécaniques des blocs superposés, il s'est avéré nécessaire d'exhiber la différence entre la contrainte apparente appliquée sur deux blocs et la contrainte de contact entre les blocs superposés.

A travers cette analyse de la surface de contact entre les blocs, un meilleur accord entre les résultats donnés par l'essai de compression réalisé sur un seul bloc et sur un couplet de blocs a été remarqué. Cependant, les résultats relatifs à l'essai de compression réalisé sur des blocs superposés restent discordants avec le comportement intrinsèque du matériau.

Il a été noté que le comportement des assemblages de blocs est fortement lié aux comportements des interfaces entre les blocs. En effet, au niveau de ces interfaces, le jeu existant entre les blocs fragilise le comportement de l'ensemble. Afin de modéliser l'effet de ce jeu sur les résultats expérimentaux obtenus, une modélisation numérique du comportement mécanique des BATS est réalisée. Ceci fera l'objet du chapitre suivant. Cette approche aboutira par la suite au dimensionnement des structures en BATS.

Chapitre 3 : Modélisation numérique du comportement mécanique des BATS superposés

1. Introduction

Dans le chapitre précédent, une étude expérimentale du comportement mécanique des Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS) a été présentée. Notamment, nous avons réalisé des essais de compression sur un bloc, un couplet et un triplet de blocs. Nous avons noté que le comportement des assemblages de blocs est fortement lié aux comportements des interfaces entre les blocs. En effet, au niveau de ces interfaces, de non linéarités se développent et fragilisent le comportement de l'ensemble. Pour cela, ce chapitre porte sur une modélisation numérique du comportement mécanique des BATS. Cette étude est établie en utilisant le logiciel ABAQUS qui est un code de calcul par la méthode d'éléments finis. Après avoir posé la problématique, nous allons décrire le modèle adopté et déterminer les propriétés du matériau utilisé. Par la suite, nous allons exposer les résultats obtenus tout en validant les simulations numériques avec les résultats obtenus expérimentalement. Finalement, nous proposons une approche simplifiée afin d'estimer analytiquement le module d'Young vertical équivalent d'un mur composé de BATS.

2. Problématique

L'étude expérimentale présentée dans le chapitre précédent a montré que la résistance à la compression des blocs superposés est inférieure à la résistance à la compression intrinsèque du matériau. La présence du vide ou du jeu entre les blocs est à l'origine des concentrations de contraintes et induit la rupture prématurée des blocs superposés. Ceci peut être illustré par une première analyse analytique simplifiée de la distribution des contraintes locales entre les blocs. En effet, le jeu entre les blocs d'une épaisseur de 3 mm (Figure 26), peut être simplement modélisé par un creux elliptique plat dans un milieu élastique linéaire soumis à une contrainte de compression σ appliquée à l'infini (avec $a = 52,5$ mm et $b = 1,5$ mm) (Figure 5). La solution de ce problème élastique classique en contrainte plane [58] donne une contrainte de traction maximale locale appliquée horizontalement sur le petit axe noté

$\sigma_t = \sigma$ et une contrainte de compression locale maximale appliquée sur le grand axe noté σ_c avec $\sigma_c = \sigma (1 + 2 a / b) = 104 \sigma$. En raison de l'ajout du ciment, le sol stabilisé est fragile en traction ce qui se traduit par l'observation expérimentale des fissures verticales. Cette analyse simplifiée permet d'expliquer la faible contrainte de compression apparente limite σ des blocs superposés. La limite en compression des blocs superposés est en effet gouvernée par la contrainte de traction élastique limite du matériau noté R_t , atteinte au niveau du jeu entre les blocs et se manifeste expérimentalement par les fissurations verticales.

Pour une modélisation plus concrète des blocs autobloquants, une analyse par Eléments Finis est effectuée en tenant compte de la géométrie réelle du jeu (vide) entre les blocs et de la distribution de la contrainte tridimensionnelle. Nous limitons l'analyse numérique au comportement élastique linéaire. Le calcul est arrêté lorsque le champ de contrainte de traction principale atteint la limite en traction R_t , ce qui correspond à une initiation de la fissuration. De plus, il sera vérifié à partir de cette analyse que quand on met en évidence la géométrie réelle du jeu entre les blocs, la résistance à la compression intrinsèque du matériau n'est pas atteinte par le champ de contrainte contrairement à l'analyse analytique simplifiée.

3. Description du modèle

Nous allons considérer pour cette modélisation les conditions réelles des essais expérimentaux, en effet, nous avons utilisé la même géométrie ainsi que des conditions aux limites et de chargement identiques aux essais expérimentaux.

3.1. Géométrie du modèle et conditions aux limites

Une modélisation par éléments finis de type solide déformable est développée sur ABAQUS selon la géométrie préalablement définie dans le chapitre 2 (voir Figure 5). Pour l'essai sur un seul bloc, un couplet ou un triplet de blocs, le contact entre le plateau et les surfaces inférieure et supérieure des blocs est supposé de type glissement parfait, c'est-à-dire sans frottement. Afin de modéliser l'action de la presse, un déplacement vertical est appliqué à la facette supérieure du modèle. L'ordre de grandeur du déplacement est choisi à partir des essais de compression réalisés expérimentalement sur chaque configuration. Le chargement vertical total est déterminé alors en intégrant les composantes verticales du vecteur de contrainte associée à la réaction distribuée sur la facette supérieure. La face inférieure du modèle est caractérisée par une condition de type déplacements verticaux bloqués. On définit les éléments du maillage de forme quadrilatère pour simplifier le calcul. Chaque bloc est maillé en utilisant 792 éléments quadrangles (C3D20R).

3.2. Caractérisation expérimentale des propriétés du matériau

Les blocs sont considérés linéaires élastiques avec un contact de type frottement entre les différentes surfaces. La loi de frottement est introduite à l'aide du module (surface to surface contact) de ABAQUS. Lorsque le vecteur-contrainte à l'interface vérifie le critère de frottement, une adhérence parfaite est imposée au point de contact. Nous faisons varier les modules élastiques tout en conservant les mêmes paramètres géométriques du modèle. Notamment le module d'Young a été choisi à partir des résultats expérimentaux qui ont été obtenus à partir de l'essai de compression sur un bloc, à savoir $E = 1700$ MPa pour les blocs de la catégorie I et $E = 730$ MPa pour les blocs de la catégorie II (voir chapitre 2). Le coefficient de Poisson est pris égal à 0.2 en tenant compte des valeurs adoptées dans la bibliographie [15, 59].

3.2.1. Comportement en flexion et détermination de R_c et de R_t

Afin de déterminer la résistance à la traction et la résistance à la compression du matériau, nous avons réalisé un essai de flexion trois points. C'est un essai réalisé pour le contrôle de qualité in situ des BTS, en effet, Morel et al. [60, 61] ont proposé une interprétation de l'essai de flexion "trois points" sur les blocs qui donne leur résistance à la compression ou à la traction. Nous pouvons alors déterminer à partir de cet essai la résistance à la compression des blocs d'une manière indirecte.

Pour cela six éprouvettes de dimensions ($40 \times 40 \times 160$ mm³) ont été testées en flexion et en compression (3 éprouvettes de chaque catégorie). La rupture de chaque éprouvette en flexion et en compression s'effectue conformément au dispositif décrit

On note F_f la charge de rupture en flexion de l'éprouvette, pour cet essai le moment de rupture vaut

$\frac{F_f L}{4}$ et la contrainte de traction atteinte sur la face inférieure de l'éprouvette est égale à $R_f = \frac{1.5 F_f L}{b^3}$ étant donné que L est la distance entre les appuis et b est le côté de la section carré du prisme.

Les deux demi-prismes de chaque éprouvette qui sont obtenus après la rupture en flexion sont rompus en compression comme le montre la figure 29. On note ainsi F_c la charge à la rupture qui nous donne R_c

la contrainte de rupture qui représente la résistance à la compression telle que $R_c = \frac{F}{b^2}$.

—

Les tableaux 4 et 5 récapitulent les résultats obtenus suite à l'essai de flexion "trois points" pour les deux catégories de blocs.

Tableau 4. *Caractéristiques moyennes des éprouvettes (Catégorie I)*

Essai de flexion sur éprouvette			Essai de compression sur demi-prisme (S=1600mm ²)			
Éprouvette N°	Charge à la rupture en flexion (kN)	Résistance à la traction (MPa)	Effort de compression (kN)		Résistance à la compression (MPa)	
			1 ^{er} demi- prisme	2 ^{ème} demi- prisme	1 ^{er} demi- prisme	2 ^{ème} demi- prisme
1	0.94	2.2	16.86	15.37	10.53	9.6
2	0.95	2.23	14.23	15.4	8.89	9.62
3	0.92	2.16	16.59	17.67	10.36	11.04
Moyenne	0.94	2.2	16.02 kN		10 MPa	

Tableau 5. *Caractéristiques moyennes des éprouvettes (Catégorie II)*

Essai de flexion sur éprouvette			Essai de compression sur demi-prisme (S=1600mm ²)			
Éprouvette N°	Charge à la rupture en flexion (kN)	Résistance à la traction (MPa)	Effort de compression (kN)		Résistance à la compression (MPa)	
			1 ^{er} demi- prisme	2 ^{ème} demi- prisme	1 ^{er} demi- prisme	2 ^{ème} demi- prisme
1	0.3	0.7	8.2	8.9	5.1	5.6
2	0.3	0.7	9.9	10.1	6.2	6.3
3	0.3	0.7	10.9	9.2	6.8	5.7
Moyenne	0.36	0.86	8.5 kN		6 MPa	

Tout calcul fait, on obtient une résistance à la traction par flexion (limite élastique en traction R_t obtenue par flexion) égale à 2.2 MPa pour les éprouvettes de la catégorie I et égale à 0.86 MPa pour les éprouvettes de la catégorie II et une résistance à la compression (résistance à la compression linéaire

élastique limite moyenne R_c) de 10 MPa pour les éprouvettes de la catégorie I et de 6 MPa pour les éprouvettes de la catégorie II.

A partir des résultats obtenus, nous remarquons que les résistances à la compression obtenues par la compression sur les 2 portions de l'éprouvette sont sensiblement inférieures à celles obtenues suite à l'essai de compression directe (voir tableaux 1 et 2). Cette légère différence est due principalement au découpage subi par les blocs.

3.2.2. Détermination des paramètres de la loi de comportement

Dans cette partie, nous allons déterminer expérimentalement la loi de comportement qui sera prise en compte dans le modèle réalisé. Pour cela, nous allons caractériser le comportement à la (compression-cisaillement) de l'interface entre les blocs. Nous allons ainsi dégager les caractéristiques de résistance de notre matériau, ce qui nous conduira par la suite à la détermination du coefficient de frottement de Coulomb $\tan \nu$, en faisant l'hypothèse que le comportement de l'interface est régi par la loi de frottement de type Coulomb : $\tau = \sigma \operatorname{tg} \nu$.

Pour ce faire, nous avons découpé les blocs, après surfacage, en trois éprouvettes de mêmes dimensions (100 x 75 x 220 mm³). Ces éprouvettes ont été découpées suivant différents angles α compris entre 0° et 45° comme le montrent.

Le mécanisme de glissement est visible à partir d'un angle de 35° , comme le montre.

Après la préparation des éprouvettes, nous avons réalisé des essais de compression sur ces échantillons comme présenté sur la figure 33.a.

Au cours de l'essai de compression, le piston applique une force sur l'éprouvette. Au niveau de l'interface de coupure, cette force se décompose en un effort tangentiel T et un effort normal N .

On a :

$$F = T + N \quad (1)$$

La projection des forces F_x et F_y dans le plan x, y , nous donne l'expression (2) :

$$\begin{cases} T = F \cdot \sin \alpha \\ N = F \cdot \cos \alpha \end{cases} \quad (2)$$

Les contraintes correspondantes à F_x et F_y sont respectivement la contrainte normale σ_n et la contrainte tangentielle τ , telles que :

$$\begin{cases} \sigma_n = \frac{N}{S'} \\ \tau = \frac{T}{S'} \end{cases} \quad (3)$$

Avec S' la surface de contact (de l'interface) telle que $S' = \frac{S}{\cos \alpha}$

Par la suite, on obtient :

$$\begin{cases} \sigma_n = \frac{F}{S} \cos^2(\alpha) \\ \tau = \frac{F}{S} \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha) \end{cases} \quad (4)$$

—

Tout en cherchant une corrélation entre la contrainte normale σ_n et la contrainte tangentielle τ , on trouve l'Equation 5 :

$$\tau = \tan(\varphi) \cdot \sigma_n \quad (5)$$

D'après la figure 34, nous remarquons que les fissures après rupture sont plus prononcées au niveau des éprouvettes de la catégorie II.

Puisque les éprouvettes étudiées sont de dimensions $100 \times 75 \times 220 \text{ mm}^3$, la surface de contact obtenue ainsi est égale à $\frac{100 * 75}{\cos(\alpha)}$, la surface de contact varie ainsi en fonction de l'angle α .

A partir de la force appliquée à la rupture des différents angles, et en utilisant la surface de contact, on a déterminé les contraintes normales σ_n et tangentielles τ .

Les tableaux 6 et 7 récapitulent les résultats obtenus respectivement pour les éprouvettes de la catégorie I et pour les éprouvettes de la catégorie II.

Tableau 6. *Caractéristiques des éprouvettes (catégorie I)*

α (degré)	F (kN)	T (kN)	N (kN)	Surface de contact (cm ²)	σ_n (MPa)	τ (MPa)
0	/	/	/	/	/	/
5	/	/	/	/	/	/
10	65.9	11.44	64.90	76,16	8,52	1,50
15	63.4	16.41	61.24	77,65	7,89	2,11
20	62.8	21.48	59.01	79,81	7,39	2,69
25	49.6	20.96	44.95	82,75	5,43	2,53
30	49.2	24.60	42.61	86,60	4,92	2,84
35	46.6	26.73	38.17	91,56	4,17	2,92

Tableau 7. *Caractéristiques des éprouvettes (catégorie II)*

α (degré)	F (kN)	T (kN)	N (kN)	Surface de contact (cm ²)	σ_n (MPa)	τ (MPa)
0	34.2	0.00	34.20	75,00	4,56	0,00
5	33.7	2.94	33.57	75,29	4,46	0,39
10	37.1	6.44	36.54	76,16	4,80	0,85
15	26.8	6.94	25.89	77,65	3,33	0,89
20	17.6	6.02	16.54	79,81	2,07	0,75
25	15.3	6.47	13.87	82,75	1,68	0,78
30	14.4	7.20	12.47	86,60	1,44	0,83
35	13.7	7.86	11.22	91,56	1,23	0,86

La figure 35 présente le critère de rupture portant sur (σ_n, τ) dans le plan de Mohr-Coulomb pour les éprouvettes de la catégorie I (Figure 35.a) et celles de la catégorie II (Figure 35.b). Ce critère permet d'établir la limite de stabilité au niveau de l'interface.

D'après la figures 35, nous remarquons que la contrainte normale augmente en fonction de l'angle α jusqu'à l'angle de 10 degré au-delà duquel elle diminue et ce pour les éprouvettes de la catégorie II (Figure 35.b). La contrainte tangentielle est croissante, elle diminue pour une seule valeur, 20 degré pour les éprouvettes de la catégorie II (Figure 35.b) et 25 degré pour les éprouvettes de la catégorie I (Figure 35.a).

L'angle de frottement est le même pour les deux catégories, il est égal à 35° . Néanmoins, la variation des forces de rupture pour chaque type de blocs permet de voir que la résistance diffère d'un type à un autre.

Les courbes tracées dans la figure 35 permettent de définir le domaine dans lequel les éprouvettes sont stables. Le domaine de stabilité est limité par la courbe des contraintes limites d'une part et la courbe intrinsèque de stabilité de l'interface d'une autre part. Les autres domaines sont considérés comme des domaines d'instabilité.

En conclusion, nous pouvons dire que la liaison entre les blocs est faite par une interface de contact gouvernée par la loi de Mohr-Coulomb dont le coefficient de frottement est pris égal à 0.7.

4. Résultats numériques et comparaison avec les essais expérimentaux

Nous allons exposer dans cette partie les résultats des simulations numériques effectuées sur les différentes configurations de blocs en utilisant le logiciel ABAQUS, à savoir la modélisation des essais de compression sur un seul bloc, un couplet et un triplet de blocs. Nous allons également comparer les résultats obtenus numériquement à ceux obtenus expérimentalement.

4.1. Résultats numériques obtenus

4.1.1. *Modèle de l'essai sur un bloc*

La figure 36 montre le déplacement d'un bloc. On observe que le déplacement U_2 de la facette supérieure est égal à la valeur du déplacement imposé et en allant du haut vers le bas U_2 converge d'une manière uniforme progressivement vers zéro. Il faut noter que la valeur du déplacement vertical imposé est choisie de telle façon à ce que les résistances à la traction R_t ou à la compression R_c du matériau soient atteintes mais non dépassées. Dans notre cas, le déplacement choisi (égal à 0.24 mm pour les blocs de la catégorie I et égal à 0.32 mm pour les blocs de la catégorie II) correspond à la limite élastique avec une résistance à la compression R_c atteinte.

4.1.2. Résultats obtenus pour un couplet et un triplet

Les figures 39 et 40 présentent la répartition des déplacements respectivement pour un couplet et un triplet de blocs. Pour le couplet comme pour le triplet de blocs, on remarque que le jeu influe sur le champ de déplacement au voisinage du et jeu selon U_2 . Donc le jeu donne aux deux pièces une liberté de déplacement plus importante.

Les deux figures 41 et 42 montrent respectivement les contraintes principales minimales et maximales obtenues à partir de la modélisation de l'essai de compression sur deux blocs superposés. Dans ce cas, le déplacement vertical imposé est pris égal à 0.29 mm pour les blocs de la catégorie I et à 0,25 mm pour les blocs de la catégorie II, ce qui correspond à la limite élastique tout en ayant atteint la résistance à la traction R_t . Il s'avère d'une part qu'à ce déplacement, le champ de contraintes

principales minimales montre que la résistance à la compression R_c n'est pas atteinte. D'autre part, à ce niveau la contrainte normale et tangentielle à l'interface entre les blocs vérifie le critère de frottement de Mohr-Coulomb.

A partir de la figure 42, nous observons que les contraintes de traction maximales sont localisées au voisinage du chanfrein et au niveau de la rainure et du jeu où on a les talons des blocs. Ceci est en accord avec le mode de rupture expérimental correspondant aux fissurations verticales qui s'initialisent à partir de la rainure (voir Figure 15). La petite déviation du sens de la fissuration rencontrée au-cours de l'essai de compression expérimental par rapport au résultat numérique peut être due au fait que le contact au niveau des talons n'est pas parfait et même qu'il n'est pas uniforme entre les différentes pièces et ce qui a été montré dans la partie de l'étude de la surface de contact (voir chapitre 2).

Les deux figures 43 et 44 montrent respectivement les contraintes principales minimales et maximales obtenues à partir de la modélisation de l'essai de compression sur trois blocs superposés. Dans ce cas, le déplacement vertical imposé est pris égal à 0.49 mm pour les blocs de la catégorie I et à 0,42 mm pour les blocs de la catégorie II, ce qui correspond à la limite élastique tout en ayant atteint la résistance à la traction R_t .

4.2. Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux

Afin de comparer le comportement mécanique numérique et expérimental des BATS au cours des essais de compression réalisés sur différentes configurations de blocs, nous allons tracer les courbes des forces de compression en fonction du déplacement vertical. Au cours du chapitre précédent, les essais de compression ont été réalisés sur un bloc, deux blocs superposés et trois blocs superposés. On obtient ainsi les différentes valeurs du déplacement ainsi que la force appliquée. On extrait la partie élastique des courbes force-déplacement tracées pour les trois configurations.

Concernant les résultats numériques et à partir des différentes répartitions des contraintes surfaciques, on calcule d'abord, la contrainte moyenne composante verticale du vecteur contrainte. Nous déduisons par la suite les courbes de force de compression F en fonction du déplacement δ obtenues numériquement. En comparant les allures des courbes obtenues théoriquement et expérimentalement, on remarque, d'après la figure 45, que la rigidité numérique est en concordance avec celle obtenue expérimentalement pour un seul bloc. Cependant, la rigidité expérimentale est surestimée pour l'essai de compression sur un couplet et un triplet de blocs. Ceci peut être expliqué par la souplesse importante qui est due à l'évolution de la surface de contact entre les blocs étudiée dans le chapitre 2. Nous notons également que le modèle élastique avec une contrainte limite sous-estime les charges ultimes expérimentales.

Nous pouvons conclure que cette approche pourrait être adoptée d'une façon sécuritaire dans la conception des maçonneries en BATS. En plus, il n'y a pas de différence notée entre les forces élastiques limites correspondantes aux deux et trois blocs superposés. En effet, d'après notre analyse numérique, la charge élastique limite des BATS dépend du champ de contraintes au voisinage de la rainure et du jeu induisant des fissurations par traction. Cette charge élastique limite ne devrait pas diminuer lorsque le nombre de blocs superposés dépasse deux blocs.

Afin de confirmer cette tendance, nous avons modélisé une structure à quatre blocs superposés (voir figure 45).

5. Estimation du module d'Young vertical apparent des murs

Nous proposons dans cette partie une approche simplifiée afin de prédire analytiquement le module d'Young vertical équivalent des blocs autobloquants considéré homogène. Il est noté sur la figure 45 que la rigidité obtenue à travers les résultats numériques surestime celle obtenue expérimentalement. Pour cela, nous proposons dans cette partie d'estimer le module d'Young vertical d'un milieu homogène équivalent afin de dimensionner un mur considéré homogène et sous son poids propre.

Afin de mettre en évidence la souplesse qui est due à l'effet de la surface de contact entre les blocs sur la raideur verticale équivalente, nous modélisons les BATS superposés avec des ressorts montés en séries comme le montre la figure 46, nous supposons que K^B et K^C représentent respectivement la raideur du bloc et celle de la surface de contact.

Dans le cas général et pour n blocs, la raideur équivalente K est donnée par la disposition en série :

$$\frac{1}{K} = \frac{n}{K^B} + \frac{n-1}{K^C} \quad (6)$$

Par la suite, nous pouvons déduire :

$$K = \frac{K^B \cdot K^C}{n \cdot K^C + (n-1) \cdot K^B} \quad (7)$$

Dans le domaine linéaire élastique, nous donnons les relations suivantes :

$$\begin{cases} \sigma = E.\varepsilon \\ F = K.\delta \end{cases} \quad (8)$$

$$\begin{cases} K = \frac{E.A}{L} \\ E = \frac{K.L}{A} \end{cases} \quad (9)$$

Dans le cas général et pour n blocs et en se basant sur les équations (7) et (9), le module d'Young vertical apparent d'un milieu homogène équivalent peut être estimé par l'Equation :

$$E = \frac{H.K^B .K^C}{A.(n.K^C + (n-1).K^B)} \quad (10)$$

Etant donné que H représente la hauteur totale du mur.

Ce qui implique :

$$E = \frac{(n.H_B + c.(n-1)).K^B .K^C}{A.(n.K^C + (n-1).K^B)} \quad (11)$$

Avec H_B est la hauteur d'un bloc surfacé, A est la surface totale d'un bloc, $c = 8$ mm (Fig.5.b), K^B et K^C sont identifiés à travers l'essai de compression sur un bloc surfacé et deux blocs superposés (voir Tableau.1).

En appliquant l'Equation (6) dans le cas de deux blocs, la raideur de contact K^C est donnée par:

$$K^C = \frac{1}{\frac{1}{K} - 2 \frac{1}{K_B}} \quad (12)$$

Tout calcul fait, nous obtenons $K^B = 925 \cdot 10^3$ N/mm et $K^C = 600 \cdot 10^3$ N/mm

La Figure 47 montre que la variation du module d'Young équivalent E en fonction du nombre de blocs est asymptotique avec une limite à l'infini donnée par:

$$E_{\lim} = \frac{(H_B + 8.).K^B .K^C}{A.(K^C + K^B)} \quad (13)$$

La valeur asymptotique est alors $E_{\lim} = 724$ MPa.

La Figure 48 présente le comportement en compression des blocs à travers la comparaison du résultat expérimental et analytique. Nous remarquons que la raideur équivalente K , donnée par l'Equation (7) est concordante avec le comportement expérimental de trois blocs superposés soumis à l'essai de compression. La valeur de K a été identifiée à partir de l'essai de compression réalisé sur un bloc surfacé et deux blocs superposés.

5. Conclusion

Afin d'expliquer le fait que la résistance à la compression des BATS superposés diminue lorsque le nombre de blocs augmente, nous avons eu recours à une modélisation par éléments finis des différents essais de compression réalisés sur un seul bloc, un couplet et un triplet de blocs et ce afin de modéliser le champ de contraintes élastiques locales hétérogène et tout en tenant compte d'un comportement élastique linéaire des blocs. Nous avons ainsi comparé les résultats numériques à ceux obtenus expérimentalement dans le domaine pseudo-linéaire. Nous avons observé une concordance entre les configurations de fissurations expérimentales et les concentrations de contraintes de traction principales. Les résultats montrent que le modèle linéaire élastique avec une contrainte de traction limite sous-estime légèrement la charge limite pseudo-linéaire des BATS. A travers cette analyse, nous pouvons conclure que la force de compression élastique limite des blocs superposés est gouvernée par une concentration de contrainte à la traction au voisinage du jeu existant entre eux. La limite élastique en compression des blocs superposés est gouvernée par la limite en traction intrinsèque du matériau et elle ne doit pas diminuer lorsque le nombre de blocs superposés dépasse deux blocs.

Par ailleurs, nous allons considérer que les murs composés en BATS et qui sont soumis à des charges gravitationnelles se comportent comme des colonnes en BATS. Sur ce et dans le cadre de la descente de charge et l'état limite de service, nous recommandons à l'ingénieur de tenir en compte uniquement les essais de compression sur un bloc surfacé et deux blocs superposés afin de dimensionner ce type de mur. En se basant sur ces deux essais et en ayant recours à un modèle simplifié de ressorts, nous donnons une estimation analytique du module d'Young vertical apparent et équivalent relatif au mur homogène équivalent en fonction de la hauteur du mur. Dans ce cadre, et pour un dimensionnement simplifié, tout en supposant que des lois élastiques simples simulent le comportement mécanique des murs en maçonneries considérés homogènes, nous introduisons une résistance à la compression uniaxiale correspondant au seuil du comportement pseudo-linéaire obtenue à travers un essai sur deux blocs superposés.

Chapitre 4. Etude expérimentale du comportement de murets en Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS)

1. Introduction

Ce chapitre est dédié à une étude qualitative et expérimentale sur des murets composés de Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS) dans l'objectif d'observer et d'analyser leurs modes de ruptures. Des essais de compression ont été réalisés sur deux murets de dimensions différentes afin de déduire l'effet de la taille du muret sur la résistance à la compression apparente. Ces deux murets sont composés de BATS d'une troisième catégorie à faible résistance. Nous entendons par troisième catégorie une résistance à la compression plus faible que celle des deux catégories présentées dans le chapitre 2. Les blocs utilisés pour réaliser ces murets ont été testés à l'Ecole Nationale d'Architecture et d'Urbanisme (ENAU). Ces blocs ont la même géométrie que ceux présentés dans le chapitre 2.

2. Essai sur le premier muret

Une presse a été mise au point afin d'exercer une sollicitation de compression sur un muret de dimensions ($1.33*0.93*0.21 \text{ m}^3$). La mesure du déplacement est effectuée à l'aide d'un capteur mécanique. La vitesse du chargement est imposée à 0.5 MPa/s. La force et le déplacement sont relevés manuellement à travers la lecture des afficheurs.

En premier lieu, le muret a été construit par la superposition de 44 blocs et 8 demi-blocs répartis sur 8 rangées. Le muret a été déposé sous la presse comme le montre la figure 49.

Afin de bien répartir la charge sur le muret, on a introduit une planche en bois séparant la rangée supérieure du muret du vérin de la presse comme le montre la figure 50. Les blocs n'ont pas été surfacés sur les faces supérieures et inférieures.

La première fissuration est observée pour une force égale à 56.48 kN et un déplacement du vérin égal à 14.5 mm. Ceci correspond à une contrainte apparente égale à 0.202 MPa pour une première phase de chargement. Cette première fissure s'est initialisée dans la deuxième et la troisième rangée. On observe aussi une fissure apparente au milieu de la troisième rangée supérieure du muret (encerclée sur la figure 52).

Pour une deuxième phase de chargement et pour une force de 62.5 kN qui correspond à une contrainte de 0,23 MPa, de nouvelles fissures apparaissent et la première fissure observée s'élargit. La figure 52 présente aussi les différentes fissures au cours de la première et la deuxième phase de fissuration et observées sur une face du muret.

La figure 53 montre les mêmes fissures communicantes et observées aussi sur la deuxième face du muret.

L'essai a été arrêté avant la ruine de la structure. Suite à l'arrêt de l'essai, les blocs ont été enlevés et les fissurations à l'intérieur du muret ont été relevées. La figure 54 montre des coupes réalisées sur le muret avec la distribution de ces fissures à l'intérieur de la structure.

Sur les figures 54 et 55, nous pouvons remarquer également des fissurations verticales initiées à partir

de la zone de contact entre les blocs. Ceci est concordant avec l'analyse présentée dans le chapitre 3, relative à une rupture engendrée par une concentration de contrainte de traction au voisinage de la zone de contact entre les blocs.

3. Essai sur le deuxième muret

Un deuxième muret de dimensions ($0.89*0.58*0.21 \text{ m}^3$) a été construit sous la presse. Ce dernier est composé de 18 blocs et 4 demi-blocs répartis sur 5 rangées (catégorie III) (Figure 56).

La première fissuration a été remarquée pour une force égale à 52.1 kN et pour un déplacement de 4.8 mm. Ceci correspond à une contrainte apparente égale à 0.278 MPa ce qui marque la première phase de fissuration (phase 1). Avec l'augmentation de la force de chargement à 62,5 kN et pour une contrainte de 0.33 MPa, les fissures se propagent et s'élargissent également (phase 2).

Par ailleurs, on commence à observer le début de la ruine du muret à travers des fissures évolutives entraînant la ruine de la structure (phase 3) pour une force de chargement de 82.5 kN, et pour une contrainte de 0.41 MPa,

Par ailleurs, la figure 59 montre l'évolution des fissures au cours des différentes phases de chargement sur une vue de gauche du muret.

Au delà de la phase 3, le comportement du muret est instable et les fissures augmentent et le muret se déforme largement jusqu'à sa ruine complète . A cette étape, des déplacements relatifs horizontaux des blocs sont observés au niveau de l'interface verticale bloc/bloc. Ces phénomènes S'amplifient jusqu'à la ruine totale du muret. Cette rupture est due essentiellement à des macro-fissures verticales au voisinage des zones de contact.

4. Essai de compression sur un bloc et comparaison avec les murets

Afin d'évaluer la résistance des deux murets de la catégorie III par rapport à celle d'un seul bloc, nous avons réalisé un essai de compression sur un bloc non surfacé dans les mêmes conditions de l'essai sur les murets comme le montre

On obtient une force à la rupture égale à 41 kN et une contrainte apparente à la rupture de 2.7 MPa. Les valeurs de la résistance à la compression des murets obtenues sont très faibles par rapport à celle obtenue sur un bloc. Le rapport des contraintes à la rupture des blocs par rapport à celle des murets est de 13 pour le premier muret et de 10 pour le deuxième muret.

5. Conclusion

Les essais réalisés ont permis d'observer différentes formes de fissures affectant les deux murets, soit des fissures de forme oblique ou des fissures verticales. On observe des microfissures fines et étroites, généralement superficielles et avec une ouverture limitée, elles sont peu évolutives et n'engagent pas la stabilité du muret. Toutefois, nous remarquons également des fissures communicantes qui sont visibles sur les deux faces d'un muret. Les essais réalisés montrent aussi que la résistance à la compression des murets est nettement inférieure à celle d'un bloc.

Le jeu au voisinage de la zone de contact entre les blocs entraîne des fissurations verticales à l'intérieur des murets dues à des concentrations de contraintes de traction. La résistance à la compression apparente des murets est gouvernée par des fortes contraintes de traction locales au niveau de ce jeu entre les blocs.

CONCLUSION

Notre travail porte sur une étude du comportement mécanique des Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS), produits par la société tunisienne SOIB. Ces blocs présentent une des techniques modernes de la construction en terre qui évite la procédure de cuisson énergivore et polluante d'une part et qui évite l'utilisation du mortier pour l'assemblage des blocs d'autre part. En effet ces blocs sont posés à sec sans le besoin de mortier.

Notre objectif principal a été l'étude expérimentale et numérique du comportement mécanique des BATS. Les travaux antérieurs qui ont été réalisés sur les Blocs de Terre Stabilisée en général et les Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée en particulier, montrent que la résistance à la compression est le paramètre le plus important relevant de ces derniers. En effet, la capacité mécanique des blocs sous compression détermine les choix architecturaux. Dans ce cadre, nous avons développé une étude expérimentale qui consiste à effectuer des essais de compression sur différentes configurations de BATS à savoir sur un seul bloc, un couplet et un triplet de blocs, et ceci afin d'étudier leur comportement mécanique tout en dégagant leurs caractéristiques mécaniques. Afin de déterminer l'effet de la teneur en ciment sur le comportement mécanique de ces blocs ainsi que sur la répétitivité des résultats, nous avons réalisé ces essais de compression sur deux catégories de blocs avec un pourcentage de ciment différent (une catégorie I comportant des blocs stabilisés à 8 % de ciment et une catégorie II comportant des blocs stabilisés à 5 % de ciment). Un effet de la teneur en ciment a été observé sur la configuration des fissures dans les blocs. Compte tenu des résultats expérimentaux obtenus, il s'avère que les caractéristiques mécaniques des BATS de la catégorie I sont globalement meilleures que celles des blocs de la catégorie II. Une meilleure répétitivité des résultats est également remarquée avec les blocs de la catégorie I.

Par ailleurs, un effet du nombre de blocs superposés sur le comportement à la compression a été observé. En effet, la résistance à la compression d'un triplet de blocs est inférieure à celle obtenue pour un couplet, elle-même inférieure à la résistance à la compression intrinsèque du matériau.

En premier lieu, afin d'analyser et expliquer la dégradation des caractéristiques mécaniques des blocs superposés, il s'est avéré nécessaire d'exhiber la différence entre la contrainte apparente appliquée sur deux blocs et la contrainte de contact entre les blocs superposés.

A travers cette analyse de la surface de contact entre les blocs, un meilleur accord entre les résultats donnés par l'essai de compression réalisé sur un seul bloc et sur un couplet de blocs a été remarqué.

Cependant, les résultats relatifs à l'essai de compression réalisé sur trois blocs superposés restent discordants avec le comportement intrinsèque du matériau.

Par ailleurs, il a été noté que le comportement des assemblages de blocs est fortement lié aux comportements des interfaces entre les blocs. En effet, au niveau de ces interfaces, le jeu existant entre les blocs fragilise le comportement de l'ensemble. Afin de modéliser l'effet de ce jeu sur les résultats expérimentaux obtenus, nous avons réalisé une modélisation numérique du comportement mécanique des BATS. A travers cette modélisation les conditions réelles des essais expérimentaux ont été considérées ayant utilisé une même géométrie ainsi que des conditions aux limites et de chargement identiques aux essais expérimentaux. Les différents essais de compression réalisés sur un seul bloc, un couplet et un triplet de blocs ont été modélisés numériquement afin d'obtenir le champ de contraintes élastiques.

Les résultats numériques obtenus ont été comparés à ceux obtenus expérimentalement dans le domaine de la première phase de chargement. Une concordance entre les configurations de fissurations expérimentales et les concentrations de contraintes de traction principales a été observée. Les résultats numériques ont montré que le modèle linéaire élastique avec une contrainte de traction limite sous-estime légèrement la charge limite élastique expérimentale des BATS. A travers cette analyse, il a été remarqué que la force de compression élastique limite des blocs superposés est gouvernée par une concentration de contrainte à la traction au voisinage du jeu existant entre eux. La limite élastique en compression des blocs superposés est gouvernée par la limite en traction intrinsèque du matériau. La limite élastique en compression des blocs ne doit pas diminuer lorsque le nombre de blocs superposés dépasse deux blocs.

Enfin, nous considérons que les murs composés en BATS et qui sont soumis à des charges gravitationnelles se comportent comme des colonnes en BATS. Sur ce et dans le cadre de la descente de charge et l'état limite de service, nous recommandons à l'ingénieur de tenir en compte uniquement les essais de compression sur un bloc surfacé et deux blocs superposés afin de dimensionner ce type de mur. En se basant sur ces deux essais et en ayant recours à un modèle simplifié de ressorts, nous donnons une estimation analytique du module d'Young vertical apparent et équivalent relatif au mur homogène équivalent en fonction de la hauteur du mur. Dans ce cadre, et pour un dimensionnement simplifié, tout en supposant que des lois élastiques simples simulent le comportement mécanique des murs en maçonneries considérés homogènes, nous introduisons une résistance à la compression uniaxiale correspondant au seuil du comportement pseudo-linéaire obtenue à travers un essai sur deux blocs superposés.

Finalemment, une étude expérimentale de deux murets composés de BATS a été réalisé afin d'étudier leur comportement mécanique sous une sollicitation de type compression simple verticale. Les essais réalisés ont permis d'observer différentes formes de fissures affectant les deux murets, soit des fissures de forme oblique ou des fissures verticales. On observe des microfissures fines et étroites, généralement superficielles et avec une ouverture limitée, elles sont peu évolutives et n'engagent pas la stabilité du muret. Toutefois, nous remarquons également des fissures communicantes qui sont visibles sur les deux faces d'un muret. Les essais réalisés montrent aussi que la résistance à la compression des murets est nettement inférieure à celle d'un bloc.

Le jeu au voisinage de la zone de contact entre les blocs entraîne des fissurations verticales à l'intérieur des murets dues à des concentrations de contraintes de traction. La résistance à la compression apparente des murets est gouvernée par des fortes contraintes de traction locales au niveau de ce jeu entre les blocs.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] H. Houben, H. Guillaud (1989) « Traité de construction en terre », Encyclopédie de la Construction en Terre, Vol 1, Edition Parenthèse, Paris (France)
- [2] P.Doat, A.Hays, H.Houben, S.Matuk et F.Vitoun, « Construire en Terre par le CRATerre », Editions Paranthèses, 1989
- [3] M. Touihri, « Etude technico-économique du projet de construction de logements en BTS à Tebourba » Projet de fin d'études - ENIT, Janvier 1998.
- [4] VP.Doat, A.Hays, H .Houben, S.Matuk et F.Vitoun, « Construire en Terre par le CRATerre » Collection An Architecture
- [5] F. Jloud, « Briques en terre stabilisée à la margine » Projet de fin d'études – ENIT, Juillet 1982.
- [6] R. Mensi, A.Kallel, « Catalogue sur les matériaux locaux et les procédés de construction en Tunisie » Edition 1993.
- [7] Hugo Houben, Hubert Guillaud, « Traité de construction en terre, CRATerre » Editions Paranthèses, Marseille, 1995.
- [8] T.Hafidh, « Projet d'efficience énergétique dans le secteur de la construction » MED-ENEC–Efficience « dossier No12 – 2008 »
- [9] P. Meukam, A. Noumowe, Y. Jannot et R. Duval, Caractérisation thermophysique et mécanique de briques de terre stabilisées en vue de l'isolation thermique de bâtiment, Materials and structures. 36 (2003) 453-460.
- [10] P.Meukram, (2004) “Valorisation des briques de terre stabilisées en vue de l'isolation thermique de batiments”, Phd. Université de Cergy-Pontoise, Yaounde, Décembre 2004.
- [11] H. Ezbakhe, S. Bousad, A. El Bakkour, T. Ajzoul et A. El Bouradi ; Etude thermique de la Terre Stabilisée au Ciment Utilisée en Construction au Nord du Maroc, Rev. Energ. Ren. : Journées de Thermique (2001) 69-72 (isolation thermique)
- [12] I. Marincic, J. M. Ochoa, M.G. Alpuche, I. Gonzalez. « Comparative Analysis of the Thermal Behavior between Cellular Concrete Blocks and Stabilized Earth Blocks as Wall Materials » 2014, Energy Procedia 57, 1783-1791 (isolation thermique)
- [13] M. Touihri, « Etude technico-économique du projet de construction de logements en BTS à Tebourba » Projet de fin d'études - ENIT, Janvier 1998.

- [14] Nor 01. Association française de normalisation. « Ed Blocs de terre comprimée pour murs et cloison », NF XP P 13-901. Paris AFNOR. 2001.
- [15] B.V. Venkatarama Reddy, Stabilized soil blocks for structural masonry in earth construction, *Modern earth buildings*. 13 (2012) 324-363.
- [16] Olivier M. et Mesbah A., 1987, « Influence of different parameters on the resistance of earth, used as a building material. In : Int. Conf. on Mud Architecture, Trivandrum, India.
- [17] B. V. Venkatarama Reddy et A. Gupta (2005) “Characteristics of soil-cement blocks using highly sandy soils”, *Materials and Structures* (38) pp 651-658.
- [18] P.Walker et T.Stace, (1997) “Properties of some cement stabilized compressed earth blocks and mortars”, *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, Vol. 30, pp 545-551.
- [19] A. Hakimi, N. Yamani et H. Ouissi, (1996) “ Rapport: Résultats d'essais de résistance mécanique sur échantillons de terre comprimée” , *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, Vol. 29, Décembre 1996, pp 600-608.
- [20] M. Olivier, A. Mesbah, Z. El Gharbi, J. C. Morel (1997) “Mode opératoire pour la réalisation d'essais de résistance sur blocs de terre comprimée”, (1997), *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, Vol. 30, pp 515-517.
- [21] A.G. Kerali, Durability of Compressed and Cement-Stabilized Building Blocks, Ph.D. thesis. University of Warwick
- [22] F.V. Riza, I.A. Rahman, « The properties of compressed earth-based (CEB) masonry blocks » , *Eco-efficient Masonry Bricks and Blocks*. Vol 17, pp 379-392
- [23] F.G. Bell « Lime stabilization of clay minerals and soils » 1996, *Eng. Geol*, 42 (4) 223-237
- [24] J.L. Eades, R.E. Grim, The reaction of Hydrated lime with pure clay minerals in soil stabilization. *Highw. Res . Bord Bull*. 262, 51-83
- [25] Diamond S, White JL, Dolch WL. (1964) “Transformation of clay minerals by calcium hydroxide attack.” *Proc 12th National Conference on clay and clay minerals*. Pergamon Press, New York, p. 359-379.
- [26] K. Ben Amor, M. Temimi, J.P. Campus, M. Laquerbe. Stabilisation à froid de matériaux montmorillonitiques par du ciment Portland ; *Matériaux et Constructions* ; Vol 30, 1997, 355-361
- [27] Diamond S. (1986) “The microstructures of cement paste in concrete.” In: *Proceedings of the VIII*
- [28] R. Bahar, M. Benazzoug, S. Kenai « Performance of compacted cement-stabilized soil » *Cement & Concrete Composites* 26 (2004) 811-820 (role du ciment)
- [29] Y. Millogo, M. Hajjaji, R. Ouedraogo « Microstructure and physical properties of lime-clayey adobe bricks » *Construction and Building Materials* 22 (2008) 2386-2392 (chaux et argile)

- [30] Paige-Green P. (1984) "A laboratory investigation in the influence of carbonation on strength of lime-stabilized materials." Proc. Of the 8th Regional Conf. for Africa on Soil Mech and Found Enging.
- [31] H.B. Nagaraj, M.V. Sravan, T.G. Arun, K.S. Jagadish « Role of lime with cement in long-term strength of Compressed Stabilized Earth Blocks » International Journal of Sustainable Built Environment (2014) 3, 54-61
- [32] NT 21.113 (1990) Détermination de la résistance a la compression des éprouvettes
- [33] ISO 4012 :1978 Détermination de la résistance a la compression des éprouvettes
- [34] NF P 18-406 (1981) Essai de compression
- [35] J.C. Morel, A. Pkla, P. Walker "Compressive strength testing of compressed earth blocks" Construction and building materials 21 (2007) 303-309
- [36] Organisation Régionale Africaine de Normalisation, Ed. Blocs de terre comprimée : normes. Technologie n°11. CDI et CRATerre-EAG, Belgique, 1998.
- [37] Sofia A. Lima, Humberto Varum, Almir Sales, Victor F. Neto « Analysis of the mechanical properties of compressed earth block masonry using the sugarcane bagasse ash » Construction and Building Materials 35 (2012) pp 829-837
- [38] J.E. Aubert, A. Fabbri, J.C. Morel, P. Maillard, An earth block with a compressive strength higher than 45 MPa, Construction and building materials. 47 (2013) 366-369.
- [39] A. Hakimi, H. Ouissi, M. El Kortbi et N. Yamanin "Un test d'humidification-séchage pour les blocs de terre comprimée et stabilisée au ciment" Matériaux et Constructions, Vol 31, 1998, 20-26
- [40] A.Hakimi, O. Fassi-Fehri, H. Bouabid, S. Charif D'ouazzane et M. El Korbi. « Comportement mécanique non linéaire du bloc de terre comprimée par couplage élasticité endommagement », Matériaux et Constructions, Vol. 32, Septembre 1999, pp 539-545
- [41] K. Zine-Dine, H. Bouabid, M. El Kortbi, S. Charif-d'Ouzzane, A. Hakimi, A. El Hammoumi, O. Fassi-Fehri, Rhéologie des murs en blocs de terre comprimée en compression uniaxiale : étude et modélisation, Materials and structures. 33 (2000) 529-536.
- [42] A.Pkla, « Caractérisation en compression simple des blocs de terre comprimée (BTC) : application aux maçonneries BTC-mortier de terre », PhD, INSA, Lyon, 2002.
- [43] P.Walker, « Strength and durability testing of earth blocks », Proceeding of the 6th international seminar on Structural Masonry for Developing Countries, Bangalore-India, October 2000.
- [44] A. Pkla, A. Mesbah, V. Rigassi et J.C. Morel, Comparaison de méthodes d'essais de mesures des caractéristiques mécaniques des mortiers de terre, Materials and structures. 36 (2003) 108-117.
- [45] A. Guettala, A. Abibsi, H. Houari, Durability study of stabilized earth concrete under both laboratory and climatic conditions exposure, Construction and Building Materials. 20 (2006) 119-127.

- [46] S. Goodhew, R. Griffiths, Sustainable earth walls to meet the building regulations, *Energy and Buildings*. 37 (2005) 451-459. (comportement mécanique et physique des BTS)
- [47] I.G. Castro, P. T. Laursen, D.C. Jansen, B. Qu « Performance of Interlocking Compressed Earth Block infill in confined masonry construction » 10 NCEE, Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering Frontiers of Earthquake Engineering, July 21-25, 2014, Anchorage, Alaska.
- [48] L. Fay, P. Cooper, H. Fay de Morais, Innovative interlocked soil-cement block for the construction of masonry to eliminate the settling mortar, *Construction and Building Materials*. 52 (2014) 391-395.
- [49] C. Bales, C. Donahue, M. Fisher, A. Mellbom et T. Pearson (2009) Interlocking Compressed Earth Blocks: From Soil to Structure. Senior Project, California Polytechnic State University, San Luis Obispo, California
- [50] B. Qu, B.J. Stirling, D.C. Jansen, D.W. Bland, P.T. Mauresen , Testing of flexure-dominated interlocking compressed earth block walls, *Construction and Building Materials*. 83 (2015) 34-43.
- [51] N.A. Herskedal, P.T. Laursen, D.C. Jansen, B. Qu, Interlocking compressed earth blocks walls: Out Of Plane Structural Response, 15 th world conference on earthquake engineering, Lisbon Portugal, 2012.
- [52] B. Qu , B.J. Stirling, P. T. Laursen, D.C. Jansen, D.W. Bland «Interlocking compressed earth blocks walls: In-Plane Structural Response of Flexure-dominated Walls», 15 th world conference on earthquake engineering, Lisbon Portugal, 2012.
- [53] COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION. Eurocode 6: Calcul des ouvrages de maçonnerie-partie 1: Règles générales - règles pour la maçonnerie armée et non armée, ENV 1996-1-1. Belgique: CEN, 1996.
- [54] <http://www.soib.com.tn/>
- [55] <http://www.hydraform.com/>
- [56] Standard for Compressed Stabilized Earth Blocks: AS-1: 2007, Solid Environmental Solutions, march 2007.
- [57] Fazia Fouchal . Contribution à la modélisation numérique des interfaces dans les structures maçonnées, Université de Reims Champagne-Ardenne, Phd, 2006.
- [58] S. Forest, M. Amestoy, G. Damamme, S. Kruch, V. Maurel, M. Mazière (2009/2010) Cours de mécanique des milieux continus, Ecole des Mines de Paris.
- [59] A.Z. El Gharbi « Etude expérimentale du comportement mécanique des murs en brique de terre crue » Phd, ENTPE, Février 1993
- [60] J.C. Morel, A. P'kla, A model to measure compressive strength of compressed earth blocks with 3 point bending test, *Construction and building materials*. 16 (2002) 303-310.
- [61] J.C. Morel, A. P'kla, H. Di Benedetto, Essai in situ sur blocs de terre comprimée, *Revue Française de Génie Civil*. 7:2 (2003) 221-237.

