

PAILLE PORTEUSE

ETAT DE L'ART ET BIBLIOGRAPHIE DES COMPORTEMENTS MECANIQUES

Julie Lossignol, Université de Montpellier, 2020.

EDITION PROVISoire – Document de travail, édition définitive en 2023

Table des matières

Flambement – Chargement hors-plan	3
Bou-Ali (1993).....	3
Donahue et al. (2003 ; 2006 ; 2012)	6
1.1.2 Analyse.....	8
L'influence du type de botte (dimension et densité)	8
L'influence de la précontrainte du mur	8
L'influence de l'enduit	9
L'influence de la hauteur du mur	9
L'influence de renforts	9
L'influence du type de liaison	9
Recherches futures suggérées.....	9
1.1.3 Annexes	10
Bou-Ali (1993).....	10
Donahue et al. (2003).....	12
1.1.4 Bibliographie.....	16
Cisaillement simple.....	16
1.1.5 Définition	16
1.1.6 Etat de l'art	17
1.1.7 Analyse et réflexions.....	30
1.1.8 Bibliographie.....	31
Essais d'impact.....	32
1.1.9 Etat de l'art	32
1.1.10 Analyse et réflexions.....	35
1.1.11 Bibliographie.....	36
Fluage	36
1.1.12 Définition	36
1.1.13 Etat de l'art	36
1.1.14 Analyse.....	52
1.1.15 Annexes	54
Relaxation.....	56
1.1.16 Définition	56
1.1.17 Etat de l'art	56
1.1.18 Analyse.....	76
1.1.19 Bibliographie.....	77

Flambement – Chargement hors-plan

1.1.1.1 Définition

Le **flambement** est un phénomène d'instabilité d'une structure qui pour compenser une charge importante tend vers un mode de déformation parasite opposant moins de raideur à la charge. La notion de flambement s'applique généralement à des poutres ou des murs élancés qui lorsqu'elles sont soumises à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression. Pour information, les instabilités locales d'âmes ou de panneaux, on parle de **voilement** mais le sujet ne sera pas abordé ici. Malgré une bibliographie (extrêmement) réduite, on a pu relever certains travaux traitant du phénomène.

1.1.1.2 Etat de l'art

Bou-Ali (1993)

Description de l'essai

L'auteur a voulu démontrer la répétabilité de la réponse au flambement de murs en bottes de paille en testant 3 murs (n°4, 5 et 6) présentant les mêmes caractéristiques et se trouvant dans les mêmes configurations réalisés avec des bottes de paille de blé à trois ficelles, longs de 3,60 m et hauts de 2,40 m.

Le test permettait de simuler l'effet du vent qui soufflait à 160 km/h [100 mph] soit 127kg/m² ou encore 1.27kPa [26 lb/ft²]. L'extrémité haute du mur a été encadrée et l'assemblage de bottes a été maintenu par des plaques en bois reliées entre elles par des câbles. En chargeant les câbles, cela provoquait une contrainte hors-plan sur le mur. Les mesures ont été prises aux points 1 (en tête), 2 (mi-hauteur), et 3 (en pied)

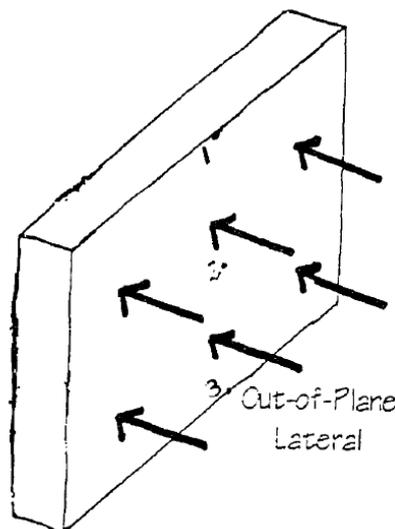


Figure 1 Schéma de principe de l'essai de flambement sur un mur

- Les mesures ont été prises aux points 1 (extrémité haute), 2 (mi-hauteur), et 3 (extrémité basse) (Source : Bou-Ali (1993))

1.1.1.3 Résultats et analyse

Selon l'auteur, alors que la force latérale était relativement importante, les murs auraient pu démontrer un comportement conservateur. La charge aurait provoqué des déformations très faibles.

Effectivement si on compare les murs entre eux, on observe des tendances similaires. On remarque étrangement une grande différence de déformation entre les deux extrémités et comme on pouvait s'y attendre c'est à mi-hauteur que la déformation est la plus importante cependant à mi-hauteur (Figure 3). Pour contredire l'auteur, on constate que les murs 4 et 5 présentent respectivement des déformations de 2.39 cm et de 2.54 cm ce qui est égal ou supérieur à $H/100$ pour un mur de 2.40 m. Ce n'est pas si anodin que ça. On observe pour les 3 murs une déformation maximale moyenne de 2.18 cm avec un écart-type de 0.5 cm soit 23% de la moyenne !!!!

Moyenne des résultats sur les 3 murs par localisation des points de mesure 1, 2 et 3)

En moyennant les valeurs aux 3 points de mesure et en comparant les murs en eux, les valeurs des déformations présentent des écart-type de plus en plus importants à mesure que l'effort augmente, allant jusqu'à 1.03 cm.

Est-ce qu'on peut vraiment parler de répétabilité des essais ? Les échantillons sont trop peu nombreux pour conclure.

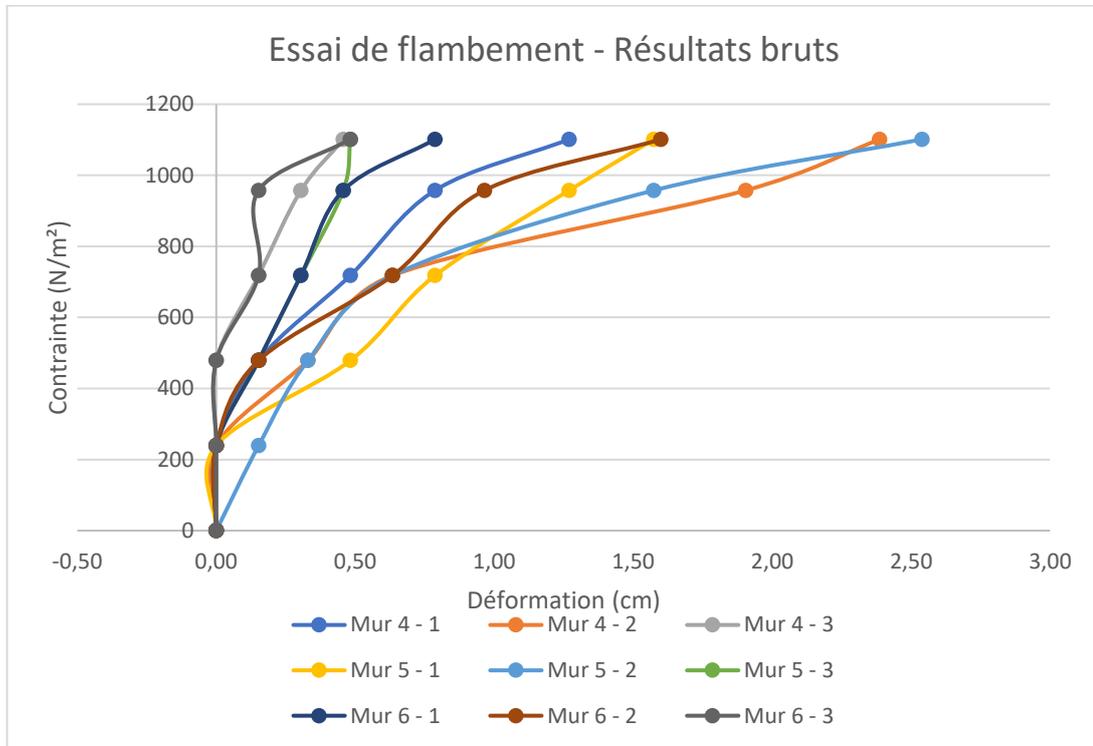


Figure 2 Essai de flambement - Résultats bruts (Source : Bou-Ali (1993))

Traitement des résultats (Annexe)

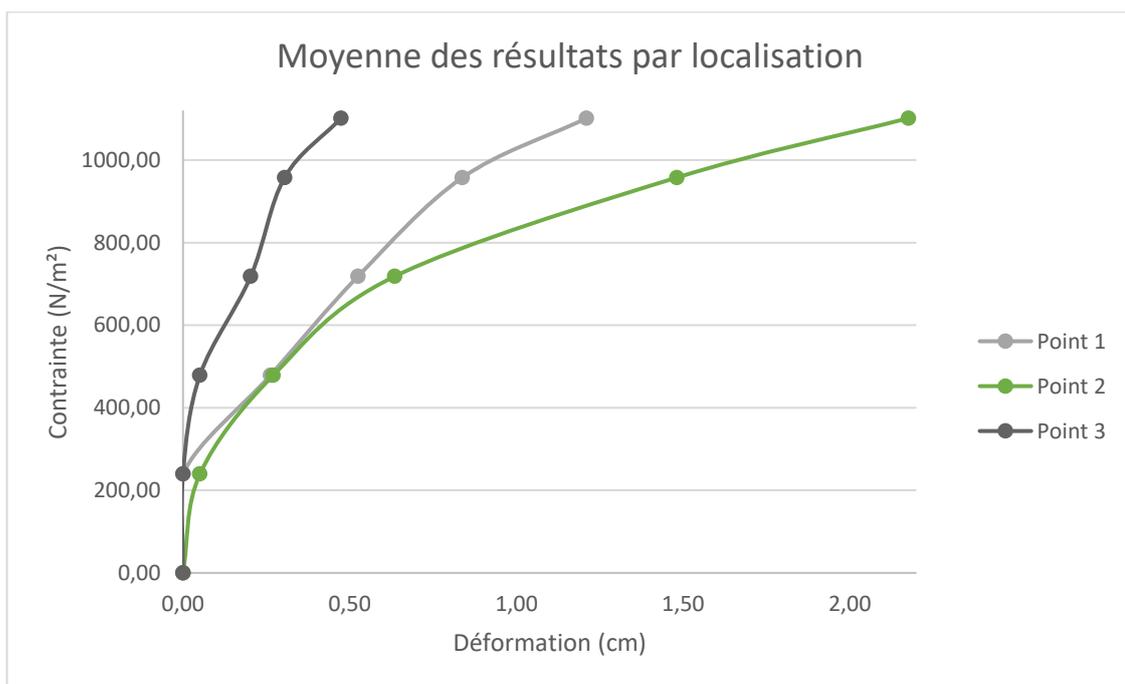


Figure 3 Moyenne des résultats sur les 3 murs par localisation des points de mesure 1, 2 et 3

(Source : Bou-Ali (1993)) Traitement des résultats (Annexe)

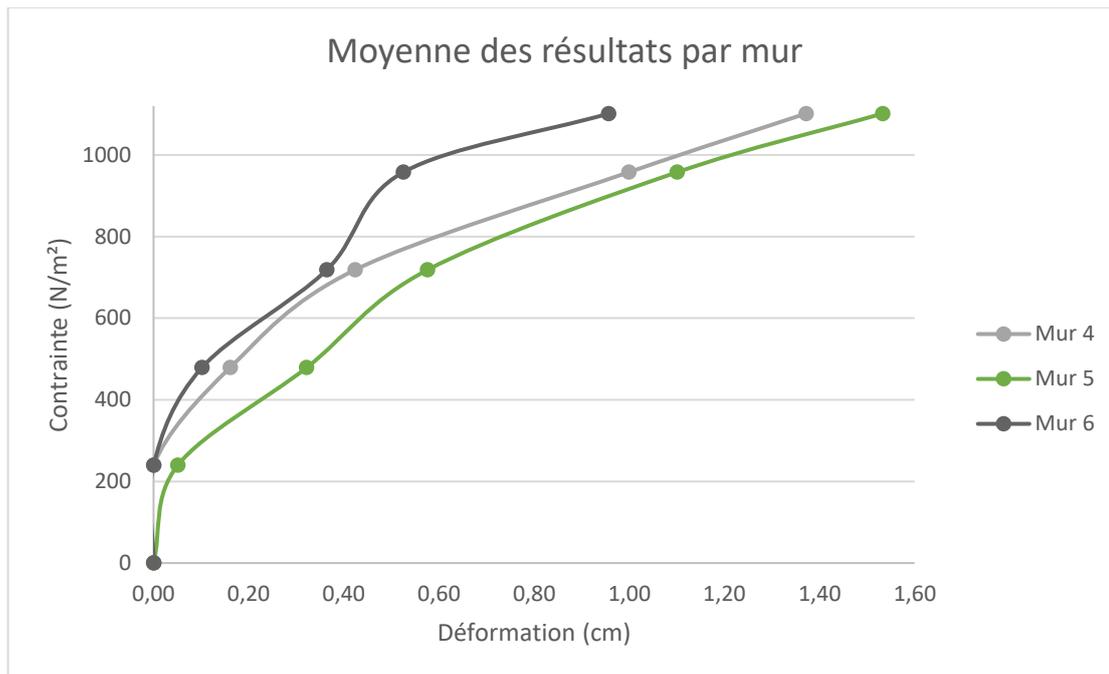


Figure 4 Moyenne des résultats aux 3 points de mesure par mur sur les murs 4, 5 et 6 (Source : Bou-Ali (1993)) Traitement des résultats (Annexe)

Donahue et al. (2003 ; 2006 ; 2012)

1.1.1.4 Description de l'essai

Les auteurs ont effectué des tests au flambement sur 8 murs au total et rédigé de notes de calculs de dimensionnement entre 2001 et 2006 (Donahue et al. (2003 ; 2006 ; 2012)).

Les murs étaient faits de bottes de paille de riz à 3 ficelles (0.61 x 1.22 x 2.44 m ou 2 x 4 x 8 pieds) et étaient couverts d'un enduit terre (tests 5, 6 et 7) ou ciment (tests 1, 2, 3 et 4) à l'exception d'un seul qui a servi de mur témoin (test 8) afin d'évaluer leur influence.

Les enduits avaient les caractéristiques suivantes :

- L'enduit terre était composé d'un volume de sol argileux, 1,5 volumes de sable et 1,5 volumes de fibres de riz. L'argile était lui-même composé de 17% de sable, de 31% de silice et de 52 % d'argile. Il était appliqué en une seule couche pour former une épaisseur totale de 5 cm [2 pouces]
- L'enduit ciment était du Quikret "Exterior Stucco Mix (n°1209) composé d'un volume de ciment plastique contre 3 volumes de sable. Il était appliqué en deux couches pour former une épaisseur totale de 2.5 cm [1 pouce].

Les auteurs ont également cherché à déterminer l'impact des liaisons aux extrémités haute et basse en variant le type de connexion et leur espacement. Ainsi plusieurs configurations ont été étudiées (Tableau 1). :

- Encastrement : Fixation via un grillage métallique noyé dans de l'enduit et agrafé au sommet du mur et utilisation de couronnes et de vis
- Rotule : Utilisation de couronnes, de vis et d'agrafes
- Libre : Aucune connexion

Ci-dessous, sont synthétisés les types de liaison en tête et en pied de chaque mur

Tableau 1 Synthèse du type de liaison en tête et en pied de mur.

Type de liaison N°test	Encastrement	Rotule	Libre

1		En tête et en pied	
2		En tête et en pied	
3		En tête et en pied	
4	En pied		En tête
5	En tête et en pied		
6	En tête et en pied		
7	En tête et en pied		
8		En tête et en pied	

De plus, ils ont étudié la contribution de divers renforts dans la résistance au flambement : grillage à poule, treillis soudés en acier, grillage en plastique, inclusion de tiges en bambou. Toutes les caractéristiques sont résumées dans l'Annexe 0 Tableau 6.

Afin de générer un effort hors-plan, de l'air comprimé était envoyé par un compresseur dans une poche plastique insérée dans un espace d'environ 5 cm [2 pouces] entre le mur et une des plaques en bois latérales qui maintenaient le mur. Après quelques secondes de pressurisation, la pression était relevée.

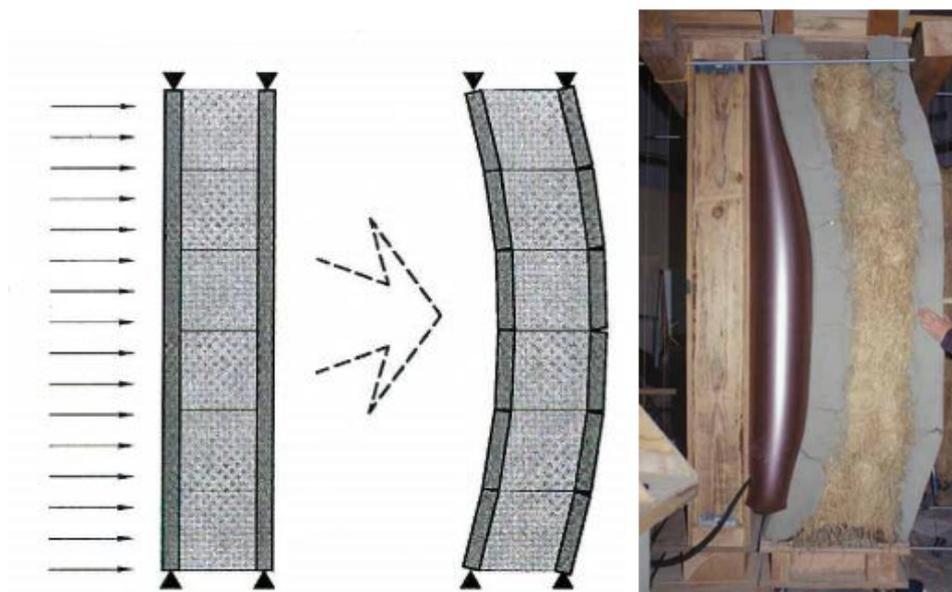


Figure 5 Schéma de principe de l'essai (à gauche) (Source : Donahue et al (2006) et banc d'essai (à droite) (Source : Donahue et al (2012))

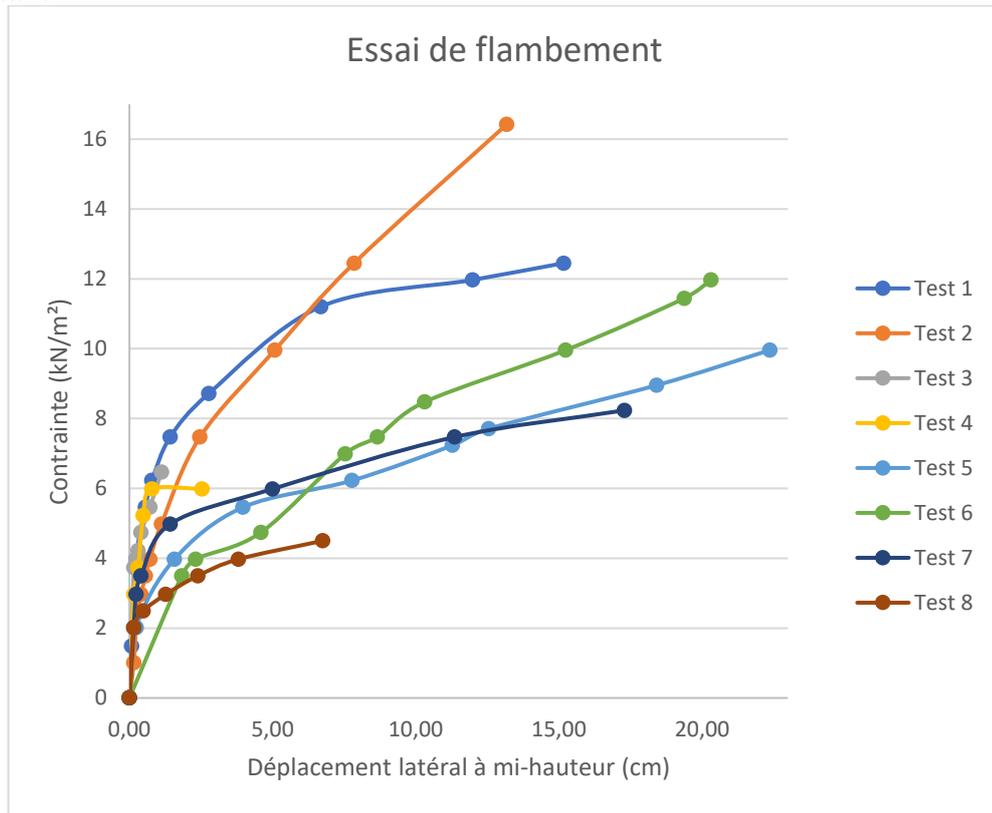
1.1.1.5 Résultats et analyse

Selon les auteurs, le flambement est influencé par une malfaçon dans la pose et l'agencement des bottes, par la qualité de pose de l'enduit mais également par la position des connexions et du type de renfort.

Malheureusement, on peut regretter qu'il ait une telle variation de paramètres avec un « mur témoin ». C'est difficile de qualifier la contribution de chacun d'entre eux. De plus, ils n'ont pas tellement donné de détails mais d'après ces essais, on constate que :

- L'enduit rigidifie le mur. Le mur nu (test 8) ploie plus rapidement à mesure que la charge augmente. L'enduit ciment stabilise mieux que l'enduit terre (tests 1, 2, 3 et 4)
- Les systèmes rotulés réagissent mieux au flambement (tests 1, 2, 3) mais ceci est à vérifier car il n'y a pas assez de cas pour l'affirmer.
- Il n'y a pas d'information sur les conditions du 4^{ème} essai mais on peut supposer que l'absence de connexion en tête a dû engendrer un problème technique et que l'essai n'a pas pu se poursuivre. (Le mur a-t-il trop fléchi ?=> donc arrêt de l'essai ?)
- L'utilisation de grillage ou de treillis est plus efficace que l'ajout de fibres dans la composition de l'enduit.

- L'insertion de tiges en bambou tests (5 et 6) a aussi permis d'augmenter la rigidité du mur notamment celles qui traversent horizontalement le mur (test 5). En comprimant l'assemblage paille-enduit, on peut en déduire que l'effet du comportement en panneau-sandwich est plus important.



- **Piste 2 : La précontrainte** influe-t-elle sur le flambement ? En termes pratiques, est-il possible d'annuler le flambement grâce à de la précontrainte ? Est-ce que le type, le nombre et la disposition des sangles a un impact ? Le niveau de charge est-il à étudier ?

L'influence de l'enduit

Les enduits ciment sont plus rigides et permettent un comportement en panneau sandwich de l'assemblage paille-enduit.

- **Piste 3 : L'enduit** influe sur le flambement mais le type et le dosage des composants sont à vérifier

L'influence de la hauteur du mur

Les murs avaient toujours la même hauteur dans les essais.

- **Piste 4 : La hauteur du mur** a un impact sur le flambement mais à quel point ? Jusqu'à quelle hauteur peut-on aller en fonction du type de botte ?

L'influence de renforts

D'après les essais américains, on peut affirmer que l'apport d'appuis latéraux horizontaux tels que les grillages ou des treillis permettent de mieux répartir les efforts ce qui diminuerait les déformations. Ce serait apparemment plus efficace que l'ajout de fibres dans l'enduit.

- **Piste 5 : Quel renfort** serait à privilégier ?

L'influence du type de liaison

Comme dans n'importe quelle construction, la nature des liaisons entre les éléments impacte sur la résistance au flambement. Donahue et al. (2003 ; 2006 ; 2012) sont même allés plus loin en faisant varier l'espacement entre certaines connexions.

- **Piste 6 : Quel type de liaison** réduit au mieux le risque de flambement ?

Recherches futures suggérées

Il serait intéressant de :

- Faire varier **la densité des bottes** : 100, 110, 120 kg/m³ sur 3 murs
- Faire varier **la précontrainte** : 3 à 6% de la hauteur du mur sur 3 autres murs (1cm/botte, 1.5cm/botte, 2cm/botte), varier l'espacement des sangles permanentes (tous les 0.5 m, 1m, 2m)
- Faire varier **la hauteur du mur** : étudier des murs de 1.5m, 2m et de 2.5 m
- Faire varier **le type et l'épaisseur d'enduit** : Tester des enduits terre et ciment, faire varier le dosage des composants et l'épaisseur.
- Faire varier **le type de renfort** : Ajouter des grillages de différents types (plastique, acier ou treillis)
- Faire varier **le type de liaison** : tester plusieurs types de connexion (broches, agrafes) et faire varier les espacements (2, 3, 4 par botte)

Les mesures de déformation doivent être effectuées à plusieurs phases de chantier une semaine, à un mois et à plus long-terme.

1.1.3 Annexes

Bou-Ali (1993)

Résultats bruts

Tableau 2 Tableaux de résultats bruts (Source : Bou-Ali (1993))

Wall #4				Wall #5				Wall #6			
	Point #1	Point #2	Point#3		Point #1	Point #2	Point #3		Point #1	Point #2	Point #3
Stress	Deflecti on	Deflecti on	Deflecti on	Stress	Deflecti on	Deflecti on	Deflecti on	Stress	Deflecti on	Deflecti on	Deflecti on
(lb/ft ²)	(in)	(in)	(in)	(lb/ft ²)	(in)	(in)	(in)	(lb/ft ²)	(in)	(in)	(in)
0	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	5	0.00	0.06	0.00	5	0.00	0.00	0.00
10	0.06	0.13	0.00	10	0.19	0.13	0.06	10	0.06	0.06	0.00
15	0.19	0.25	0.06	15	0.31	0.25	0.12	15	0.12	0.25	0.06
20	0.31	0.75	0.12	20	0.50	0.62	0.18	20	0.18	0.38	0.06
23	0.50	0.94	0.18	23	0.62	1.00	0.19	23	0.31	0.63	0.19

Tableau 3 Synthèse des résultats des essais de flambement

	Déformation (cm)								
N° mur	Mur n°4			Mur n°5			Mur n°6		
N° point de mesure	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Contrainte (N/m ²)									
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
239,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00
478,80	0,15	0,33	0,00	0,48	0,33	0,15	0,15	0,15	0,00
718,20	0,48	0,64	0,15	0,79	0,64	0,30	0,30	0,64	0,15
957,61	0,79	1,91	0,30	1,27	1,57	0,46	0,46	0,97	0,15
1101,25	1,27	2,39	0,46	1,57	2,54	0,48	0,79	1,60	0,48

Moyenne des résultats sur les 3 murs par localisation des points de mesure 1, 2 et 3

Tableau 4 Moyenne des résultats sur les 3 murs par localisation des points de mesure 1, 2 et 3

Contrainte (N/m ²) N° point de mesure	Déformation (cm) - moyenne			Déformation (cm) - écart-type		
	1	2	3	1	2	3
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
239,40	0,00	0,05	0,00	0,00	0,09	0,00
478,80	0,26	0,27	0,05	0,19	0,10	0,09
718,20	0,52	0,64	0,20	0,24	0,00	0,09
957,61	0,84	1,48	0,30	0,41	0,48	0,15
1101,25	1,21	2,18	0,47	0,40	0,50	0,01

Moyenne des résultats aux 3 points de mesure par murs

Tableau 5 Moyenne des résultats aux 3 points de mesure par murs

N°mur Contrainte (N/m ²)	Déformation (cm) - moyenne			Déformation (cm) - écart-type		
	4	5	6	4	5	6
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
239,40	0,00	0,05	0,00	0,00	0,09	0,00
478,80	0,16	0,32	0,10	0,17	0,17	0,09
718,20	0,42	0,58	0,36	0,25	0,25	0,25
957,61	1,00	1,10	0,52	0,82	0,58	0,41
1101,25	1,37	1,53	0,96	0,97	1,03	0,58

Synthèse des caractéristiques des murs

Tableau 6 Synthèse des caractéristiques des murs (Source :

N° test	Type d'enduit	Nbre de couches	Ep.totale (cm)	Renfort	Connexions
1	Ciment	2	2.5	Treillis soudé en acier 6.5 x 6.5 et \varnothing 1.6 mm [2 x 2 et \varnothing 14 gauges].	En haut et en bas : Couronne 16ga 7/16 "x agrafes de jambe 1,75" @ 2 "et vis SDS1 / 4x3" @ 8 "avec rondelle standard sur vis BP1 / 2 ea
2	Ciment	2	2.5	Grillage à poule hexagonal et \varnothing 3.8 cm [1.5 pouces] avec fils de fer \varnothing 1.15 mm.	En haut et en bas : Couronne 16ga 1/2 "x agrafes de jambe 1,25" @ 6 "et vis SDS1 / 4x3" @ 8 "avec rondelle standard sur vis BP1 / 2 ea
3	Ciment	2	2.5	Incorporation de 1% par volume de fibres en acier Xorex de 3.8 cm [1.5 pouces] de longueur soit environ 5.9 kg par face latérale	En haut et en bas : Vis SDS1 / 4x3 " @ 8" avec rondelle standard sur vis BP1 / 2
4	Ciment	2	2.5	Incorporation de 0.8% par volume de fibres en acier Xorex de 5.1 cm [2 pouces] de longueur soit environ 4.8 kg par face latérale	En haut : aucune (le côté chargé prend appui latéralement contre la plaque supérieure) En bas: maille de stuc en toile métallique soudée 2x2x14ga enroulée entre la plaque inférieure 2-2x4 et s'étendant de 12 pouces dans le plâtre
5	Terre	1	5.1	Grillage plastique Cintoflex C de dimensions 5.1 x 5.1 cm [2 x 2 pouces] et \varnothing 1.2 mm [0.047 pouces].	Des tiges verticales en bambou de. À travers les attaches: 2 boucles (sur 2) ficelle de mise en balles espacées @ 24 "ea cours (7 cours) attachées à des chevilles de bambou horizontales 5/8" x 4 'à l'extérieur maille des deux côtés Connexion supérieure: couronne 16ga 7/16 "x agrafes de jambe 1,75" @ 2 "avec bande de maille 14" ajoutée agrafée @ 2 " Connexion inférieure: maille enveloppée sous une plaque 4x4 (et cont. En haut des deux côtés) avec une bande de maille de 14 pouces ajoutée agrafée à 2 pouces
6	Terre	1	5.1	Grillage plastique Cintoflex C de dimensions 5.1 x 5.1 cm [2 x 2 pouces] et \varnothing 1.2 mm [0.047 pouces].	Des tiges horizontales traversantes en bambou de 1.21m [4 pieds] de longueur pour un diamètre \varnothing de 1.6 cm [5/8 pouces] goujonnaient le grillage. Connexion supérieure: couronne 16ga 7/16 "x agrafes de jambe 1,75" @ 2 "avec bande de maille 14" ajoutée agrafée @ 2 " Connexion inférieure: maille enveloppée sous une plaque 4x4 (et cont. En haut des

					deux côtés) avec une bande de maille de 14 pouces ajoutée agrafée à 2 pouces
7	Terre	1	5.1	Grillage plastique Cintoflex C de dimensions 5.1 x 5.1 cm [2 x 2 pouces et Ø 1.2 mm [0.047 pouces]. Le grillage a été agrafé.	En haut et en bas : couronne 16ga 7/16 "x agrafes de jambe 1,75" @ 2 "avec bande de maille 14" ajoutée agrafée @ 2 "
8	/	/	/	Treillis soudé en acier 6.5 x 6.5 et Ø 1.6 mm [2 x 2 et Ø 14 gauges]	En haut et en bas : couronne 16ga 7/16 "x agrafes de jambe 1,25" @ 8 "

Résultats bruts

Test 1

Deflection Mid-ht (in.)	Pressure (psf)	Pressure (inches H2O)
0,00	0	0
0,03	31	6
0,09	83	16
0,22	114	22
0,31	130	25
0,56	156	30
1,09	182	35
2,63	234	45
4,72	250	48
5,97	260	50

Test 2

Deflection Mid- ht (in.)	Pressure (psf)	Pressure (inches H2O)
0,00	0	0
0,06	21	4
0,09	42	8
0,12	52	10
0,16	62	12
0,22	73	14
0,28	83	16
0,44	104	20
0,97	156	30
2,00	208	40
3,09	260	50
5,19	343	66

Test 3

Deflection Mid-ht (in.)	Pressure (psf)	Pressure (inches H2O)
0,00	0	0
0,06	78	15
0,09	83	16
0,12	88	17
0,16	99	19
0,28	114	22
0,44	135	26

Test 4

Deflection Mid- ht (in.)	Pressure (psf)	Pressure (inches H2O)
0,00	0	0
0,06	62	12
0,12	78	15
0,19	109	21
0,31	125	24
1,00	125	24

Test 5

Test 6

Test 7

Test 8

Deflection Mid-ht (in.)	Pressure (psf)	Pressure (inches H2O)
0,00	0	0
0,09	42	8
0,62	83	16
1,56	114	22
3,06	130	25
4,44	151	29
4,94	161	31
7,25	187	36
8,81	208	40

Deflection Mid- ht (in.)	Pressure (psf)	Pressure (inches H2O)
0,00	0	0
0,72	73	14
0,91	83	16
1,81	99	19
2,97	146	28
3,41	156	30
4,06	177	34
6,00	208	40
7,63	239	46
8,00	250	48

Deflection Mid-ht (in.)	Pressure (psf)	Pressure (inches H2O)
0,00	0	0
0,06	42	8
0,09	62	12
0,16	73	14
0,56	104	20
1,97	125	24
4,47	156	30
6,81	172	33

Deflection Mid- ht (in.)	Pressure (psf)	Pressure (inches H2O)
0,00	0	0
0,06	42	8
0,19	52	10
0,50	62	12
0,94	73	14
1,50	83	16
2,66	94	18

1.1.4 Bibliographie

Bou-Ali, G. (1993) Straw bales and straw bale wall systems. University of Arizona.

Donahue, Kevin (08/12/03) Testing of straw bale walls with out of plane loads. Preliminary report

King, Bruce; Aschheim, Mark (2006) Design of straw bale buildings. The state of the art. 1st ed. San Rafael CA : Green Building Press.

Donahue, K.; Hammer, M.; Aschheim, M. (2012) What is Strawbale Construction? Part 2: Out-of-plane, Uplift and Gravity Behavior and Design. In : STRUCTURE magazine, 10/2012

Cisaillement simple

1.1.5 Définition

L'essai de cisaillement sur botte permet de qualifier l'accroche d'un enduit sur la paille. Une ancienne modélisation de l'ensemble paille + enduit préconisait de le considérer comme une poutre en I. L'âme est alors ramenée à une épaisseur équivalente dont le module d'élasticité est égal à celui de l'enduit.

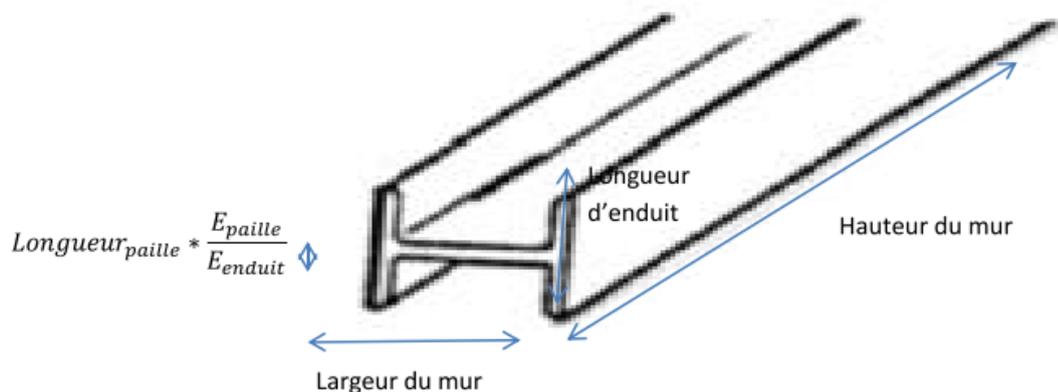


Figure 7 Principe de fonctionnement du système paille-enduit en tant que poutre en I
(Sources: Principe établi par King et De Bouter (2009) – schéma de Desille (2010))

Mais ce modèle considérait une adhérence parfaite entre les deux matériaux ce qui est loin d'être le cas concrètement.

On note qu'il existe très peu d'essais concernant l'interface paille - enduit. Les résultats qui sont référencés ci-dessous traitent également de l'interface entre l'enduit et l'enduit lui-même.

1.1.6 Etat de l'art

1.1.6.1 Essais sur la paille

1.1.6.1.1 Bou-Ali (1993)

Bou-Ali (1993) voulait simuler l'effet d'un vent soufflant à 161 km/h [100 mph] sur le pan du mur.

1.1.6.1.1.1 Description de l'essai

L'application d'une masse de 953 kg [2100 livres] équivalent à une contrainte de 1.24 kPa [26 livres/pieds²] appliquée sur un pan de 2.44 m x 3.05 m [8 x 10 pieds]. Une plaque en bois de 2.5 cm a été placée directement sur le pan et connectée à un câble qui traversait le mur de bout en bout. Cette technique a pour but d'assurer un chargement uniformément réparti. Les déformations aux points 1, 2, et 3 ont été observées et mesurées (Figure 8).

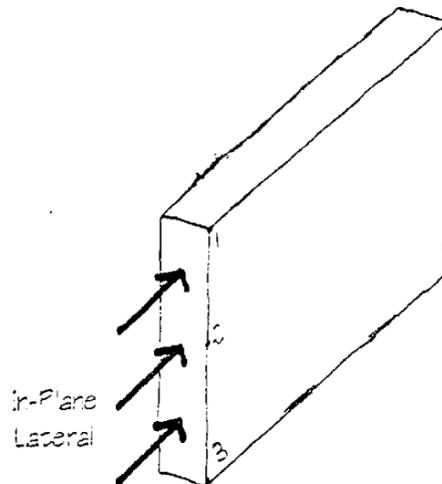


Figure 8 Principe de l'essai (Source: Bou-Ali (1993))

1.1.6.1.1.2 Résultats

Le graphe effort- déformation présente un comportement similaire à celui de la réponse au flambement

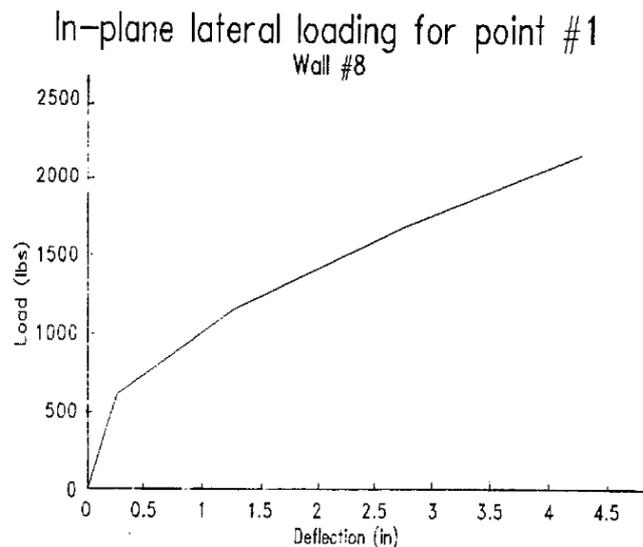


Figure 9 Courbe représentant la relation entre effort et déformation pour le mur #8 (Source: Bou-Ali (1993))

1.1.6.1.2 Nichols et Raap (2000)

1.1.6.1.2.1 Description de l'essai

Nichols et Raap (2000) ont testé un mur 2.44 m x 2.44 m (8 pieds x 8 pieds) soumis à une charge monotone. Il était constitué de 6 rangées de bottes de riz à 3 ficelles et était fixé à une fondation en béton. Un enduit ciment d'environ 3.2 cm (1,25 pouces) d'épaisseur a été appliqué en 3 couches sur les deux faces du mur et renforcé avec du treillis métallique soudé de calibre 1.23 mm (16 gauges) de 5.1 cm (2 pouces) de diamètre.

1.1.6.1.2.2 Résultats

Le mur devait être testé jusqu'à sa rupture en cisaillement simple cependant, en raison de problèmes avec la configuration expérimentale, la rupture n'a été obtenue que lors du troisième test. Peu de temps après l'apparition de fissures sur la face droite à 14 229 kg (31 370 livres), le fil du côté gauche qui avait commencé à se fissurer à 9 730 kg (21 450 livres), a commencé à se briser en tension au centre du mur (**figure ci-dessous**). La force latérale maximale était de 16 708 kg (36 835 livres).

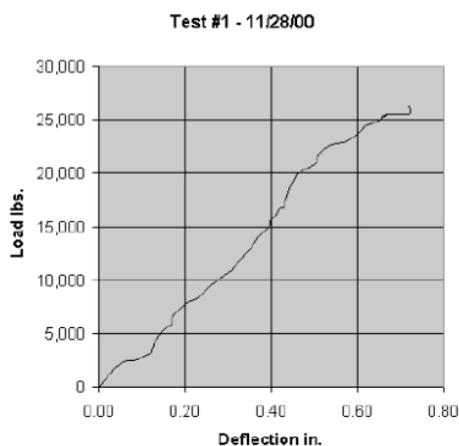


Figure 10 Premier essai en cisaillement avant le décrochage du dynamomètre (Source : Nichols et Raap (2000))

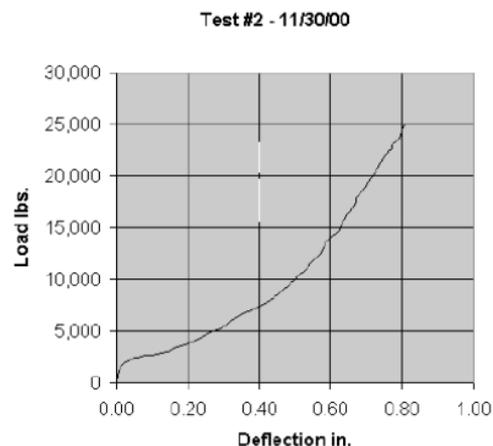


Figure 11 Deuxième essai en cisaillement avant le décrochage du dynamomètre (Source : Nichols et Raap (2000))

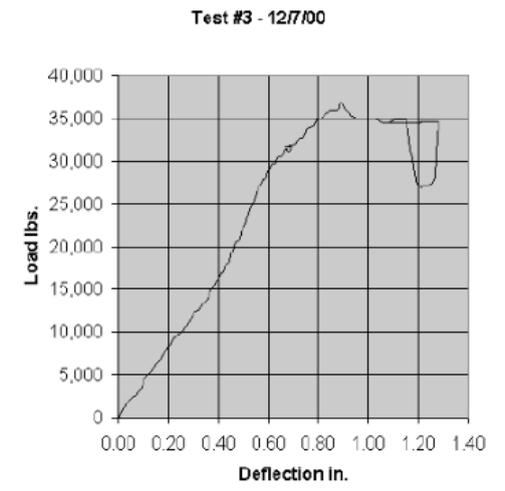


Figure 12 Troisième essai en cisaillement avant le décrochage du dynamomètre (Source : Nichols et Raap (2000))



Figure 13 Deuxième essai en cisaillement avant le décrochage du dynamomètre (Source : Nichols et Raap (2000))

1.1.6.1.3 Danielewicz et al. (2008)

1.1.6.1.3.1 Description de l'essai

Danielewicz et al. (2008) a procédé à quelques essais sur deux murs de paille nue et deux murs enduits dans le cadre d'une campagne lancée par la FASBA, l'équivalent allemand du RFCP. L'enduit utilisé sur leur mur (empilement de 7 bottes de 1.85 x 0.85 x 0.48 pour longueur x largeur x hauteur) est un loam (52 % de sable, 28 à 50 % de limon et de 7 à 27 % d'argile) fourni par la société ClayTec. Cet enduit a été appliqué en 2 couches avec un temps de séchage de 4 semaines entre les deux couches.

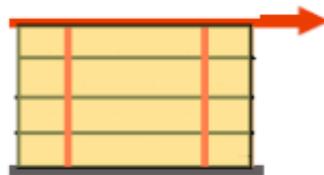


Figure 14 Principe de l'essai sur un mur (Source : Danielewicz et al. (2008))

1.1.6.1.3.2 Résultats

Les résultats sont rassemblés sur le graphe ci-dessous :

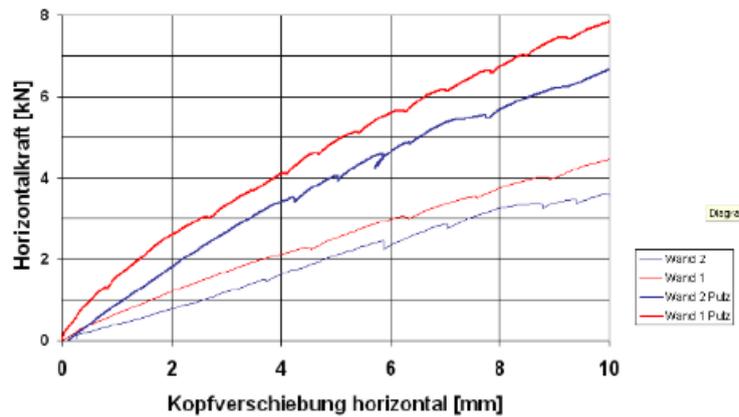


Figure 15 Courbes représentant la relation entre effort et déplacement de l'essai de cisaillement - « Wand » signifie mur et « Putz » signifie enduit. Les Wand Putz sont donc des murs enduits et les Wand sont des murs seuls. (Source: Danielewicz et al. (2008))

On constate que les murs enduits absorbent mieux le cisaillement et que l'enduit jouait donc un rôle important, permettant ainsi de rigidifier la botte et son utilisation comme élément de contreventement.

1.1.6.1.4 Dick et al. (2009)

Dick et al. (2009) ont tenté également de comprendre les mécanismes d'interface entre la paille et un enduit à base de ciment Portland dont la composition n'est pas donnée. Il appliqua donc la pression sur les couches d'enduit de 38 mm situées de chaque côté de la botte de paille. Pour que ces couches descendent de 3 mm, il lui fallut fournir une pression de 0.728 MPa et aller jusqu'à 3.447 MPa pour obtenir la rupture. (DESILLE 2010a)

1.1.6.1.5 Desille (2010)

1.1.6.1.5.1 Description de l'essai

Des sets de 2 petites bottes, collées par un enduit, a été soumis à un test de cisaillement selon comme le montre la photo ci-dessous. Les bottes (45x37x50cm) avaient été au préalable precomprimées dans un gabarit afin d'avoir des bottes de 46 cm de long pour 30 de large et 36 de haut.

Deux couches d'enduit ont été appliquées successivement avec 48h de séchage pour la première couche et 7 j pour la seconde. Une barbotine très liquide de 2 cm de profondeur constitue la couche d'accroche suivie d'une couche de finition de 1 à 1.5 cm. Une semaine plus tard, une 3ème couche d'enduit de 4 à 5 cm est intégrée entre les deux bottes.



Figure 16 Dispositif expérimental de l'essai (Source : Desille (2010))

L'essai suivait les étapes suivantes :

- Une botte est placée sous le vérin de la presse (σ_c). La cale permettant de positionner l'éprouvette est retirée au début de l'essai.
- L'autre botte est posée sur un appui fixe.
- Une pré-compression (σ_p) de l'enduit (interface) est obtenue au moyen de barres DIWIDAG. Celle-ci étant très faible, elle disparaît très vite du fait que la contrainte est perpendiculaire aux fibres.

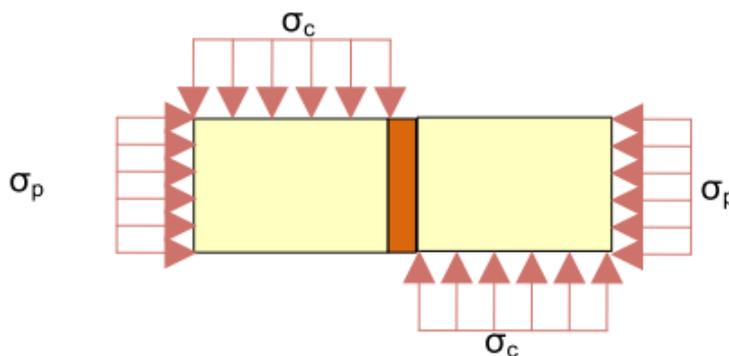


Figure 17 Schéma de principe de l'essai

Trois essais ont été réalisés et consistaient à appliquer une déformation continue au lieu d'une charge continue et croissante pour essayer de déterminer certains phénomènes d'interface propres à ce système paille- enduit :

- Le premier essai, à vitesse très lente (1mm/mn), a causé le basculement d'une des bottes lorsque le déplacement est devenu très élevé, et par un frottement des lisses d'appui entre elles qui a augmenté provoqué artificiellement une augmentation de l'effort appliqué.
- Les deux autres essais ont été réalisés à vitesse plus rapide (5mm/mn) et ont donné des résultats assez similaires. Cependant, à chaque fois, le système de précompression a perturbé l'essai, malgré le dispositif en téflon mis en place pour limiter les efforts de frottement aux extrémités de l'échantillon.

1.1.6.1.5.2 Résultats

L'interface paille-enduit testée subit un endommagement d'après le graphe, et cela se traduit par la rupture des brins de paille, cependant aucune rupture brutale n'a été constatée. Ce résultat était prévisible en raison du caractère fibreux de l'interface.

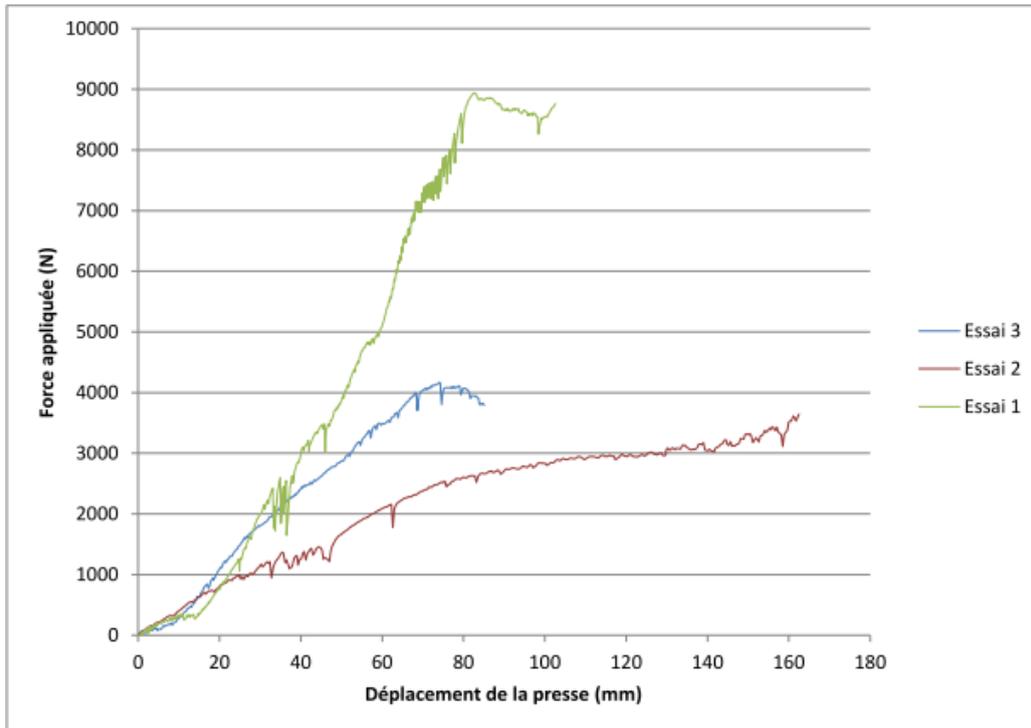


Figure 18 Résultats de l'essai de cisaillement (Source : Desille (2010))

Le schéma ci-dessous explique l'interaction entre la paille et l'enduit :

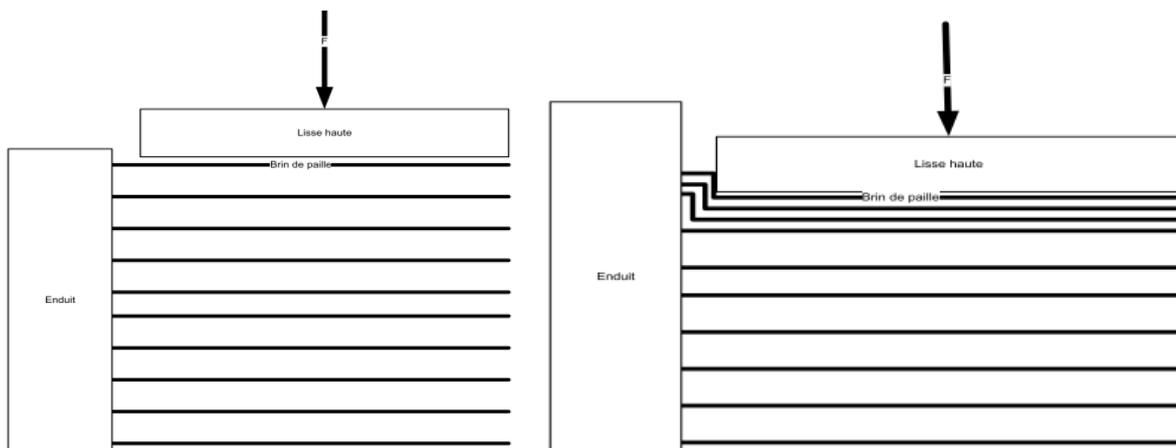


Figure 19 Rupture au cisaillement de l'interface paille-enduit (Source : Desille (2010))

En fait, au fur et à mesure de son écrasement, la lisse haute rompt de plus en plus de brins et agrandit ainsi la surface cisailée en même temps que la charge accroît. La surface en cours de cisaillement s'élargit donc progressivement jusqu'à la rupture, c'est à dire au pic de la charge où on

peut considérer que la surface restante non cisailée reprend tout l'effort. L'effort ne peut plus augmenter. La surface non cisailée a été mesurée à la fin de l'essai sur les 3 éprouvettes à hauteur d'interface non cisailée à la rupture (H finale) = (35 cm - somme des deux décollements)

Tableau 7 Evaluation de la hauteur non cisailée de l'interface en fin d'essai

(Source : Forêt et al. (2012))

essai	Décollement enduit-paille de la botte sous presse (cm)	Décollement de l'autre botte (cm)	Somme des deux décollements (cm)	H finale (cm)
1	13	5	20	15
2	12	8	20	15
3	18	2	18	15

Pour les 3 essais, la presse s'est déplacée de 6 à 8 cm pour une force variant de 2.5, 4.1 ou 9 kN.

On estime la hauteur de cette surface à 15 cm à la fin de l'essai. Connaissant l'effort maximum, les valeurs de d'effort de cisaillement critique en ont été déduites : 55, 91 et 200 kPa. En raison des efforts de frottement parasites observés pendant les essais, la valeur de 200kPa est à mettre de côté. L'ordre de grandeur de la valeur limite de la contrainte de cisaillement critique paille paille-enduit (50 à 100kPa) est cohérent avec les quelques valeurs relevées dans la littérature.

D'après Forêt et al. (2012), l'essai présenté est cependant très perfectible, car le système de précompression peut provoquer une mise en flexion parasite : l'interface n'est plus alors soumise au seul cisaillement. Des modélisations numériques et des essais complémentaires (type push-out habituellement utilisés pour l'étude des interfaces) seraient donc nécessaires pour caractériser les propriétés de l'interface paille-enduit.

1.1.6.1.6 Olivier et al. (2012)

Les auteurs avaient prévu un projet de recherche qui n'a pas pu voir le jour. Les essais réalisés consisteraient à solliciter l'interface paille-enduit de sorte à qualifier son comportement en cisaillement. Les essais seraient réalisés à l'échelle de la botte de paille, à l'aide de machines de cisaillement de grandes dimensions (0.6 à 1.5 m) disponibles au CETE de Lyon. Seraient recherchées les conditions de rupture, mais aussi dans la mesure du possible la répartition des déformations au sein de l'échantillon en cours de sollicitation. Le comportement attendu devrait être du type indiqué sur la Figure 4.

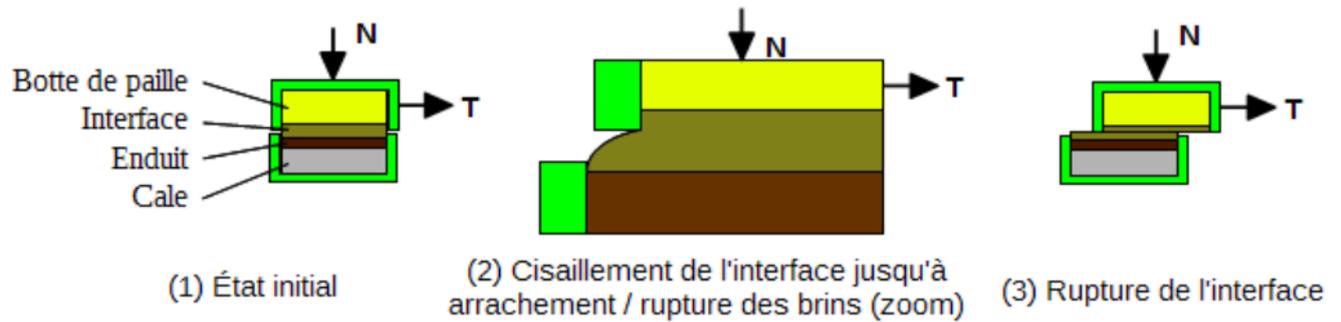


Figure 20 Étapes principales de l'essai de cisaillement (Source : Olivier et al. (2012))

Les essais permettraient d'obtenir une courbe effort-déplacement au niveau de l'interface, avec identification de la rupture. Il serait prévu de cisailer ainsi au moins deux échantillons par triplet botte de paille – enduit – humidité :

- deux densités de paille ;
- deux types de céréale (blé et orge par exemple)
- deux enduits différents ;
- différentes configurations d'humidité paille-enduit (paille « intacte » ou altérée par décomposition partielle en atmosphère humide notamment).

Au total, une trentaine d'essais de cisaillement seraient ainsi planifiés permettant d'identifier le fonctionnement mécanique de l'interface dans différentes conditions d'humidité. Ils constitueraient des données d'entrée intéressantes pour la compréhension des résultats des programmes expérimentaux à l'échelle du mur. (Olivier M. et al. 2012)

D'autres essais préliminaires et des modélisations ont été menés. Ces travaux visaient à fournir les bases des études qui pourront être menées dans le projet Paille_Porteuse. Ils concernaient plus particulièrement des points singuliers tels que les zones de mise en compression des enduits par les lisses au niveau desquelles il y a un risque de rupture par excès de compression. Ces phénomènes devraient être quantifiés expérimentalement et modélisés pour permettre de justifier les dispositions constructives dans les points singuliers. (Gilles Forêt, Cédric Hamelin et Myriam Olivier 2012).

1.1.6.1.7 Elèves de l'IUT de Nîmes (2019)

1.1.6.1.7.1 Description de l'essai

A l'IUT de Nîmes, des essais ont été réalisés par des étudiants sous la supervision de J. Quirant et de C. Hamelin en 2019. Deux bottes enduites, une botte en paille nue et un mur en paille ont été testés par cisaillement.

Pour cisailer les bottes, une boîte métallique inspirée de l'essai de Casagrande a été réalisée avec des plaques de tôle brute d'épaisseur 3 mm reliées entre elles par des cornières de 50*50 et 5 mm d'épaisseur. Afin d'appliquer un chargement homogène sur toute la surface de la botte de paille, un lit de 4 cm de sable a été déposé.



Figure 21 Principe de l'essai de cisaillement sur bottes - Boîte de cisaillement (IUT de Nîmes, 2019)

L'enduit utilisé a été un mélange de chaux, de sable et d'eau (à raison d'un dosage 1 seau de chaux et 3 seaux de sable). D'après la documentation présente sur la chaux, celle-ci devrait arriver à une résistance mécanique de 25 MPa au cisaillement.

Les auteurs ont calculé une valeur théorique de résistance au cisaillement :

$$\sigma = \frac{\frac{Fl}{4}}{\frac{\pi D^4}{64}} * \left(\frac{D}{2}\right) = 14\,740,6N$$

La mesure de l'effort de cisaillement T est mesurée à l'aide d'un dynamomètre.

1.1.6.1.7.2 Résultats

Lors du premier essai, au-delà d'une force supérieure à 2000 N, l'arrière de la boîte se soulevait obligeant les étudiants à placer une charge sur celle-ci. Pour le second essai, une sangle non tendue ceinturait la boîte.

L'enduit reprend en parti les efforts de cisaillement dans la botte. L'apparition de fissures a été observé sur les angles des bottes avec un arrachement entre les fibres de paille et l'enduit. Ces essais permettent de mettre en avant la résistance maximale de l'enduit qui est d'environ 5000 N.



Figure 22 Fissuration de la botte 2 après essai

(Source : Rapport de PFE des étudiants de Nîmes (2019))

L'apparition de fissures sur les angles est probablement dû à une sur-épaisseur d'enduit. De plus lors de la mise en tension du câble avec le tire fort, l'arrière de la boîte se soulevait ce qui augmentait la charge sur les angles supérieurs de la botte. Les résultats obtenus sont relativement similaires pour les bottes enduites avec un déplacement maximal de 60mm tandis que la botte en paille nue se cisaille très rapidement jusqu'à un déplacement de 156 mm (Figure 23)

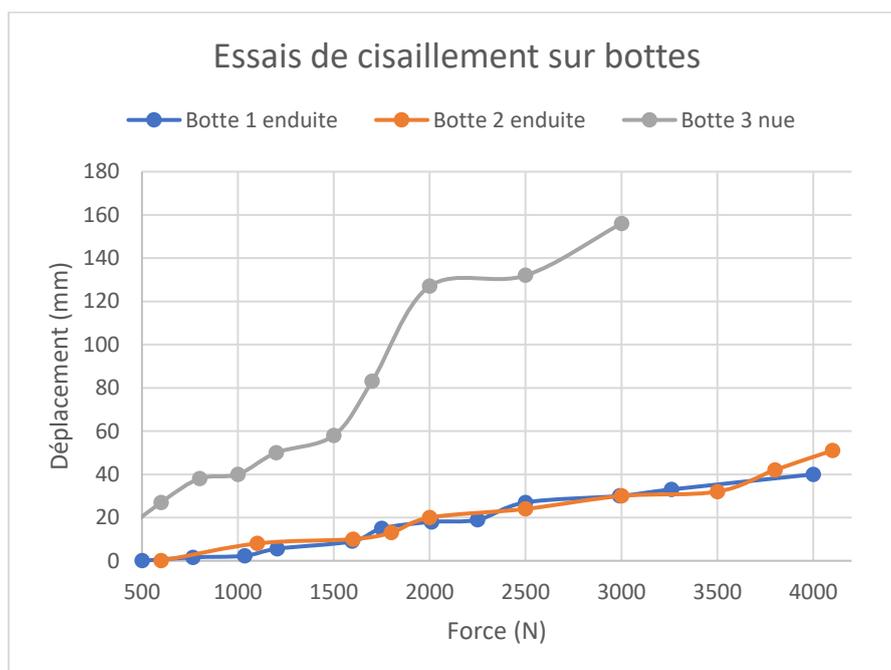


Figure 23 Courbe représentant la relation effort-déplacement sur deux bottes enduites (1 et 2) et une en paille nue (3) - Teneur en humidité de 12,2% pour la botte 1 et de 13,6% pour la botte 2

-Longueurs respectives de 93, 90 et 91 cm pour les bottes 1, 2 et 3

(Source : Rapport de PFE des étudiants de Nîmes (2019))

Il a été conclu que l'enduit jouait donc un rôle important, permettant ainsi de rigidifier la botte et sa fonction de contreventement. Cette constatation a été vérifiée au travers d'un essai sur un mur enduit, mené jusqu'à la rupture. Le mode de ruine s'est produit par fissuration de l'enduit sur les deux faces du mur suivant des directions en cohérence avec la sollicitation appliquée.

1.1.6.2 Essais sur enduit

1.1.6.2.1 El Gharbi (1993)

El Gharbi testa également l'interface entre des briques de terre à faces lisses à 4% de ciment et un mortier à 8% de ciment à l'aide d'un triplet de briques et trouva que l'interface suivait une loi linéaire de Mohr-Coulomb dont la cohésion valait 0.08 et l'angle de frottement 35°. (Desille (2010))

1.1.6.2.2 Olivier (1994)

Olivier (1994) tenta de déterminer les cohésions et angles de frottement de certains matériaux comme ceux à base de terre auxquels elle ajouta parfois du ciment. Voici les résultats de ces essais :

Tableau 8 Résultats des essais de cisaillement sur des mortier terre avec ajout progressif de ciment (Source : Olivier (1994))

Mortier de terre	C (Mpa)	Rt mortier (Mpa)	Rc mortier(Mpa)	Pente(u)
0% de ciment	0.067	0.05	0.8	0.626
4%de ciment	0.08	0.1	1.5	0.735
8% de ciment	0.125	0.2	2.4	0.734
8% de ciment + double encollage	0.132	0.2	2.4	1.01

Elle a procédé de la même façon pour les enduits qui sont constitués à base de chaux de ciment et de sable :

Tableau 9 Résultats des essais de cisaillement sur des mortiers ciment/chaux /sable (Source : Olivier (1994))

Ciment/chaux/sable	C (Mpa)	Rt mortier (Mpa)	Rc mortier(Mpa)
1/0/3	0.371	0.087	7.95
1/0/8	0.108	0.025	1.2
1/2/8	0.051	0.012	0.49

1.1.6.2.3 Truong et al. (2008)

Dans le but de contribuer au développement de la conception sismique des constructions en paille porteuse, Truong et al. (2008) ont lancé une série de tests afin de caractériser la résistance au cisaillement de différents enduits utilisés en paille porteuse: enduit terre, enduit chaux et enduit ciment (stuc). Les résistances sont supposées varier en fonction de f_c dans le cas d'un enduit terre et de $f_c^{0.5}$ dans le cas d'un enduit ciment où f_c est la résistance à la compression d'un cube. Les caractéristiques sont déterminées pour de l'enduit non renforcé soumis à un chargement monotone et pour les enduits renforcés soumis à un chargement monotone mais aussi des efforts cycliques.

Si on se base sur la théorie de Mohr-Coulomb sur les matériaux cohésifs, il y a une relation entre la résistance en compression et celle en cisaillement. Pour les matériaux à la fois cohésifs et "frictionnants" tels que les enduits à base de ciment de Portland, la résistance au cisaillement équivaut à $\frac{2}{3}$ ou $^{0.5}$ de celle en compression.

Comme il existe des enduits très divers et variés, le but a été de caractériser cette relation entre les deux notions, le rôle du grillage de renfort sous chargement monotone et cyclique mais aussi de conclure sur la possibilité d'utiliser un modèle "additionnel" comme pour le béton armé ($V = V_b + V_a$).

1.1.6.2.3.1 Description des essais

L'enduit à base de terre était composé de 4 volumes de sable pour 1 volume d'argile et 1 volume de paille de riz.

Des éprouvettes cubiques de 5 cm de côté ont été testées en compression simple. Il en ressort la ruine de l'éprouvette pour une contrainte de 1.172 MPa.

Des essais de cisaillement simple ont été réalisés sur des cylindres d'enduit de 6.35 cm de diamètre (2.5 pouces) et de 2.54 cm (1 pouce) de long. Les efforts normaux utilisés valaient environ 223, 669, 1110 N (50, 150, and 250 livres). Les couches étaient orientées verticalement et l'essai a été effectué de sorte que les couches étaient chargées parallèlement dans le plan de l'enduit.

Les conditions et les résultats de l'essai sont donnés ci-après :

Echantillon	Hauteur (cm)	Diamètre (cm)	Compression (kPa)	Cisaillement (kPa)
2	2.59	6.07	217	504
3	2.64	6.07	366	548
4	2.59	6.04	83.4	332

Les auteurs ont aussi développé un appareil de cisaillement pour une plaque d'enduit terre. Les essais sur panneaux ont permis de déterminer la résistance en cisaillement d'échantillons renforcés ou non sous chargement monotone puis sous chargement cyclique réversible (cf sous partie...). Parmi les 6 échantillons, la moitié était renforcée avec un grillage Cintoflex de 5.08 cm de diamètre [2 pouces].

L'appareil est présenté dans la figure ci-dessous (Figure 24).

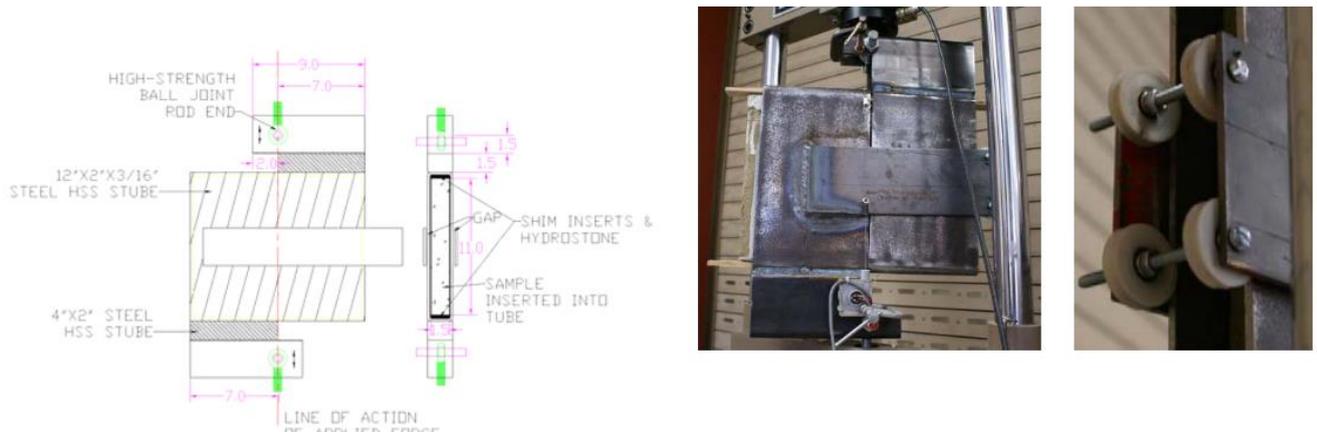


Figure 24 Dessin technique et photographies de l'appareil de cisaillement des panneaux d'enduit (Source : Truong et al. (2008))

1.1.6.2.3.2 Résultats

Les auteurs ont conclu que :

- L'angle de friction de l'enduit terre ϕ valait 37.1° et la cohésion C était de 293 kPa (42.5 psi). Ces propriétés fournissaient une très bonne estimation de la résistance en compression du tube en supposant qu'il n'y avait aucune contrainte de confinement. Peut-être est-ce dû à la présence de vides macroscopiques dans le matériau et/ou à la présence de paille.
- La présence du grillage Cintoflex C a provoqué une variation de l'angle du plan de cisaillement mais n'a pas affecté de manière significative la résistance au cisaillement de l'enduit terre.

1.1.6.2.4 Abdaless (2009)

Deux types d'enduits ont été testés par Abdaless (2009) dans le cadre de son PFE de master.

1.1.6.2.4.1 Description de l'essai

- Enduits à base de terre : pour s'approcher le plus possible des conditions de réalisation et de cure des enduits, les éprouvettes ont été réalisées à partir d'un empilement de 6 échantillons de 5cm de côté et 2,5cm d'épaisseur. Ce mode opératoire a été mis au point pour limiter les risques de tensions dues au gradient de séchage à l'intérieur d'éprouvettes de diamètre 10cm et de hauteur 20cm telles que demandées pour les enduits ciment. Le module d'Young E = est de 140MPa, la résistance en compression de 1MPa.
- Enduit à la chaux 7 : il s'agit de l'enduit « PARLUMIERE » de ParexLanco. Le module d'Young E = est de 300 MPa, la résistance en compression de 1,9 MPa. 3. échantillons de paille+enduit Des essais de compression ont été réalisés sur les bottes de dimensions 0,45x0,36x0,50m, enduites des 2 deux côtés.

1.1.6.2.4.2 Résultats

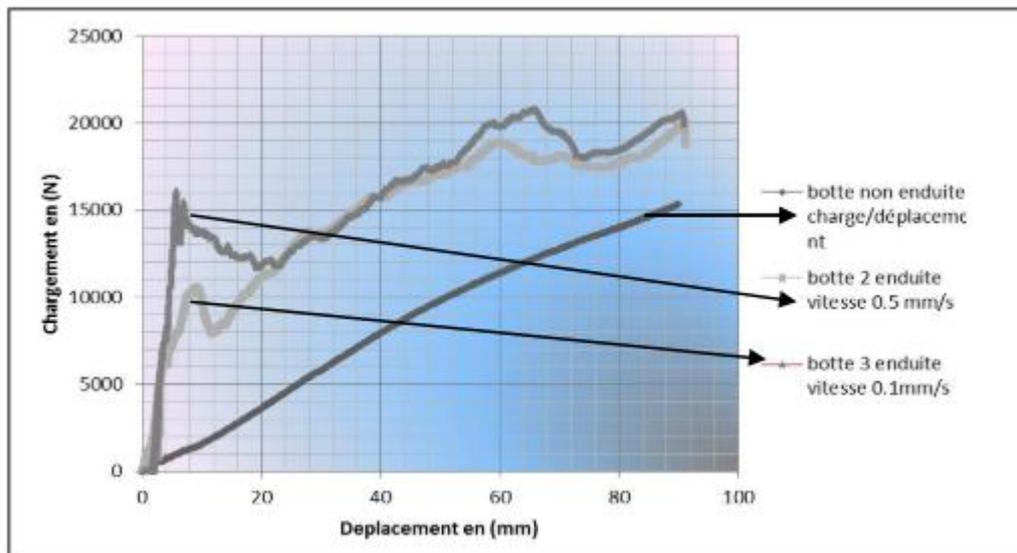


Figure 25 Courbe effort-déplacement d'une botte de paille enduite ou non (Source : Abdaless (2009))

La résistance en compression est déterminée à partir de la courbe effort-déplacement obtenue lors de l'essai. Elle correspond à la force qui conduit à la rupture de l'enduit, force qui est facilement identifiable par le changement brutal de l'allure de la courbe effort-déplacement, correspondant à la rupture de l'enduit :

- enduit terre : la contrainte à la rupture vaut 0,04MPa
- enduit chaux : la contrainte à la rupture vaut 0,06MPa (Gilles Forêt, Cédric Hamelin et Myriam Olivier 2012)

1.1.7 Analyse et réflexions

Comme on pouvait le prévoir, très peu d'essais et de modélisations numériques ont été réalisés.

On pourrait s'inspirer du programme prévu par Olivier (2012) et Forêt (2012). Il serait prévu de cisailer ainsi au moins trois échantillons par triplet botte de paille – enduit – humidité en faisant varier :

- **La densité des bottes** : 80, 110, 130 kg/m³
- **Le type et l'épaisseur d'enduit** : Tester des enduits terre et ciment, faire varier le dosage des composants et l'épaisseur.
- **Le taux d'humidité** : 10%, 20% et 30% ou configurations différentes avec paille avec un taux acceptable (<20%) et paille partiellement décomposée.
- **Le type de céréale** : blé, orge et riz

Au total, une vingtaine d'essais permettrait d'identifier le fonctionnement de l'interface dans différentes configurations. Cela fournirait une base de données intéressante pour la compréhension des résultats des programmes expérimentaux prévus à l'échelle du mur. D'ailleurs pour ceux-ci, le même type d'essais serait effectué et en plus y seraient ajoutés d'autres paramètres à tester :

- **La précontrainte** : 3 à 6% de la hauteur du mur sur 3 autres murs (1cm/botte, 1.5cm/botte, 2cm/botte), varier l'espacement des sangles permanentes (tous les 0.5 m, 1m, 2m)
- **La hauteur du mur** : étudier des murs de 1.5m, 2m et de 2.5 m
- **Le type de renfort** : Ajouter des grillages de différents types (plastique, acier ou treillis)
- **Le type de liaison** : tester plusieurs types de connexion (broches, agrafes) et faire varier les espacements (2, 3, 4 par botte)

1.1.8 Bibliographie

Abdaless B., Mise au Point d'Enduit à Base de Terre sur des Supports en Paille, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Lyon, FRANCE, 2009.

Bou-Ali, G. Straw bales and straw bale wall systems. University of Arizona.

Desille, Julien (2010a) Capacité portante des murs en bottes de paille enduits. Synthèse bibliographique. ENTPE Lyon

Bouter, André de; King, Bruce. (2009) Concevoir des bâtiments en bottes de paille. Champmillon, Paris : la Maison en paille; Eyrolles.

Danielewicz I., Fitz C.; Hofbauer W.; Klátecki M.; Krick B. Grundlagen zur bauaufsichtlichen Anerkennung der Strohballebauweise- Weiterentwicklung der lastragenden Konstruktionsart und Optimierung der bauphysikalischen performance »Avec la collaboration de FACHVERBAND STROHBALLEN DEUTSCHLAND (FASBA).

Desille, Julien (2010a) Capacité portante des murs en bottes de paille enduits. Synthèse bibliographique. ENTPE Lyon.

Desille, Julien (2010b) Comportement mécanique des murs en bottes de paille enduits. ENTPE Lyon.

Dick K., Krahn T., Strawbale Building System Research and Ongoing Research at the Alternative Village, University of Manitoba, Manitoba, ETATS-UNIS, 2009.

El Gharbi A. Z., Etude Expérimentale du Comportement Mécanique des Murs en Brique de Terre Crue, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Lyon, France, 1993.

Gilles Forêt; Cédric Hamelin; Myriam Olivier (2012) LA BOTTE DE PAILLE, MATERIAU PORTEUR. En ligne : http://nebraskaconstruction.fr/wp-content/uploads/2019/02/CODEM_ECOBAT-paille_porteuse.pdf

Jalali, S.; Aschheim, M.; Hammer, M.; Donahue, K. (2013) Seismic Design Factors and Allowable Shears for Strawbale Wall Assemblies. Department of Civil Engineering Santa Clara University.

Jourdan Vincent; Cortes Ivan; Mraïhi Hamza; Ramos Florian (06/19) Construction en paille porteuse. Avec la collaboration de Jérôme Quirant et Cédric Hamelin. IUT Nîmes.

Nichols; Raap (2000) Straw Bale Shear Wall Lateral Load Test. California Polytechnic State University, San Luis Obispo. En ligne :

http://www.ecobuildnetwork.org/images/straw_bale_papers/inplanemonotonicsbwall_calypoly2000.pdf

Olivier M. (1994) Le Matériau Terre, Institut National de Sciences Appliquées, Lyon, France, 1994.

Olivier M., Rojat F., Forêt G., Hamelin C., éd. (2012) Construction en paille porteuse – méthodologie d'essais du comportement mécanique. Colloque International Francophone NoMaD 2012. Toulouse, France, 19-20 Novembre 2012.

Olivier M., Rojat F., Gilles Forêt, Hamelin C., éd. (2012) Construction en paille porteuse – méthodologie d'essais du comportement mécanique. Colloque International Francophone NoMaD 2012. Toulouse, France, 19-20 Novembre 2012.

Truong, Montes, Singh, Aschheim, éd. (2008) Shear strength of straw bales plasters. The 14 World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, Chine, 12 au 17 Octobre 2008. Beijing, Chine. En ligne : https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_12-01-0246.PDF

Essais d'impact

1.1.9 Etat de l'art

1.1.9.1 Bilello (1999)

1.1.9.1.1 Description de l'essai

Le WERC (Wind Engineering Research Center) a testé des murs en enduits au ciment (stuc). Les murs étaient constitués de 5 rangées de bottes de 37 x 61 x 162 cm (14 x 24 x 48 pouces) d'environ 30 kg (65 livres). Les bottes étaient fixées à une base avec des barres d'ancrage en acier de 1.3 cm (0.5 pouces) de diamètre et espacées de 61 cm (2 pieds) entre elles sur la 1ère rangée. D'autres barres d'ancrage ont été implantées dans le mur sur toute sa longueur.

L'enduit ciment a été réparti sur les deux faces du mur et a été maintenu grâce à l'un des deux types de grillage : du grillage à poule ou un grillage léger en métal déployé.

L'enduit dont l'épaisseur variait de 3.8 à 7.6 cm (1.5 à 3 pouces) était constitué de 18 volumes de sable, de 2 volumes de ciment Portland, d'un volume de ciment de maçonnerie de type S et d'une tasse de fibres plastiques. L'enduit a été appliqué en 3 couches et seule la couche de finition ne contenait pas de fibres plastiques. Les murs ont été impactés par le missile en leur centre.

Le missile était modélisé par une planche de bois de 6.8 kg (15 livres) de section 5.1 x 10.2 cm (2x4 pouces) frappant le mur dans l'axe longitudinal de la planche et perpendiculairement le mur. L'essai simule une tornade dont le vent souffle à 400km/h ce qui équivaut à lancer un missile à 160 km/h ou 45m/s. Ce critère est utilisé dans la conception afin de protéger les occupants en cas d'impact.



Figure 26 Mur enduit et renforcé par du grillage
(Source : Billelo (1999))



Figure 27 Face arrière du tir IV avec effritement de gros morceaux d'enduit au niveau de l'impact sur la face arrière sans impact sur le grillage en métal déployé (Source : Billelo (1999))

1.1.9.1.2 Résultats

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

N° du tir	Vitesse du missile (m/s)	Profondeur de pénétration dans le mur (cm)	Type de grillage utilisé	Endommagement constaté
I	27.7	33	Grillage à poule	petites fissures radiales dans l'enduit au niveau de l'impact sur la face arrière.
II	31.5	53.3	Grillage à poule	écaillage de l'enduit au niveau de l'impact sur la face arrière sans endommagement du grillage
III	37.5	38.1	Grillage à poule	effritement de gros morceaux d'enduit au niveau de l'impact sur la face arrière
IV	45.1	33	Métal déployé	effritement de gros morceaux d'enduit au niveau de l'impact sur la face arrière sans impact sur le grillage
V	40.8	Perforation complète	Métal déployé	Perforation du mur et donc du grillage

Les auteurs établissent le constat suivant sans forcément prouver tous les critères dans leurs essais à savoir que la vitesse de seuil de perforation de la construction des balles de paille dépend de nombreuses variables :

- densité et longueur des fibres
- densité et qualité de la botte
- orientation des fibres par rapport à l'impact.
- poids qui comprime les bottes
- emplacement de la botte impactée dans le mur.
- qualité de construction.
- type de grillage

- qualité de l'enduit
-

Selon eux, l'utilisation de treillis métallique et d'enduit a amélioré la réponse du système à l'impact. Ce n'est pas le comportement des éléments indépendants mais de l'assemblage paille - enduit- grillage qui est à considérer dans son ensemble. La grillage et l'enduit ont fonctionné comme un filet pour contenir la paille et amortir le missile ce qui a permis au système d'absorber l'énergie de l'impact. D'après ces tests préliminaires, le type de grillage utilisé ne semble pas affecter de manière significative la valeur seuil de perforation du missile et il se pourrait que la qualité de l'enduit et de son application soient plus susceptibles de d'influencer la valeur seuil quel que soit le type de grillage utilisé.

Mais malheureusement, les auteurs n'ont pas mesuré les diamètres des impacts, on ne peut que se fier à leur profondeur donc on ne peut pas vérifier leurs propos.

1.1.9.2 Bustarret et al. (2018)

1.1.9.2.1 Description de l'essai

Le mur (2.2 x 2.85 x 0.53 m) était composé de 6 rangs de petites bottes (densité de 100kg/m³) positionnées à plat en quinconce puis pré-comprimées. Un enduit de 4cm d'épaisseur à base de terre, plâtre et chaux a été appliqué sur les deux faces du mur.

Le mur fut chargé durant un an pour un essai de fluage mais de ne subit pas de déformation à la décharge. Le mur n'était donc pas sous charge au moment de l'essai 900J. Le mur fait partie d'un module composé de 4 murs, il est relié par les extrémités de sa lisse haute à d'autres murs en paille porteuse, ce qui a pu influencer la réponse du mur à l'impact. (Bustarret et al. 23/05/18)

Selon la norme NF P08-302, l'impact doit être provoqué par une masse de 50kg sphérique molle (M50) à 900J. Pour des contraintes de hauteur et pour respecter l'angle de 65° maximum préconisé par la norme, un autre poids de sac fut choisi. Un sac de sable sphérique de 76.5kg fut lâché de 1.2m au-dessus du point d'impact. Le sac était pendu à une corde de 2m. Le point d'impact était situé à 1.25m au-dessus de la lisse basse du mur, pour respecter les préconisations de la norme.

Selon la relation :

$$W = h * m * g$$

Avec

- W en joules,
- h la différence d'altitude en m,
- m la masse du sac en kg
- et $g=9.81\text{m/s}^2$)

On obtient $W = 1.2*76.5*9.81 = 900.6 \text{ J}$.

Juste après l'impact, une personne rattrape le sac pour éviter tout rebond sur le mur. Chaque mur est supposé être testé une seule fois mais les auteurs ont enchainé par la suite deux autres impacts sur le même mur. Les auteurs ont mesuré les dimensions du cratère de l'impact mais également la

déformation hors-plan généré également qui est à vérifier selon la norme NF P08-302. La valeur maximum acceptable selon la norme vaut $h/200=11\text{mm}$.

1.1.9.2.2 Résultats

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

N° essai	Diamètre de l'impact (cm)	Profondeur de l'impact (mm)	Déformation hors-plan sur la face arrière (mm)	Déformation acceptable selon la norme NF P08-302 (<11mm)	Commentaires
1	50	5	7	oui	L'essai impacta au niveau de la sangle pré-compression ce qui influença certainement la propagation des fissures.
2	40	15	12	non	Le deuxième impact se fit à un point distant de 40cm de la sangle la plus proche
3	50	13	10	oui	Le troisième impact se fit à un point distant de 50cm des sangles.

Le caractère massif et ductile du mur mais également la nature de l'enduit a permis une telle réponse. L'enduit à base de plâtre et de chaux est plus cassant, fragile qu'un enduit terre.

Le fait que le seul essai non valide soit si près de la limite maximum acceptable et surtout le deuxième impact sur le même mur suggère que le mur réussirait ce même test en conditions d'essai telles que décrites dans les normes et en laboratoire certifié Cofrac, (un seul essai par mur). Bien que cet essai universitaire réalisé grâce à l'IUT de Nîmes ne soit pas certifié Cofrac, les auteurs pensent qu'un mur en paille porteuse pré-comprimé et enduit deux faces pourrait servir de garde-corps et être testé pour tel.

Ils pensent également qu'il ne serait pas pertinent de tester un mur en paille porteuse non enduit, car souvent les échafaudages et dispositifs de sécurité nécessaire au dressage du mur sont encore en place jusqu'à ce que le mur soit enduit et la fonction garde-corps n'est alors pas exigée pour ces murs. (Bustarret et al. 23/05/18)

1.1.10 Analyse et réflexions

Le comportement d'un mur de paille soumis à un impact a été très peu étudié et de ce fait, la littérature est très pauvre. Visiblement la résistance et l'épaisseur de l'enduit ont un impact sur la résistance générale du mur comme on pouvait se douter. Etant le premier matériau au contact de l'élément perforant et étant le matériau le plus rigide dans l'ensemble paille-enduit, ce sont ses caractéristiques qui détermineront la profondeur et le diamètre de perforation. Il faudrait tester plusieurs types d'enduits à savoir terre et ciment ainsi que plusieurs épaisseurs d'enduit : 1, 1.5, 2, 2.5 cm. Il faudrait également tester plusieurs résistances.

Il pourrait être intéressant de faire varier le diamètre et le matériau du perforateur afin d'estimer le dommage infligé au mur.

1.1.11 Bibliographie

Bilello; Russell (17/03/99) Missile Perforation Threshold Speeds for Straw Bale Wall Construction with a Stucco Finish. The Wind Engineering Research Center. The Wind Engineering Research Center.

Bustarret, Gil; Hamelin, Cédric; Quirant, Jérôme; Soubrier Thierry; Brillard François (23/05/18) Essai d'impact 900J sur mur en Paille Porteuse.

Fluage

1.1.12 Définition

Les constructeurs ont depuis toujours constaté que les bottes de paille se tassaient de façon irréversible. Le fluage est un phénomène physique qui provoque la déformation plastique différée dans le temps d'un matériau soumis à une contrainte constante inférieure à la limite d'élasticité du matériau, pendant une durée suffisante.

Il faut bien faire la différence entre le tassement initial qui caractérise la baisse de hauteur à court-terme due à la compression des joints horizontaux et le fluage qui correspond au tassement à long-terme d'un matériau ou d'une structure soumis à une charge constante qui peut parfois n'est que son poids propre (Bouter et King 2009)

Le but de cette synthèse est d'établir les facteurs qui favorisent ce phénomène et de cibler ou de suggérer des solutions pour s'en affranchir.

1.1.13 Etat de l'art

1.1.13.1 Smith (2003)

Smith (2003) a été le premier à réaliser une série d'essais de fluage étalés sur un an dans le cadre du projet avec EBNet. Ils ont été menés sur des bottes de riz à 3 ficelles avec une densité de 116kg/m³ (0.6 x 1.2 x 0.4 m) et provenant de Californie mais sauf une qui était en paille de blé et a fait varier différents paramètres. Ce sont donc des bottes un peu plus larges que les petites bottes françaises et plutôt denses, (densité avec eau, non ramenée sur base sèche). Les essais ont également été explicités dans l'ouvrage de De Bouter et King (2009).

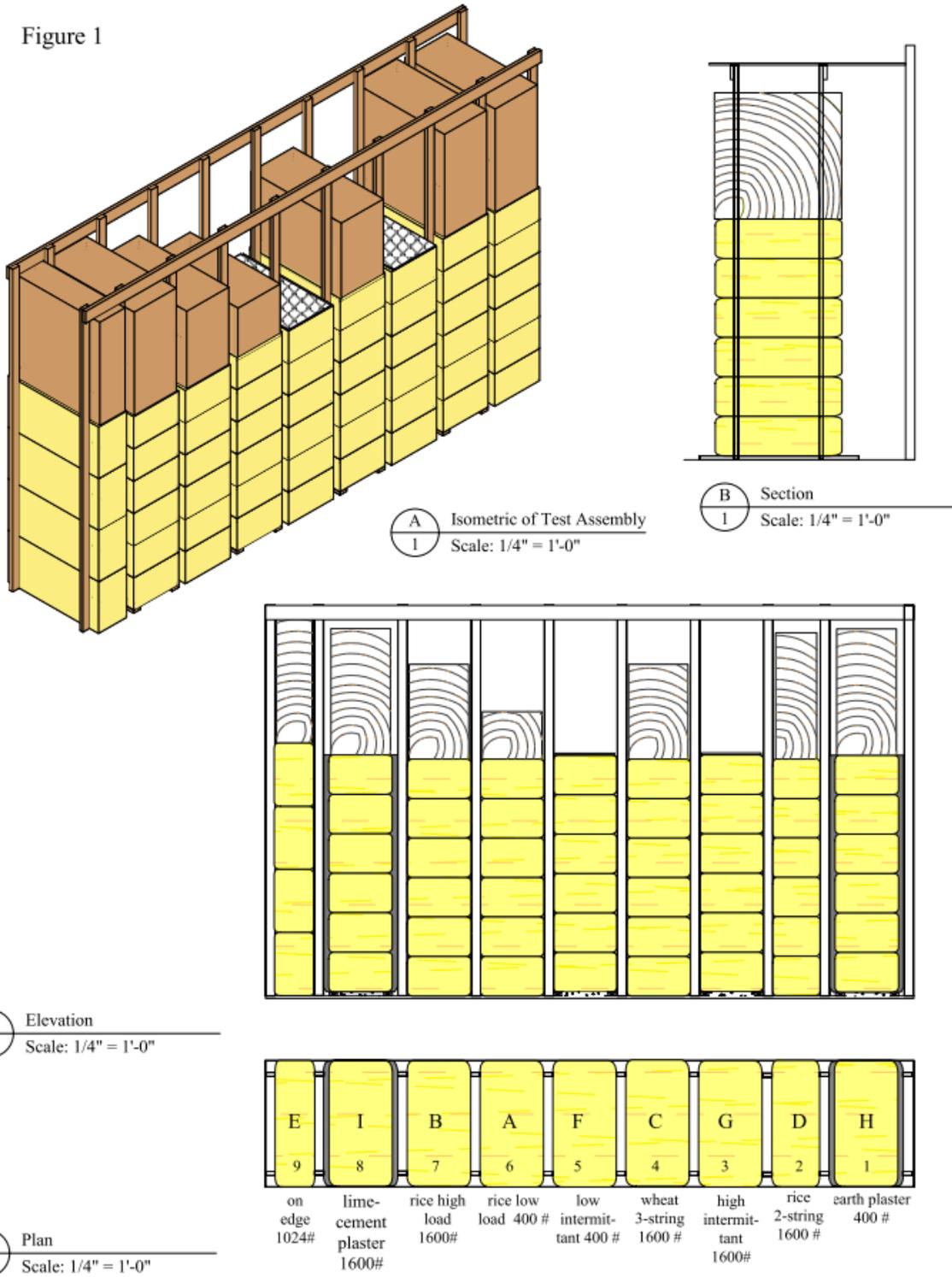
1.1.13.2 Description de l'essai

Voici les caractéristiques des bottes et les conditions d'essais ci-dessous :

- Groupe témoin : Les éléments du groupe de base sont constitués de bottes de riz à 3 ficelles (0.6 x 1.2 x 0.4 m) provenant de Californie
 - Charge faible : mur A (pile 6) de 6 bottes de riz à 3 ficelles soumis à 2.55 kPa
 - Charge élevée : mur B (pile 7) qui sont deux murs de 6 bottes de riz soumis à 10 kPa
- Groupe comparatif : Les éléments de ce groupe sont conçus pour tester des variables spécifiques.
 - Changement de céréale : mur C (pile 4) de 6 bottes de paille de blé à 3 ficelles (0.6 x 1.1 x 0.4 m) chargé à 10,9 kPa,

- Changement d'épaisseur : mur D (pile 2) de 6 bottes de paille de riz à 2 ficelles (0.46 x 1.16 x 0.40 m) chargé à 13.1 kPa,
- Changement d'orientation : mur E (pile 9) avec 4 bottes de paille de riz à 3 ficelles posées sur chant et soumis à 10.2 kPa
- Groupe avec charge intermittente : Ce groupe possède les mêmes conditions initiales que le groupe de base. Cependant la pile est enveloppée d'un grillage soudé de maille 5 x 5 cm pour maintenir la compression. On applique la charge, la pile subit une première compression, on tend fortement le grillage puis on l'agrafe aux lisses pour empêcher les bottes de remonter et enfin on retire la charge. On applique à nouveau cette même charge au bout de 44 semaines.
 - Charge intermittente faible : mur F (pile 5) soumis à 2.55 kPa
 - Charge intermittente élevée : mur G (pile 3) soumis à 10.2 kPa.
- Groupe enduit : Ce groupe est destiné à tester les effets de l'enduit sur le fluage. Les murs ont été enduits sur leurs deux faces (122 cm de long) après que le poids total ait été appliqué pendant 10 jours, avec grillage soudé de maille 5 x 5 cm et enduit en appui sur la base.
 - Enduit terre : mur H (pile 1) soumis à 2.55 kPa
 - Enduit avec un mélange à base de ciment (4 volumes de ciment Portland pour 1 de chaux et 20 de sable) : mur I (pile 8) soumis à 10.2 kPa

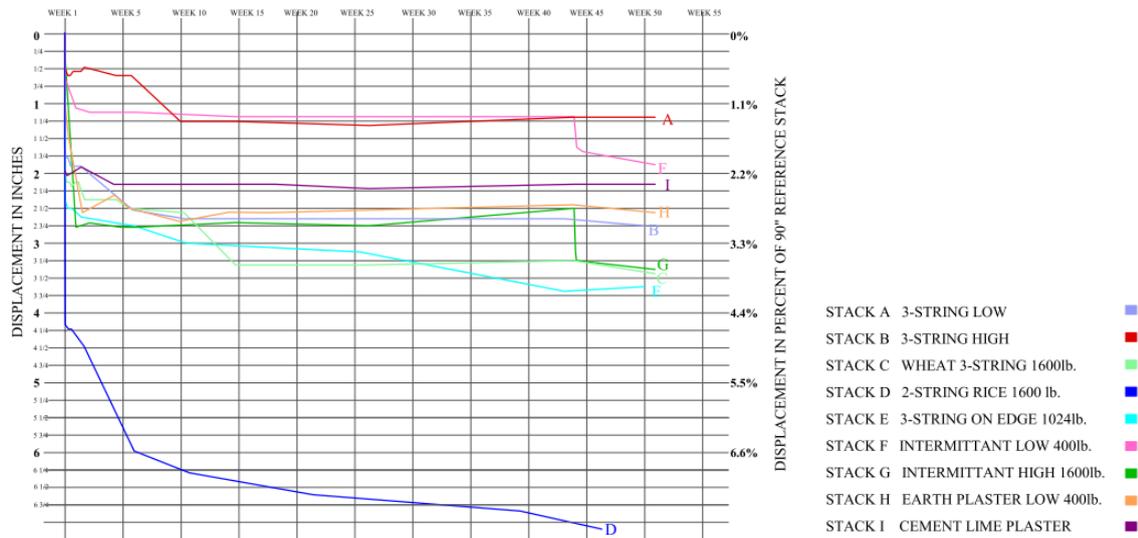
Figure 1



1.1.13.2.1 Résultats et conclusions

Le graphique ci-dessous permet de comparer les résultats des différents essais et aussi par groupe (annexe):

FIGURE 2: OVERALL CREEP TEST DATA
TIME OVER 55 WEEKS



Pile	Nb de ficelles	Type de céréale	Disposition	Enduit	Charge ultime [kN/m]	Déformation [pouces]	Module d'élasticité [kPa]
1	3	Riz	A plat	Terre	11.7		540-1450
2	2	Riz	A plat	Non	5.8		
3	3	Riz	A plat	Non	5.8 (charge intermittente)		
4	3	Blé	A plat	Non	5.8		
5	3	Riz	A plat	Non	1.5 (charge intermittente)		
6	3	Riz	A plat	Non	1.5		
7	3	Riz	A plat	Non	5.8		
8	3	Riz	A plat	Ciment /chaux	11.7		
9	3	Riz	Sur chant	Non	5.8		

L'auteur a observé 3 phases :

- Tassement initial (mesuré juste après l'application du chargement) : il différait de façon assez imprévisible selon les piles et comme ce n'était pas le sujet de l'étude, il n'a pas été reporté sur le graphique comparatif (figure). Cela peut s'expliquer pour plusieurs raisons :
 - Les bottes n'avaient pas été mises en place de façon très uniforme.
 - Elles n'avaient été ni tassées, ni précontraintes, contrairement à ce qui se pratique souvent aujourd'hui dans la construction en paille.

Généralement, on considère le tassement initial comme la phase où les bottes, dotées d'une surface souvent irrégulière, trouvent leur place et s'imbriquent les unes dans les autres tandis que le fluage est la période où les brins de paille se déforment durablement avec le temps. Comme ces deux phénomènes se produisent plus ou moins simultanément, il est assez difficile de les différencier. Le tassement initial avoisinait cm pour une charge de 180 kg (400 lb), soit %, et 5,7 cm sous une charge de 725 kg (1 600 lb), soit 2,5 %. Il est à noter que la pile faite de bottes à deux ficelles s'est tassée d'environ 4.5%.

- Fluage précoce. — Il semble qu'il se soit produit un fluage relativement rapide sur les deux premières semaines, tout au moins avec les charges les plus élevées.
- Fluage ralenti. — Après la période initiale, la plupart des piles se sont beaucoup tassées pendant les cinq à huit semaines suivantes.
- Stabilisation — Au bout de dix semaines, la plupart des piles étaient stables et ne présentaient plus de déformation de fluage mesurable. Globalement, la déformation de fluage des bottes de paille de riz à trois ficelles était d'environ 2 cm sous charge faible (0,9 %) et de 2,8 cm sous charge élevée (1,2 %) représentant respectivement 80 % (2/ 2,5 cm) et 49 % (2,8 / 5,7 cm) du tassement initial. Contrairement aux autres piles, celle soumise à la plus lourde charge, à 13 kPa [1,9 psi], a continué à se tasser tout au long de la période. La pile de paille de riz sur chant a présenté une période de fluage beaucoup plus longue (43 semaines) avant de se stabiliser de façon perceptible tout en présentant des caractéristiques de fluage analogues (1,4 %).

Comme en France, c'est surtout le blé qui est cultivé, il est intéressant de se focaliser sur le mur en paille de blé. Sur la courbe des résultats comparatifs, on observe 5,1 cm de tassement soit 8.5 mm/botte de déformation instantanée auxquels s'ajoutent 2.5cm soit 4.1mm/botte de fluage en 10 mois, dont 1.0 cm (=1.7 mm/botte) le premier mois.

C'est-à-dire en termes de déformation totale à un mois on a eu 84% de la déformation instantanément au chargement et 16% de déformation de fluage ensuite. **En un mois, la déformation initiale a été multipliée par le facteur 1.2 mais par un facteur 1.5 sur 10 mois.**

Les essais sur les piles soumises à une charge intermittente ont permis de montrer que les piles conservaient 75 à 80 % de leur compression précédente après 8 mois. En d'autres termes, les piles ne se déformaient que de 20 à 25 % par rapport à la compression initiale lorsqu'elles étaient à nouveau soumises la charge. Par exemple, la compression initiale sur la pile 3 a provoqué un tassement de 7 cm ; lorsque la charge a été de nouveau appliquée 50 semaines plus tard, le tassement a alors été de 2 cm. Cela semble démontrer l'intérêt de pré-contraindre les bottes avant d'enduire lorsque les murs risquent d'être soumis à des charges sismiques ou des charges de neige élevées.

La pile de bottes de paille revêtu d'un enduit ciment-chaux n'a présenté aucun tassement notable à 5,8 kN /m. Ceci était prévisible car cette charge de service est bien inférieure à la charge de rupture calculée. Cependant, la pile revêtue d'enduit terre a présenté un léger tassement à 1,4 kN /m, de l'ordre de 4 cm lors des premières semaines, alors que la première couche d'enduit était encore en train de sécher. Une certaine précontrainte avait été pratiquée en appliquant la charge une semaine et demie avant d'enduire. Cependant il aurait été intéressant de tester les deux murs enduits en les soumettant aux mêmes charges.

D'après Desille et al. (2010), il aurait été intéressant de connaître les tassements sur les premiers jours car tassements rapides. De plus, les bloqueurs en bois ont sûrement eu une influence sur les essais.

1.1.13.3 Walker (2004)

Walker (2004) a réalisé des essais de fluage sur deux murs qui ont été soumis à une charge de 16.6 kN/m² soit 840 kg pendant 74 jours. Cela a permis de pré-contraindre les murs avant de les tester ensuite et de les tester en compression jusqu'à la ruine.

1.1.13.3.1 Description de l'essai

Les murs ont été réalisés selon les recommandations professionnelles britanniques (UK guide). Ils étaient constitués de 6 rangées de bottes disposées à plat (2.25 x 0.99 x 0.50 m). L'empilement de bottes a été fixé sur un assemblage de poutres bois et de panneaux OSB calés avec deux talons en bois de 250 mm. Après la pose des 4 premières rangées de bottes, des broches en bois (noisetier) ont été plantées de manière symétrique. A la fin de la pose de la dernière rangée deux autres broches supplémentaires ont été plantées afin de traverser la 5^{ème} et la 6^{ème} rangées. Les murs étaient nus.

Les charges ont été appliquées en 3 étapes pour le premier mur :

- 330 kg initialement
- 300 kg supplémentaires après 13 jours
- puis une charge additionnelle de 210 kg après 20 jours.

Le deuxième mur a été chargé en une seule fois de 840 kg.



1.1.13.3.2 Résultats et conclusions

Pour le premier mur, à chaque ajout de charges, l'auteur a observé une déformation instantanée et entre chaque étape, la rigidité du mur n'a pas varié de manière très significative (15 à 19 kN/mm) selon lui.

Le taux de tassement le plus important a été enregistré durant les deux jours suivant l'application de la charge avant d'atteindre des valeurs oscillant entre 0.2 et 0.9 mm/jour soit entre 0.033 et 0.15 mm/botte/jour.

En comparant les 3 phases entre elles, on peut constater que :

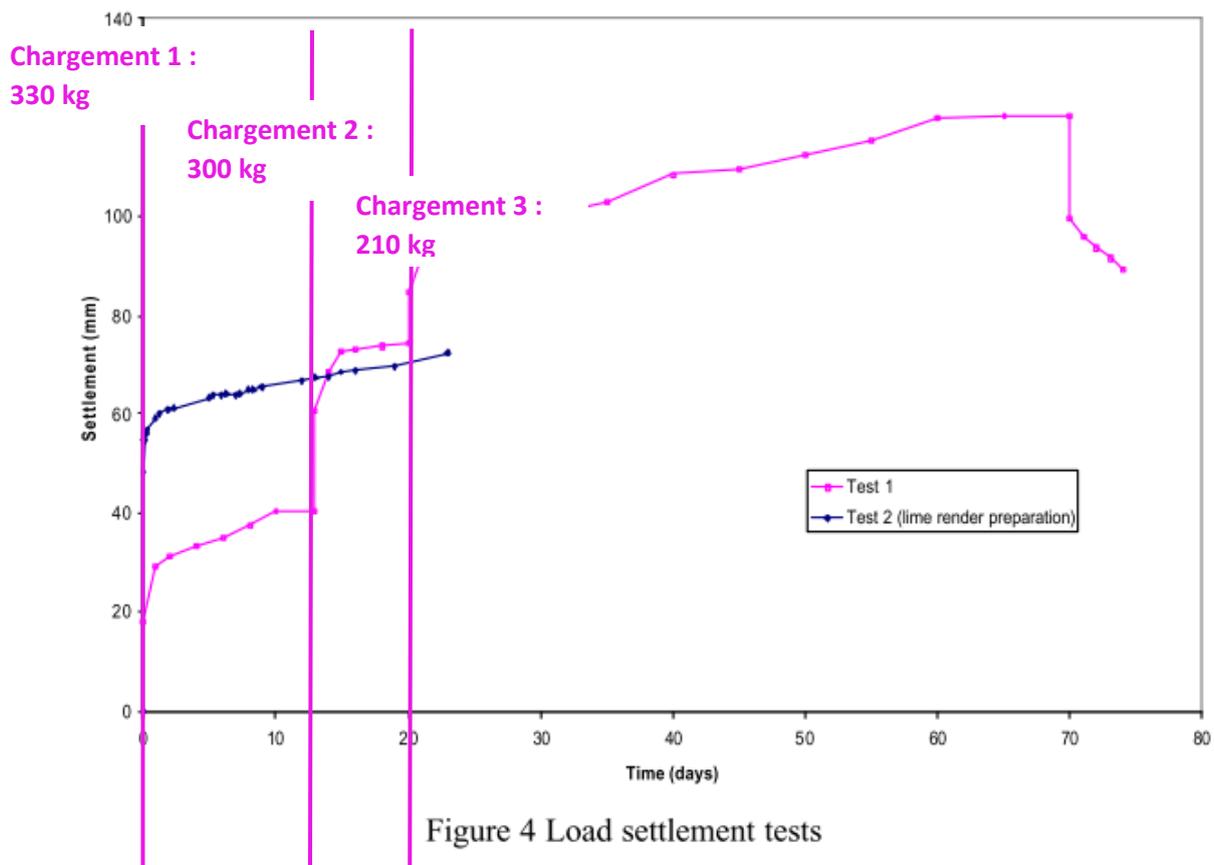
1. Chargement de 330 kg : Le tassement initial était de 18 mm et avait atteint 40 mm en 13 jours. La déformation initiale correspond donc à 45% de la déformation totale et a ainsi été **multipliée par 2.2**.
2. Chargement de 300 kg additionnels : Le tassement initial était de 40 mm et avait atteint 74 mm en 7 jours. La déformation initiale correspond donc à 54% de la déformation totale et a ainsi été **multipliée par 1.9**.
3. Chargement de 210 kg additionnels : Le tassement initial était de 74 mm et avait atteint 118.5 mm en 50 jours. La déformation initiale correspond donc à 62% de la déformation totale et a été **multipliée par 1.6**.

Suite au retrait de la charge après 70 jours, le 1^{er} mur est remonté de 22 mm puis de 10 mm supplémentaires 4 jours plus tard.

Le deuxième mur a subi un chargement de 840 kg en une seule fois. Sa rigidité (17 kN/mm) était très proche de celle du premier mur. Les mêmes faits ont été observés : la déformation s'accroissait avec le temps, la plus grande déformation a été enregistrée durant les deux jours qui ont suivi l'application de la charge et le taux de tassement était en moyenne de 0.5 mm/jour pendant les 3 premières semaines.

Le mur a continué de fluer pendant les 23 jours suivants avant une stabilisation complète. Le tassement initial était de 56 mm et avait atteint 72 mm à la fin de l'essai la déformation initiale correspond donc à 77% de la déformation totale. En 3 semaines, la déformation a été **multipliée par 1.3**.

Chargement en
une fois : 840
kg



Les valeurs données sont moyennées car d'après l'auteur, si on s'attardait sur le second mur, le tassement était 1.5 fois plus important sur l'un des côtés due certainement à une déformation inégale des bottes supérieures et donc d'une différence de densité. Toujours d'après lui, il est possible que les variations de température (10 à 23 °C) et d'humidité (30 à 70 %) dans le laboratoire en soient la cause.

1.1.13.4 Danielewicz et al. (2008)

Danielewicz et al. (2008) ont mené de nombreux essais dans le cadre d'un projet pour la FASBA qui est l'équivalent allemand du RFCP. Dans leur programme initial, des essais de fluage sur des bottes et sur des murs avaient été prévus mais certains ont été supprimés au profit des essais de relaxation. Donc seul 2 séries d'essais sur des bottes ont été maintenues.

1.1.13.4.1 Essai de fluage standard

1.1.13.4.1.1 Description des essais

Deux types de bottes ont été testés :

- Grosses bottes : Trois bottes de blé (185x80x48 cm) dites bottes « matelas » ou « jumbo » dont la densité variait entre 116 et 133 kg/m³ ont chargées à 40 kPa (soit 1.8T/m sur 45 cm de large)
- Petites bottes : Trois petites bottes de blé (80x48x36 cm) dont la densité variait de 87 à 97 kg/m³ ont été chargées à 60 kPa (soit 2.7T/m sur 45 cm de large) Les bottes sont très similaires aux modèles français et de faible densité pour de la paille utilisée dans le cas d'un chargement important.

Les essais sur grosses bottes ont été effectués avec une machine d'essai de crête (Figure). La charge a été introduite à travers un panneau en bois rigide.



Essai de fluage sur grosses bottes

Le banc d'essai de fluage sur petites bottes se compose essentiellement d'un support qui retient la botte de paille à tester et d'un levier qui se fixe d'un côté et applique un poids variable à l'autre sur la botte de paille dans son support. Il y a un capteur de force entre le bras de levier et la plaque d'introduction de charge supérieure pour mesurer la force actuellement active. La longueur de la botte de paille est fixée en longueur par des éléments d'introduction de charge et des tiges filetées (serrage latéral). La distance a été mesurée manuellement à l'aide d'un pied à coulisse.

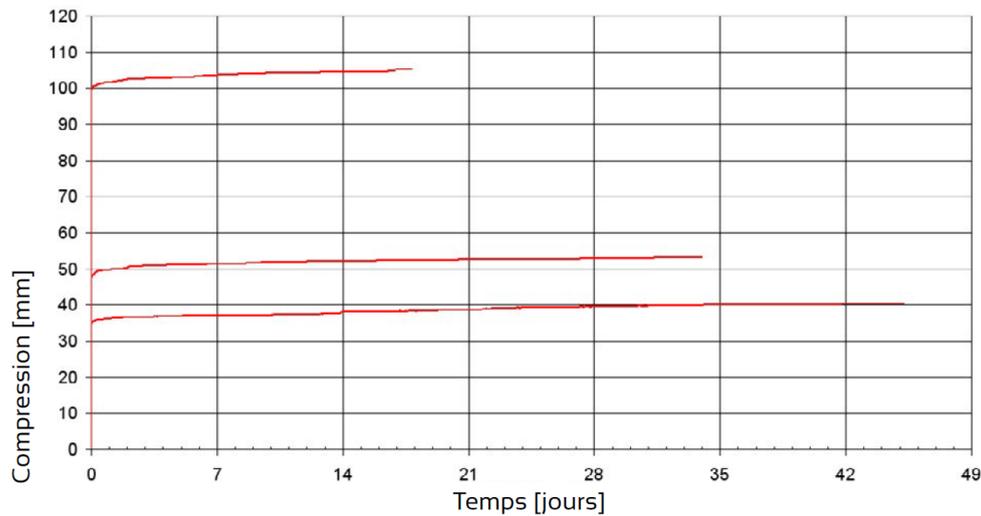


Essai de fluage sur petites bottes

1.1.13.4.1.2 Résultats et conclusions

Grosses bottes non précontraintes (p52 du rapport) : 7,7 à 21 % (35 à 100 mm/botte) de déformation instantanée ont été mesurés auxquels s'ajoutent 0.8 à 1.4% (5 à 0.7 cm/botte) de déformation différée en un mois. Au bout d'un mois, les bottes avaient subi 86 à 94% de la déformation instantanément et 6 à 14% de déformation différée. En un mois la déformation initiale a été **multipliée par 1.1**.

Essai de Fluage 1: 55 kN	$\sigma = 39,7 \text{ kN/m}^2$	durée de l'essai = 18 jours
Début: 10/01/2007	$\rho = 116 \text{ kg/m}^3$	$\epsilon_0 = 21\%$ à $\epsilon_{18} = 22,4\%$
Essai de Fluage 2: 60 kN	$\sigma = 39,7 \text{ kN/m}^2$	durée de l'essai = 35 jours
Début: 14/03/2008	$\rho = 122 \text{ kg/m}^3$	$\epsilon_0 = 10,5\%$ à $\epsilon_{35} = 11,7\%$
Essai de Fluage 3: 60,1kN	$\sigma = 39,7 \text{ kN/m}^2$	durée de l'essai = 45 jours
Début: 11/05/2007	$\rho = 133 \text{ kg/m}^3$	$\epsilon_0 = 7,4\%$ à $\epsilon_{45} = 8,6\%$



Petites bottes non précontraintes (p106 du rapport) : 1.5 à 4 % de déformation instantanée ont été observés auxquels s'ajoutaient 6.5 à 11 % de déformation en un mois. Au bout d'un mois, les bottes avaient subi 25 à 35% de la déformation instantanément et 65 à 75% de déformation différée. En un mois la déformation initiale a été **multipliée par 3 voire 4!!** (Bustarret et Hamelin 09/18) Les résultats sont très hétérogènes.

Tableau Propriétés physiques des balles et compression des balles HD couchées à plat

Proben-nummer	Abmessungen (m)			u (g/g)	ρ_{tr} (kg/m ³)	σ (kN/m ²)	ϵ_{K20} (%)	ϵ_{G20} (%)
	l	b	h					
1.5.1	0,80	0,36	0,48	0,12	97,58	60	11,20	34,88
1.5.2	0,80	0,36	0,48	0,12	91,48	60	7,36	35,66
1.5.3	0,81	0,36	0,48	0,13	87,46	60	5,87	36,55
Ø 60 kN/m ³	0,80	0,36	0,48	0,12	92,17	60	7,65	35,99

Avec

- u: teneur en humidité spécifique à la masse;
- ρ_{tr} : densité sèche;
- σ : tension d'essai;
- ϵ_{K20} : compression de fluage après 20 jours;
- ϵ_{G20} : compression totale après 20 jours;

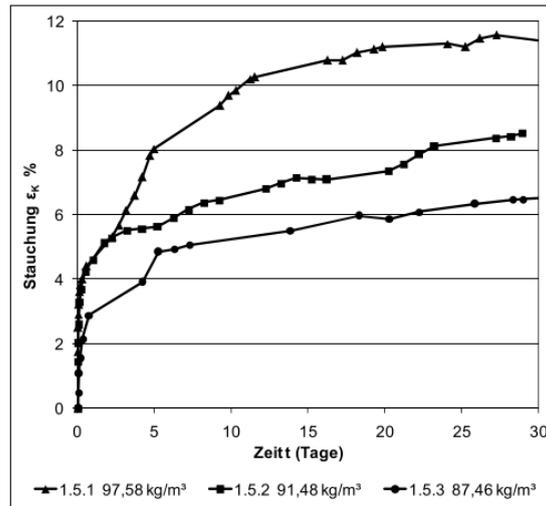


Figure Comportement au fluage des balles de blé HD couchées à plat à une tension de 60 kN / m²

1.1.13.4.2 Essai de fluage avec simulation de dégât des eaux

1.1.13.4.2.1 Description de l'essai

Pour cet essai, le banc d'essai a été équipé d'un film qui forme un bac imperméable à l'eau sous et autour de la botte.

Après l'application de la tension, la relaxation a d'abord été enregistrée toutes les heures pendant 24 heures. Le contrôleur logique programmable a été programmé pour que, dès que la tension tombe en dessous de 20 kN/m², il continue à appuyer jusqu'à ce que les 20 kN / m² soient à nouveau atteints et restent constants (mode fluage).

Après la phase de relaxation de 24 h, de l'eau a été versée jusqu'à une hauteur de 10 cm dans la cuve décrite et maintenue constante (10). En raison de l'influence de l'eau, la tension est tombée en dessous de 20 kN/m², le SPS a augmenté la tension à 20 kN/m² et la phase de fluage a commencé. Le changement de trajectoire a été enregistré tous les dixièmes de millimètre pendant 48 h (11).

1.1.13.4.2.2 Résultats

La section 4.3 décrit l'influence des dégâts d'eau sur la relaxation des balles de blé HD enduites et non enduites. Il a été constaté que la tension chute soudainement de façon spectaculaire. La question s'est posée de savoir dans quelle mesure cette chute de tension affecte le comportement au fluage. Plus précisément, la question était de savoir si la stabilité des constructions porteuses de ballots de paille est menacée en cas de dégâts d'eau.

Dans ce but, le test décrit en 2.4.4 a été développé en [2], dans lequel une tension de 40 kN / m² est d'abord appliquée. Cette tension correspond à la précontrainte d'un mur. Après application de la tension, la relaxation est enregistrée sur 24 heures puis la balle est placée 10 cm sous l'eau. Comme décrit en 4.3, il en résulte une baisse spontanée de la tension (relaxation). Une charge de 20 kN / m² (= 50% de la tension de démarrage) est simulée par le banc d'essai. Dès que la tension résiduelle tombe en dessous de 20 kN / m² (50%), la balle commence à fluer. Cette déformation de fluage est illustrée à la figure 4-8. La déformation par fluage se produit spontanément, qui s'affaiblit de plus en plus au cours du test et est d'environ 0,8% 28 heures après l'ajout de l'eau. Ce résultat suggère que les dégâts d'eau n'entraînent pas la rupture spontanée d'une structure porteuse en ballots de paille.

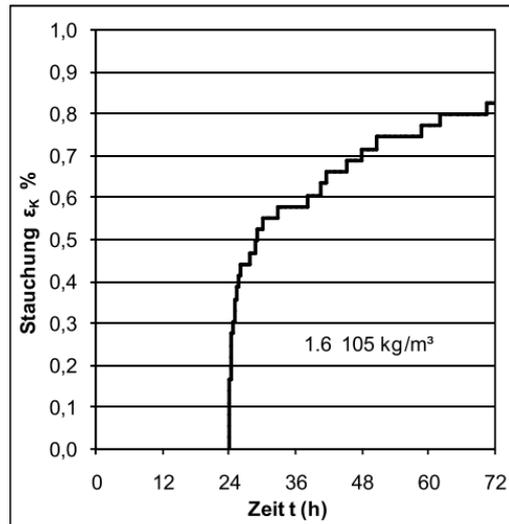


Figure 4-8: Déformation par fluage de balles de blé HD couchées latéralement à plat et verticales sous l'influence de l'eau

1.1.13.5 Krick (2008)

Krick (2008) a réalisé des tests de fluage sur des bottes de différents types. Trois étapes ont été identifiées par rapport au graphe représentant la relation entre relaxation de contrainte et fluage: une baisse rapide de la contrainte/déformation dans les premières minutes qui suivent l'application de la charge, puis un palier progressif qui à long-terme ne varie plus.

L'auteur a également investigué sur l'influence de différents paramètres tels que la densité sèche, le type de céréale, l'orientation des bottes, et le rôle de l'enduit.

Il en a conclu qu'il y avait une relation entre le niveau de charge et la réponse à la relaxation/fluage mais qu'apparemment, la densité et le type de céréale n'influaient pas. (Maraldi et al. 2018, p. 76)

1.1.13.6 Bustarret et al. (2018)

Bustarret et Hamelin (2018) ont établi un premier état de l'art sur des essais de fluage et ont présenté les travaux effectués en 2017 par des étudiants de l'IUT de Nîmes dans le cadre de leur projet de fin d'étude. Les travaux avaient été supervisés par J.Quirant et J.Averseng du LMGC de Montpellier.

1.1.13.6.1 Description de l'essai

Des essais étalés sur un an et réalisés sur deux murs précontraints avec des sangles à 1,2t/ml, 5% de la hauteur) de six rangées de bottes (110x45x35cm) dont la densité sur base sèche était de 100kg/m³. L'un était en paille nue et l'autre enduit avec un mélange de terre, de chaux et de plâtre d'épaisseur 3.5cm posé en deux couches.

La mesure a été réalisée via un laser mais les points de mesure sur le mur pouvaient induire une erreur de quelques millimètres. Le tassement du mur a été mesuré tous les 5 jours pendant 60 jours.



photo C.Hamelin



photo C.Hamelin

1.1.13.6.2 Résultats et conclusions (Bustarret et Hamelin 09/18)

1.1.13.6.2.1 Résultats

Sur le mur non-enduit, lors de la précontrainte évaluée par des dynamomètres sur les sangles à 26kPa (soit environ, 2.6t/m², 1.2t/ml), près de 10 cm de tassements ont été mesurés.

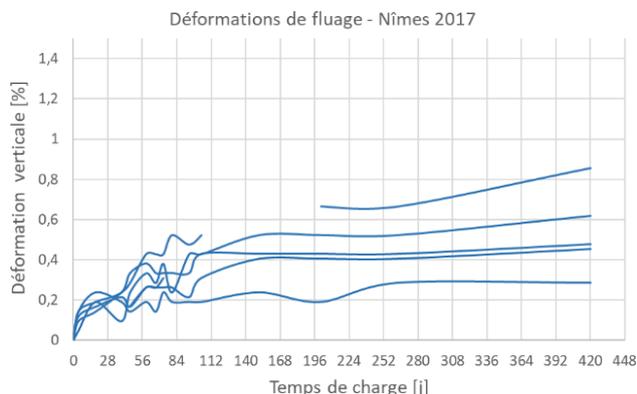
Plus tard, lors du chargement de 8.9kPa (soit 0.9t/m², 400kg/ml), la déformation a été mesurée entre 0 et 0.15% (0 et 0.5mm/botte) selon les endroits du mur. Le résultat était donc très faible. Ensuite, en un mois, la déformation initiale a été multipliée par un facteur 2 environ. Des déformations allant jusqu'à 0.7% ont été atteintes dans les 5 premiers mois puis les valeurs se sont stabilisées au niveau de la plupart des points mesurés.

Toutefois, pour le mur enduit avec un mélange terre-chaux-plâtre, aucune déformation de fluage mesurable n'a été observée après le chargement de 6.6kPa (environ 300kg/ml).

Essais de Nîmes

Densité : 100kg/m³ Pression : 9 kPa

Les différentes courbes correspondent à plusieurs capteurs de mesure.



1.1.13.6.2.2 Questionnements et ébauches de réponses

Les auteurs se sont demandés si le comportement d'une botte pouvait être extrapolé à celui d'un mur de manière proportionnelle.

Si cela a été observé dans le cas de déformations instantanées, pour le fluage cela restait à vérifier.

Quand les murs se tassent les sangles de précontrainte se détendent et parfois n'appliquent plus de contrainte dans le mur. La charge n'étant pas constante, est-il correct de parler encore de fluage? (Bustarret et Hamelin 09/18)

Il serait plus pertinent de mener les essais sur un mur entier et pas sur une botte seule. (Bustarret et Hamelin 09/18)

Il faudrait faire varier les dimensions, le type de céréale, la densité des bottes pour essayer d'extraire une loi de comportement mais apparemment le peu de littérature présente actuellement ne permet pas d'établir une loi de comportement. (Bustarret et Hamelin 09/18)

Les enduits et les bloqueurs verticaux de fixation empêchent ou ralentissent le tassement sous les charges des niveaux supérieurs ou des sangles tout en calant les cotes de dimension.

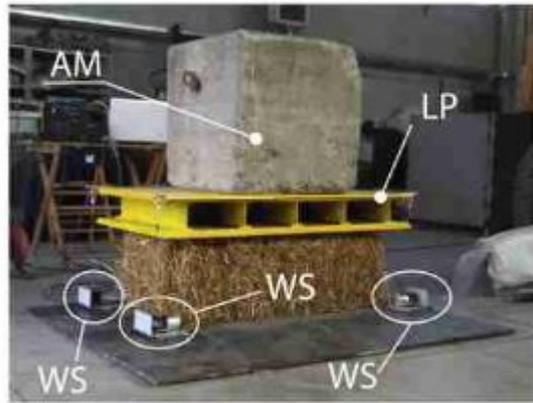
A l'inverse les murs non enduits, non fixés à des poteaux en bois et qui sont chargés (niv. sup) subissent des tassements à court-terme (après une semaine) ou à plus long-terme (après plusieurs mois). (Bustarret et Hamelin 09/18)

1.1.13.7 Maraldi et al. (2018)

Jusqu'à maintenant les auteurs avaient présenté des travaux expérimentaux sans comparer les résultats à ceux d'une approche analytique. Maraldi et al (2018) ont essayé de proposer un modèle.

1.1.13.7.1 Description de l'essai

26 petites bottes à deux ficelles (1062x499x383mm pour 94kg/m³) ont été testées. Elles étaient disposées à plat et soumises à 3 différents niveaux de charges imposés : 3041 N, 8240N et 11 280 N. La teneur en eau a été mesurée et était inférieure à 18%. Les essais ont été menés à température ambiante.



Banc d'essai avec LP est la plaque de chargement (load plate); AM est la masse additionnelle (additional mass); et WS sont les capteurs de déplacement wire sensors.

1.1.13.7.2 Approche analytique

Le déplacement a été assimilée à une fonction inversement exponentielle.

$$u(t) = u_{\infty} \left(1 - e^{-(t/\tau_c)^{bc}} \right)$$

Avec

- $u(t)$ le déplacement vertical de la botte au cours du temps,
- u_{∞} , la valeur asymptotique du déplacement une fois la botte définitivement stabilisée,
- τ_c la période de fluage caractéristique
- et bc l'exposant d'étirement.

Cela donne donc la fonction suivante :

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_{\infty} \left(1 - e^{-(t/\tau_c)^{bc}} \right),$$

Avec ε_{∞} la valeur asymptotique de la déformation.

Le coefficient de fluage $\varphi_{\infty,0}$ permet de connaître la tendance du comportement visqueux d'un matériau. Il est défini comme étant le ratio entre ε_{∞} et la déformation élastique initiale:

$$\varphi_{(\infty,0)} = \frac{\varepsilon_{\infty}}{\varepsilon_0}$$

$\varphi_{\infty,0}$ vaut entre 25 et 85 MPa pour le béton et entre 1.5 et 6 MPa pour la maçonnerie.

$\varphi_{\infty,0}$ est défini selon l'Eurocode 2 et la formule pour la maçonnerie a été introduite par Lenczner (1988)

1.1.13.7.3 Résultats et conclusions

D'après le graphe, comme il a été souvent observé dans la littérature, après un déplacement initial important, la botte ne se tasse plus tellement et atteint une valeur asymptotique. La déformation

initiale variait de 5.2 % à 11.2 % et atteignaient au but de quelques jours 5.6 à 11.5 %. Donc la déformation initiale représentait entre 93 et 97% de la déformation totale à l'exception d'un cas (une botte chargée à 11 280 N).

On constate également qu'au-delà d'une certaine charge le tassement initial et par la suite la déformation due au fluage sont très proches (courbes bleue et rouge).

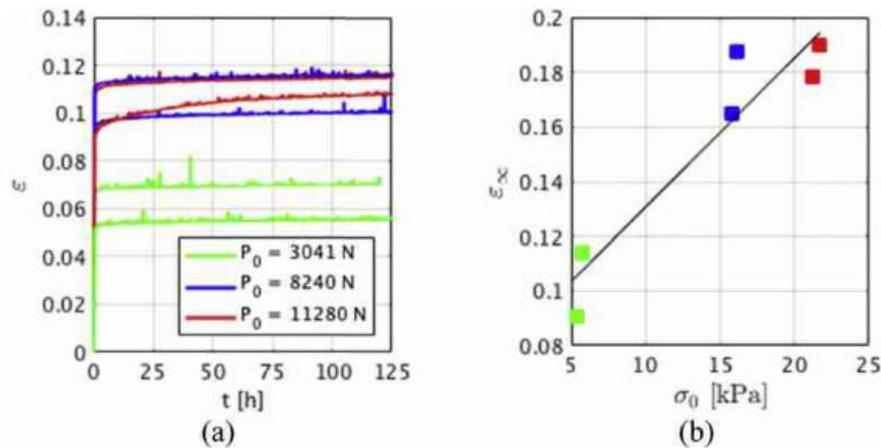


Fig. 7 – Creep tests: (a) bales vertical strain over time; (b) asymptotic strain as a function of the imposed vertical load.

D'après l'auteur, cette réponse peut être assez justement assimilée à une fonction exponentielle étirée. Une période fluage de 9.44×10^6 s et un exposant d'étirement bc de 0.019. Il n'y a pas de corrélation entre ces paramètres et les valeurs de charges. Dans le cas de fluage, ces paramètres peuvent être considérés comme constants.

$\varphi_{\infty,0}$ d'une brique de maçonnerie s'approche de celui d'une botte de paille cependant le coefficient est trop variable. Dans le meilleur des cas, la performance d'une botte se rapproche de celui d'un béton de classe moyenne.

Même si cette approche paraît intéressante, on peut regretter la durée trop courte des essais (5 jours) pour pouvoir réellement conclure sur les expériences.

1.1.14 Analyse

On peut d'après l'état de l'art établi précédemment conclure que plusieurs paramètres impactent sur le fluage d'un mur en botte de paille.

1.1.14.1 L'influence du type de botte (dimension et densité)

Il a été constaté que la petite botte de paille nue (non précontrainte) fluait rapidement et de manière importante tandis que la botte jumbo ou matelas nue réagissait mieux son fluage. Est-ce que cette différence serait due à la dimension des bottes ou à leur densité ?

Plusieurs pistes sont à explorer :

- **Piste 1 : La densité.** Les bottes plus denses semblaient moins fluer. Comme l'ont suggéré Bustarret et Hamelin (2018), un des objectifs pourrait être d'obtenir un pourcentage de déformation de fluage pour chaque plage de densité de bottes.
- **Piste 2 : Le format de botte.** Plus la botte sera haute, sera le pourcentage de déformation. Ainsi une petite botte aura une déformation plus forte en pourcentage de hauteur.

Interrogation : Dans une botte, le réarrangement des fibres crée une déformation irréversible. Est-ce que cette déformation irréversible estimée et connue pour des chargements courts est différée dans le

temps ? Si oui elle pourrait expliquer une différence entre les petites bottes et les grandes de densité égales dans leur réponse au fluage. (Bustarret et Hamelin 09/18)

1.1.14.2 L'influence de la précontrainte du mur

La comparaison des résultats d'essais sur petites bottes à Nîmes suggère que la précontrainte a considérablement limité le fluage de la paille nue sans l'annuler pour autant.

Si la réponse de la part de fluage est très sensible à la densité, alors la précontrainte pourrait être envisagée comme outil pour diminuer le fluage en augmentant de 5 ou 6kg/m³ la densité. Si la réponse en fluage n'est sensible qu'à de grandes variations de densité (+20kg/m³) alors la précontrainte ne saurait influencer le fluage par le faible changement de densité qu'elle implique. Même dans ce cas, il n'est pas exclu que la précontrainte ait un effet notable sur le fluage, par un autre mécanisme que le changement de densité. Par exemple par l'élimination de la phase d'écrasement initiale irréversible du mur, qui est potentiellement moins différée dans le temps s'il y a précontrainte.

- **Piste 3 : La précontrainte** influe-t-elle sur le fluage ? En termes pratiques, est-il possible d'annuler le fluage grâce à de la précontrainte ? Pour l'instant seul le mur de l'essai de Nîmes était précontraint. (Bustarret et Hamelin 09/18)

Interrogation : pour une contrainte similaire (11 et 9 kPa) est-ce que seule la densité des bottes américaines leur a permis de stopper leurs déformations plus tôt que le mur de Nîmes ? Est-ce que le confinement entre des grilles métalliques latérales a joué un rôle ? En tout cas la disposition des bottes en quinconce et la précontrainte de Nîmes sont moins efficaces pour diminuer le fluage que la haute densité et les grillages autour de la colonne de bottes américaine. (Bustarret et Hamelin 09/18)

1.1.14.3 Le temps de stabilisation de la déformation dans le temps

Les essais américains sur les bottes non précontraintes montraient qu'après 3 mois la déformation n'évoluait presque plus et que les bottes s'étaient peut-être stabilisées grâce au maintien latéral sur les grands côtés.

Pour l'essai français, le temps de stabilisation qui a été évalué à 4 mois différerait pour un mur de même hauteur, légèrement moins dense et moins chargé.

- **Piste 4 : La charge.** Le temps de stabilisation de la déformation diminue-t-il avec des charges importantes ?
- **Piste 5 : La stabilisation latérale.** Des appuis latéraux horizontaux tels que les grillages mis en place dans l'essai américain permettent-ils à toute la botte de travailler et de mieux répartir les efforts ce qui diminuerait les déformations instantanées et de fluage ? Il semble que dans une botte non tenue latéralement, les fibres en extrême périphérie de la botte ne reprennent presque aucune pression. (Bustarret et Hamelin 09/18)

1.1.14.4 Recherches futures suggérées

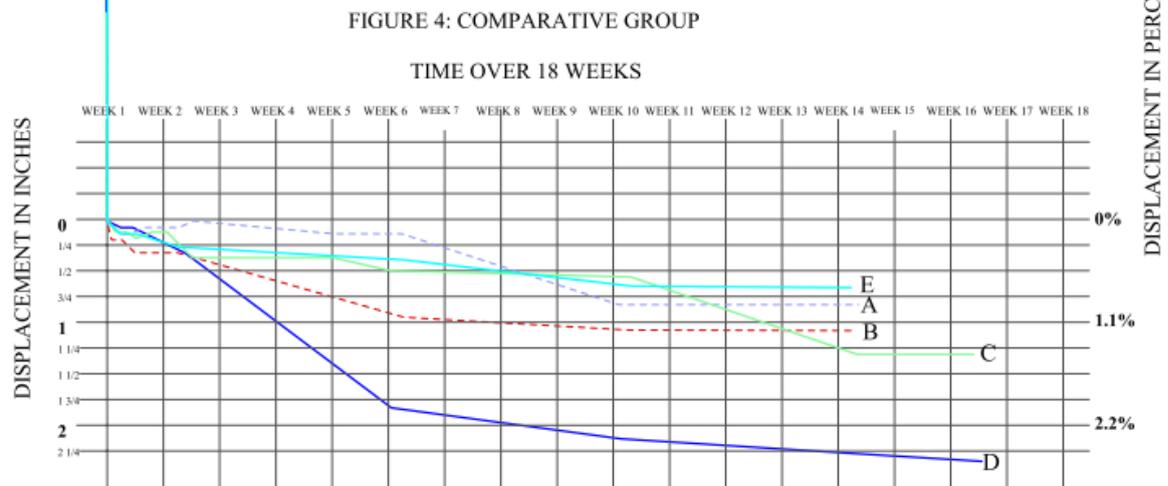
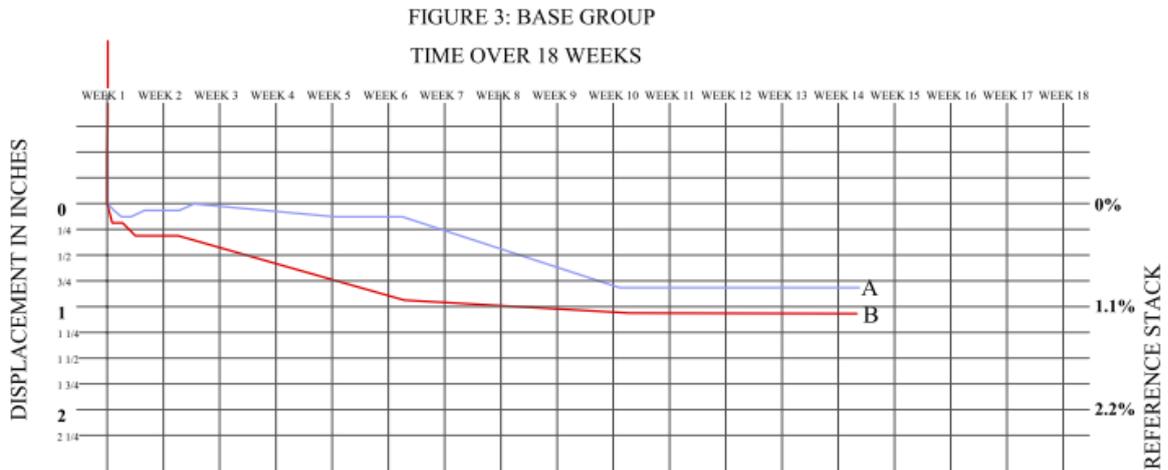
Il serait intéressant de :

- Faire varier **le niveau de charge** : 500, 1 000 et 1 500 kg/mètre linéaire sur 3 murs en petites bottes, (ce qui équivaut à des contraintes dans le mur de 8.9, 13.3 et 20 kPa)
- Faire varier **la précontrainte** : 3 à 6% de la hauteur du mur sur 3 autres murs (1cm/botte, 1.5cm/botte, 2cm/botte)
- Faire varier **la densité des bottes** : 80, 110, 130 kg/m³ sur 3 murs

Avec 9 murs test il y aurait un panel raisonnable de résultats avec notamment un mur témoin réalisé en 3 exemplaires (charge 400kg/ml, précontrainte 5%, densité 100kg/m3).

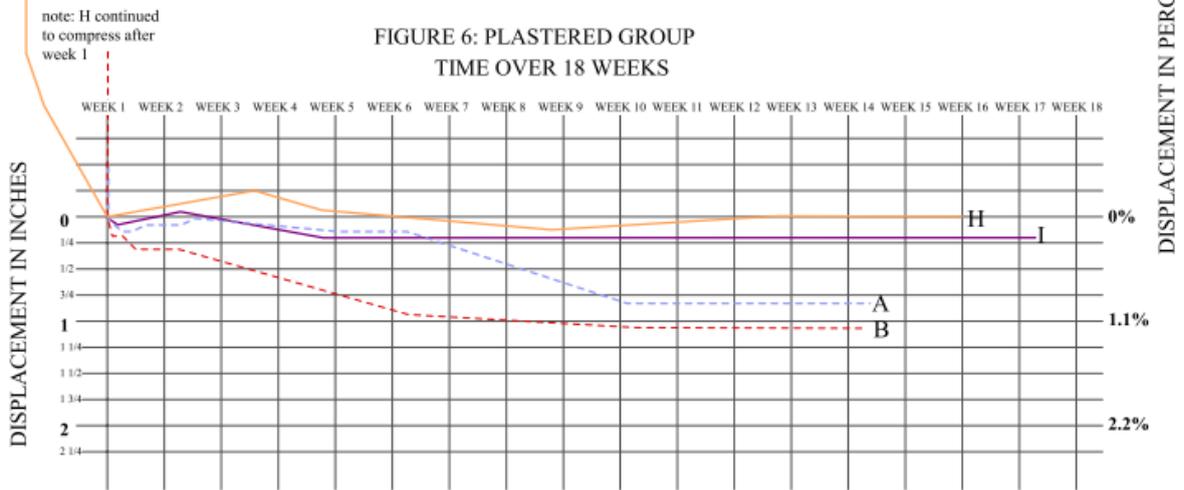
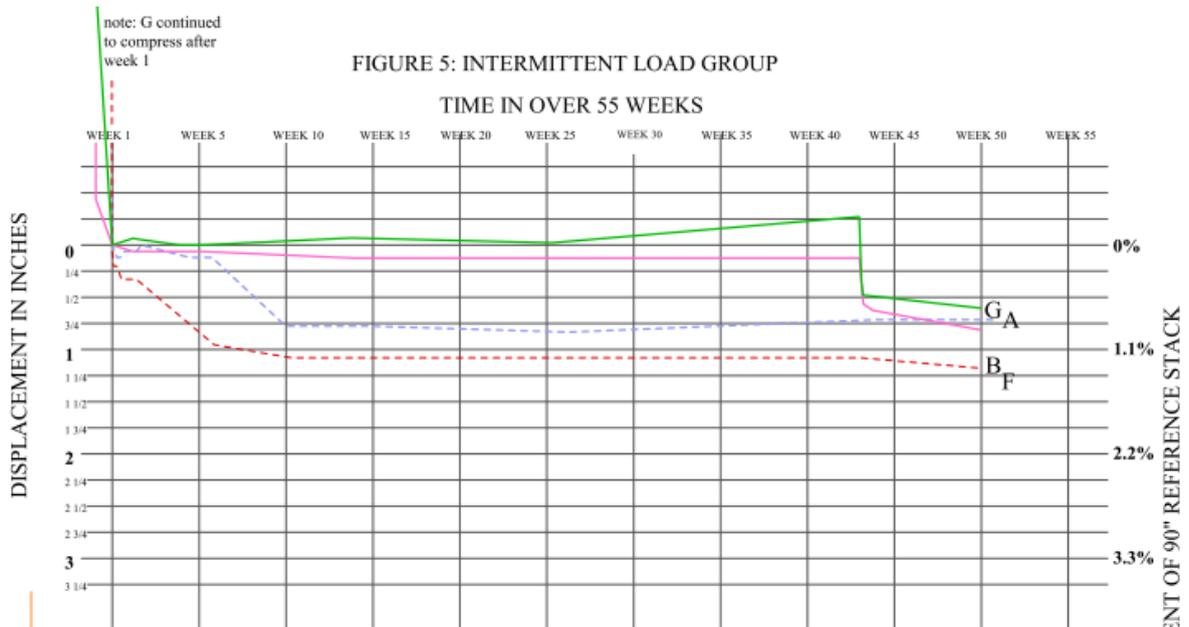
Les mesures de déformation doivent être effectuées à une semaine, à un mois et après jusqu'à stabilisation.

1.1.15 Annexes



KEY:

- | | | | |
|----------------------------------|---|-----------------------------------|---|
| STACK A 3-STRING LOW | ■ | STACK F INTERMITTANT LOW 400lb. | ■ |
| STACK B 3-STRING HIGH | ■ | STACK G INTERMITTANT HIGH 1600lb. | ■ |
| STACK C WHEAT 3-STRING 1600lb. | ■ | STACK H EARTH PLASTER LOW 400lb. | ■ |
| STACK D 2-STRING RICE 1600 lb. | ■ | STACK I CEMENT LIME PLASTER | ■ |
| STACK E 3-STRING ON EDGE 1024lb. | ■ | | |



KEY:

STACK A 3-STRING LOW	■	STACK F INTERMITTANT LOW 400lb.	■
STACK B 3-STRING HIGH	■	STACK G INTERMITTANT HIGH 1600lb.	■
STACK C WHEAT 3-STRING 1600lb.	■	STACK H EARTH PLASTER LOW 400lb.	■
STACK D 2-STRING RICE 1600 lb.	■	STACK I CEMENT LIME PLASTER	■
STACK E 3-STRING ON EDGE 1024lb.	■		

1.1.15.1 Bibliographie

Bouter, André de; King, Bruce. (2009) Concevoir des bâtiments en bottes de paille. Champmillon, Paris : la Maison en paille; Eyrolles.

Bustarret, Gil; Hamelin, Cédric (09/18) Fluage des murs en bottes de paille : l'état de l'art. Avec la collaboration de l'Association Nebraska. Grenoble. En ligne : <http://nebraskaconstruction.fr/wp-content/uploads/2019/02/FLUAGE-SYNTHESE-NEBRASKA-2018.pdf>, consulté le 29 janvier 2020.

Danielewicz I., Fitz C.; Hofbauer W.; Klatecki M.; Krick B. Grundlagen zur bauaufsichtlichen Anerkennung der Strohballenbauweise- Weiterentwicklung der lastragenden Konstruktionsart und Optimierung der bauphysikalischen performance », - Recherche Google. Avec la collaboration de FACHVERBAND STROHBALLEN DEUTSCHLAND (FASBA).

Maraldi, Mirko; Molari, Luisa; Molari, Giovanni; Regazzi, Nicolò (2018) Time-dependent mechanical properties of straw bales for use in construction. In : Biosystems Engineering, vol. 172, p. 75–83. DOI: 10.1016/j.biosystemseng.2018.05.014.

Smith Daniel (2003) Creep in bale straw. En ligne : http://web.archive.org/web/20030819182517/http://www.ecobuildnetwork.org/pdfs/Creep_report.pdf.

Walker P. (05/04) Compression load testing straw bale walls.

Relaxation

1.1.16 Définition

La relaxation est une propriété de matériau de l'acier de précontrainte et agit de manière inverse au fluage du béton. Le terme relaxation décrit la réduction de la contrainte existante appliquée à une déformation de matériau.

Le but de cette synthèse est d'établir les facteurs qui favorisent ce phénomène et de cibler ou de suggérer des solutions pour s'en affranchir.

1.1.17 Etat de l'art

(a)[Danielewicz et al. \(2008\)](#)

Danielewicz et al. (2008) ont mené de nombreux essais dans le cadre d'un projet pour la FASBA qui est l'équivalent allemand du RFCP. Dans leur programme initial, des essais de fluage sur des bottes et sur des murs avaient été prévus mais certains ont été supprimés au profit des essais de relaxation. La plupart des tests ont été effectués au sous-sol du Laboratoire de recherche pour les bâtiments expérimentaux (FEB) de l'Université de Kassel.

Deux types de bottes ont été testées :

- Grosses bottes : Trois bottes de blé (185x80x48 cm dont la densité variait entre 116 et 133 kg/m³ ont chargées à 40 kPa (soit 1.8T/m sur 45 cm de large)

- Petites bottes : Trois petites bottes de blé (80x48x36 cm) dont la densité variait de 87 à 97 kg/m³ ont été chargées à 60 kPa (soit 2.7T/m sur 45 cm de large) Les bottes sont très similaires aux modèles français et de faible densité pour de la paille utilisée dans le cas d'un chargement important.

1.1.17.1 Essais sur grosses bottes

Pour les essais sur grosses bottes, les chercheurs ont testé des bottes individuelles et des murs de bottes. Le programme des essais est résumé dans les tableaux suivants

Tableau 10 Programme des essais sur grosses bottes (Source : Danielewicz et al. (2008))

1.3		3 Druckversuche bei einer Anfangsspannung von 40, 70, 100 kN/m ² $\varepsilon = \text{konst.}$	σ -Kennlinie. Relaxationsverhalten
2.3		1 Druckversuch Die Belastung wird auf der Grundlage der Ergebnisse aus den Versuchen 1.2 und 1.3 festgelegt	Verifizierung der σ -t-Kennlinie, Spannungsabbau (Relaxation)
2.3		2 Versuche Messung der Verluste der Vorspannkraft unter konstanter Stauchung, wie unter 2.1 erzeugt Versuchsdauer: Wand 1 t = 80 Tage Wand 2 t = 100 Tage	Überprüfung der Relaxationsverluste der Einzelballen Festlegung der erforderlichen Vorspannung für t = 0

Pour les éléments de mur précontraints, la plage de tension est d'environ 80-120 kN / m². À la suite de la relaxation, environ 50% du stress est libéré.

1.1.17.2 Essais sur bottes individuelles

1.1.17.2.1 Description de l'essai

Lors des essais de relaxation, les auteurs ont tenté de déterminer la perte de contrainte en compression sur des grosses bottes (cf caractéristiques au sous-chapitre fluage). Ainsi trois mesures (bottes n° 10, 9 et 13) ont été réalisées en maintenant une déformation constante durant 33 jours et non les 80 à 100 jours prévus Les déformations ε_0 appliquées étaient pour les 3 essais respectivement de 10%, 20% et 30%.

La perte de la tension ou de de compression appliquée était mesurée par des dynamomètres

Sur deux bottes supplémentaires (bottes n° 7 et 6), des essais ont été effectuées sur des durées beaucoup plus courtes à savoir de 4 et 7 jours.



Figure 28 Essai de relaxation sur bottes séparées - De gauche à droite: botte n°13 avec $\epsilon_0= 10\%$, la botte n°9 avec $\epsilon_0= 20\%$ et la botte n°10, $\epsilon_0= 30\%$ (Source Danielewicz et al. (2008))

1.1.17.2.2 Résultats et analyse

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 11 Synthèse des résultats des essais (Source Danielewicz (2008))

N° botte	Masse volumique [kg/m ³]	Déformation ϵ_0 [%]	Durée [j]	Contrainte T0 initiale [kN/m ²]	Contrainte Tf finale [kN/m ²]	Perte de contrainte (T0 – Tf)/T0 [%]
10	122,7	30	33	139	57	59
9	138,2	20	33	126	68	46
13	130,1	10	33	46	20	56
7	119,0	30	4	146	71	51
6	121,6	20	7	96	51	46

La relaxation est mesurée à 3 reprises durant l'essai :

- Phase 1 : jusqu'à 1h après l'application de la charge
- Phase 2: jusqu'à 2 jours après l'application de la charge
- Phase 3: jusqu'à la fin de l'essai

Phase 1 :

Une heure après l'application de la charge, la tension diminue déjà de 20% à 30 %. La perte de tension se déclenche dès que la charge est appliquée. La valeur moyenne de la perte des 5 bottes est de 24% et la moyenne entre les bottes 9, 10, 13 qui seront testées à long-terme est de 22%.

Phase 2 :

Les pertes atteignent en moyenne 41 % (moyenne parmi 5 bottes) ou 38% (moyenne des bottes 9, 10 et 13) par rapport à la tension initiale et cela correspond à 73 % de la perte de contrainte finale. D'après les auteurs, l'influence de la masse volumique des bottes ne semble pas déterminer la valeur de la perte de tension. Cependant, ils admettent que leur analyse est à prendre avec des pincettes en raison du nombre réduit de bottes testées et de l'influence de la hauteur de la compression qui ne peut être considérée indépendamment de la masse volumique.

Phase 3 : Lors de cette dernière phase, la perte de tension devient lente et constante.

- Pour la botte 13 ($\epsilon_0 = 10\%$) le phénomène de relaxation se stabilise après 14 jours. **La valeur finale de la perte de tension serait alors de 56 %.**
- Pour la botte 9 ($\epsilon_0 = 20\%$) la courbe tend vers une asymptote. On peut donner une valeur de $\sigma = 70 \text{ kN/m}^2$ ce qui signifierait **une relaxation totale de 56%.**
- **Pour la botte 9** ($\epsilon_0 = 20\%$) le phénomène de relaxation se stabilise après 14 jours. **La valeur finale de la perte de tension serait alors de 46 %.**
- Pour la botte 10, comprimé avec $\epsilon_0 = 30\%$, une durée d'observation plus importante serait nécessaire. En effet, même en ayant atteint **59% de perte de tension** après 33 jours, le phénomène se poursuivait même après. Malencontreusement, la botte la plus légère a été la plus précomprimée.

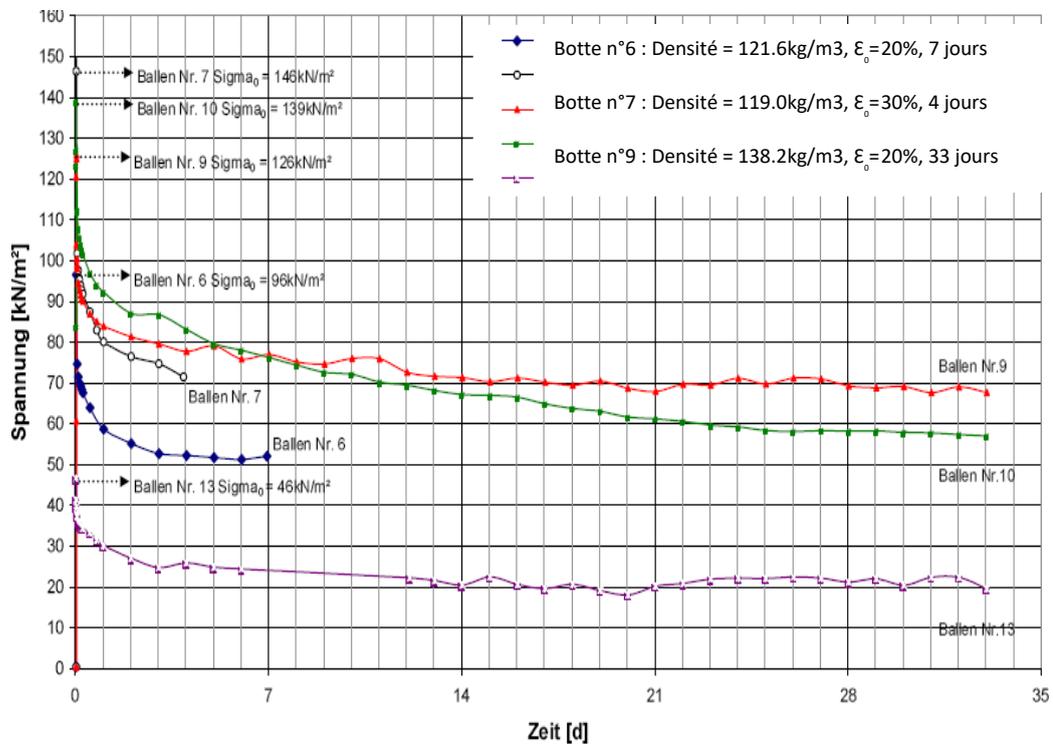


Figure 29 Essai de relaxation sur les bottes 6, 7, 9, 10, 13

- Diminution de la tension à compression constante (Source Danielewicz (2008))

Les courbes d'effort-déplacement représentées dans la Figure 30 montrent une évolution discontinue, caractérisée par des variations de tension en phase 3. Cela s'explique par des facteurs climatiques comme la température de l'air et l'hygrométrie auxquelles les bottes sont exposées lors de l'essai. Par exemple, pour la botte 10, on peut constater que les variations de tensions suivent les variations de température de façon décalée. La tension élevée mesurée entre le 14ème et le 30ème jour d'essai correspond aux températures élevées des jours du mois d'août 2006.

Dans la Figure 30, l'influence des variations thermiques journalières a été "corrigé" par le calcul afin d'obtenir une meilleure lisibilité.

Les variations de l'hygrométrie n'ont pas été enregistrées, de ce fait l'influence de ce paramètre n'a pu être évaluée.

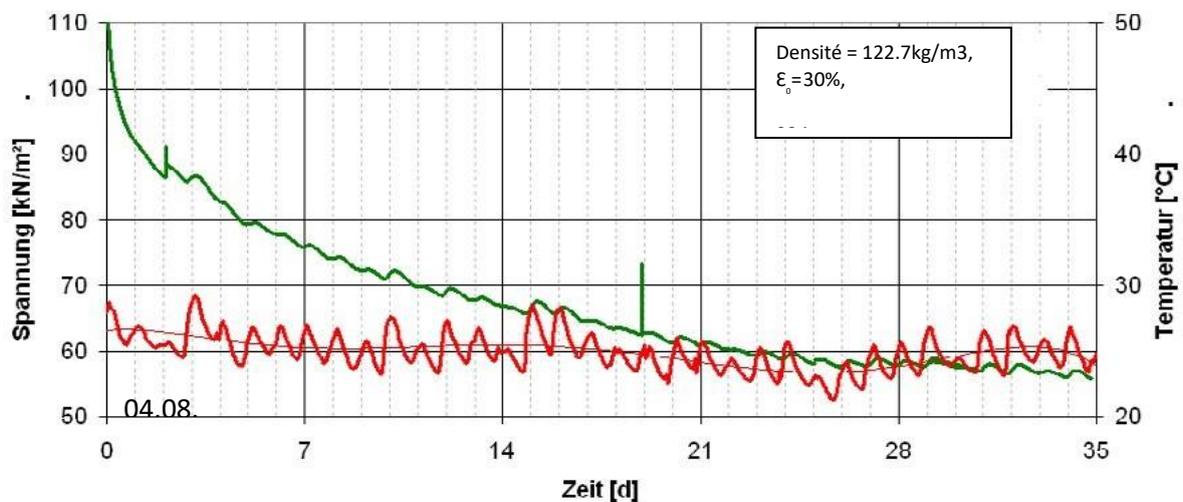


Figure 30 Essai de relaxation sur la botte 10 du 04/08/2006 au 08/09/2006 (35 jours)

- Influence de la température dans la diminution

de la tension à compression constante. (Source Danielewicz et al. (2008))

1.1.17.2.2.1 Essais sur murs de grosses bottes

Les chercheurs précisent à juste titre que des essais sur des bottes ne permettent pas de qualifier la contribution du comportement porteur relatif à la l'interface entre les bottes.

1.1.17.2.2.1.1 Description de l'essai

Deux murs d'environ 3 m de haut en bottes de paille ont été construits et examinés. Les principales différences sont liées au niveau de précompression et de son initiation et à la configuration.

1.1.17.2.2.1.1.1 Mur 1

Après précompression, le mur doit avoir une hauteur de plancher habituelle d'environ 2,80 m.

Pour ce faire, 7 bottes de paille (n° 14 en bas, 15, 16, 18, 17, 11, 19 en haut) ont été empilées et maintenues entre deux panneaux en bois (lxlxh = 200 cm x 82 cm x 16 cm).

La hauteur totale du mur non comprimé était de 325 cm et la compression a entraîné une perte de hauteur totale (panneaux en bois compris) de 23% de 282 cm. La densité apparente moyenne des bottes de paille utilisés était de $\rho = 130,8 \text{ kg / m}^3$ avec des valeurs qui variaient entre 120 et 139 kg / m³. Le mur pesait $m = 1056 \text{ kg}$.

La précontrainte a été réalisée à l'aide de quatre tiges d'acier de précontrainte $\varnothing 16$ mm à traversant l'ensemble lisses - bottes de paille.

Avant que les murs puissent être érigés, ils ont été comprimés manuellement à $\epsilon = 6\%$ via des écrous sur les tiges de serrage. La hauteur souhaitée a été atteinte avec des dispositifs de précontrainte hydraulique.

Les forces introduites ont été mesurées à l'aide de dynamomètres et les déplacements ont été mesurés manuellement à l'aide d'un mètre ruban.

Afin de générer la force de précompression souhaitée de 165 kN, un serrage d'environ 75 cm a été nécessaire, ce qui correspondait à une compression des bottes de paille de 23%.

Ici, afin de comprimer uniformément le mur, quatre câbles tendus par paires maintenaient le niveau horizontal à tout moment. A environ 16% de compression, un déplacement horizontal du cadre dans les directions longitudinale et transversale a été constaté. A la fin de la précompression, le déplacement horizontal du cadre par rapport à la base était de 15 cm dans le sens longitudinal et de 10 cm dans le sens transversal le mur.

Des déformations sont apparues (marquage bleu sur les bottes de la Figure 33) La cause de la distorsion inattendue du mur serait due à l'hétérogénéité des bottes utilisées causée par un mauvais compactage lors de leur fabrication.

L'utilisation de bottes "directement sur le terrain" sans contrôle qualité peut toujours conduire à des résultats similaires.

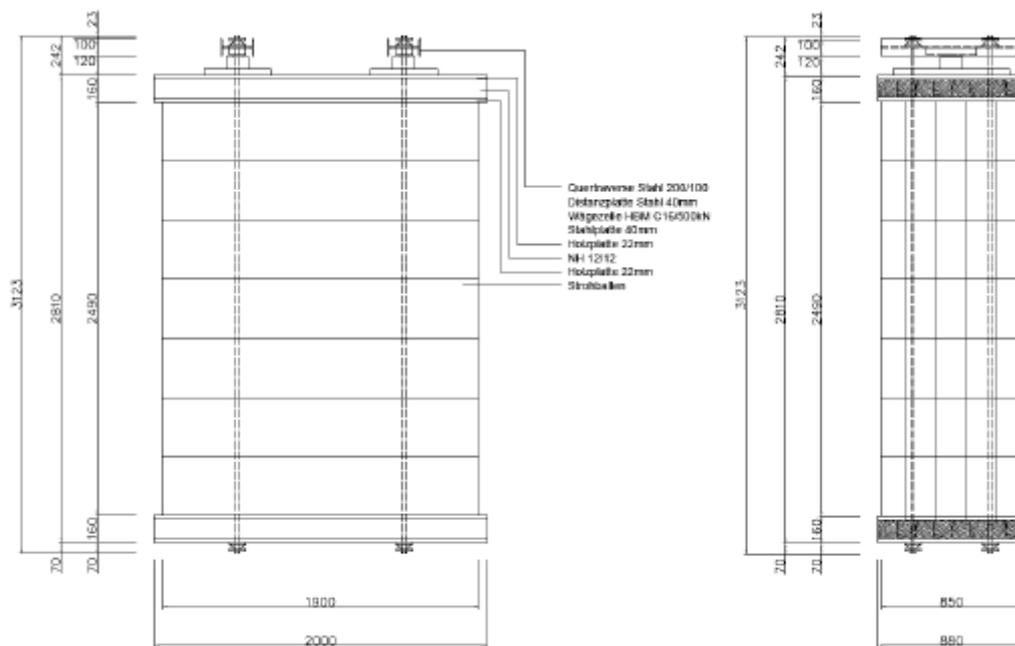


Abbildung 4-1: Wandelement I, M 1:33

Figure 31 Plans techniques des murs en bottes de paille (Source : Danielewicz et al. (2008))



Figure 32 Précompression du mur couché à plat (Source : Danielewicz et al. (2008))

L'expansion transversale des bottes de paille individuels dans le mur 1 était de $\epsilon_l = 9,8\%$ dans le sens longitudinal et $\epsilon_b = 7,5\%$ dans le sens de la largeur du mur.

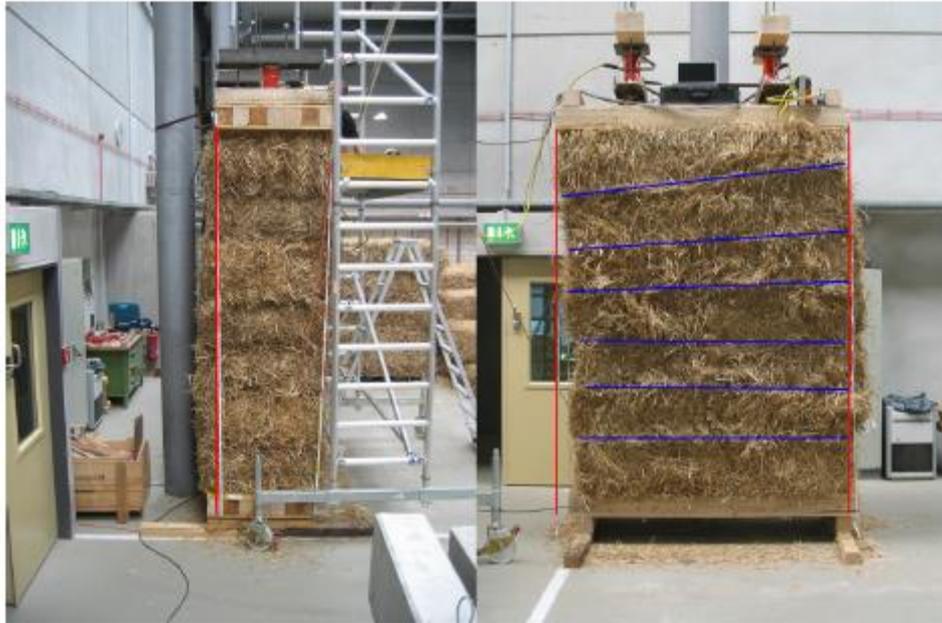


Figure 33 Compression du mur 1 - Marquage rouge : flambement par rapport à l'aplomb - Marquage bleu : compression hétérogène des bottes (Source : Danielewicz et al. (2008))

1.1.17.2.2.1.1.2 Mur 2

Le mur 2 a été conçu de la même manière que le mur 1. Il est également composé de

7 bottes de paille (n° 30 à 36) et précontraint couché sur le sol via des panneaux en bois de 40 cm de large. La hauteur totale du mur non comprimé était de 326 cm. D'après les tests effectués sur les bottes, afin d'obtenir une contrainte à long-terme de 40 kN/m², il faut obtenir une contrainte de 80 kN/m² via une déformation initiale de 15% en moyenne. Pour les bottes en tête et en pied de mur, il faudrait même une compression de 22.5%.

Le tassement final était de 56 cm et le mur précontraint avait une hauteur « finale » de 271 cm (sans les éléments en bois).

La précompression a été initiée à l'aide de quatre tirants (comme pour le mur 1). Le mur 1 avait été précontraint couché sur le sol. Il y a cependant une différence au niveau de la méthode. Les quatre tirants ont été précontraints séparément. Le mur a été érigé une semaine plus tard. Les déformations observées sur le mur 1 n'ont pas eu lieu ici. Le mur pouvait donc être comprimé uniformément.

La légère courbe à gauche sur le côté gauche du mur (Figure XX à droite) résulterait des différentes largeurs des bottes utilisées.

L'assemblage du mur a d'abord été installé sur une surface plane.



Figure 34 Précompression du mur couché à plat (Source : Danielewicz et al. (2008))



Abbildung 4-5: Fertiggestellte Wand 2, Stauchung $\epsilon = 16\%$

Figure 35 Compression du mur 2 - flambement par rapport à l'aplomb mais distribution homogène des contraintes dans les bottes (Source : Danielewicz et al. (2008))

1.1.17.2.2.1.2 Résultats et analyse

1.1.17.2.2.1.2.1 Mur 1

Le mur 1 a été comprimé à 23,5%. A cela une force de 163 kN a été appliquée, la tension initiale était de 113kN/m². Cinq jours après sa construction le mur a dû être déchargé pour modifier légèrement le système d'induction de charge. Suite à cette intervention la compression initiale de 23,5% a été appliquée. Cet historique est visible dans l'illustration 4-6.

Comparable aux bottes séparés, la plus grande perte de la précontrainte s'effectue immédiatement après son application. Pendant l'observation de 99 jours, la diminution de la précontrainte ne s'est pas terminée entièrement. Néanmoins, une quantification de la force de précontrainte définitive à 50% (80 kN par rapport à 163 kN] représente pour cet essai une valeur "du côté de la sécurité".

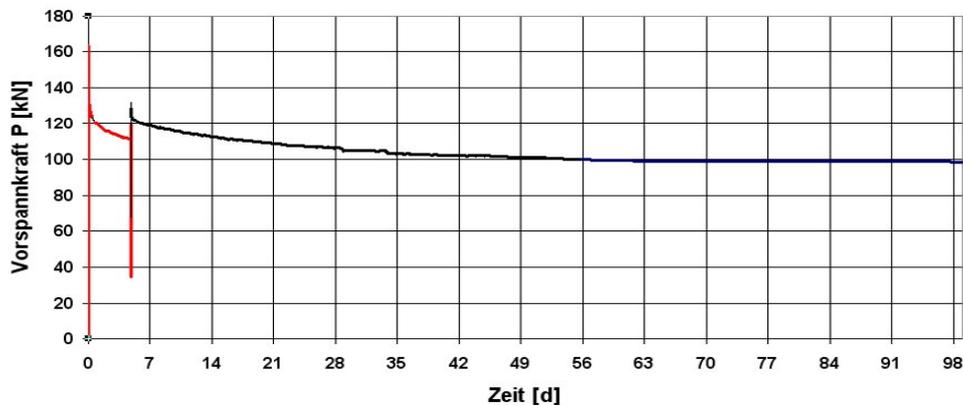


Figure 36. Courbe représentant la perte de tension dans le mur 1 maintenu sous une compression constante $\epsilon_h = 23\%$ - Mesures du 13/09/2006 au 22/12/2006 (99 jours)

(Source : Danielewicz et al. (2008))

1.1.17.2.2.1.2.2 Mur 2

Le mur 2 subissait une compression de 16%. La force de précontrainte initiale était de 114 kN, la tension de 79 kN/m². Comme déjà décrit, le mur avait été précontraint en position couché sur le sol. L'érection du mur s'effectuait une semaine plus tard. Avec une charge propre de la paille de 652 kg et un poids du cadre instrumentalisé de 92 kg résulte le déchargement des barres sous tension de 744 kg (7.44kN).

Cette valeur correspond très bien au changement de la force de précontrainte mesuré le septième jour.

Trente jours après le début de l'essai, le mur était accroché au cadre et introduit au banc d'essai moyennant une grue. La charge propre des bottes de paille, activée lors de cette manœuvre est bien visible dans la progression de la force de précontrainte par une augmentation de 6 kN.

Le 31ème jour le mur à été mis sous contrainte de compression et de poussée (Pos 2.4 et Pos 2.5). La force de compression appliquée était supérieure à la force de précontrainte encore active, de façon à ce que le mur soit comprimé au-delà de 16% ce qui a conduit à la réduction de la précontrainte.

Les autres "sauts" sont dus aux différents déplacements du mur. L'augmentation légère de la précontrainte (jour 35 à 40) ou d'une accélération de la diminution à partir du jour 70 est probablement liée aux influences climatiques du fait que tous les essais ont été effectués dans un hall d'essai non climatisé.

Pour le mur 2 aussi la perte de la précontrainte ne s'est pas terminée entièrement. Pour une prévision des pertes de relaxations les changements de sollicitations décrits ci-dessus s'exercent de façon aggravante. Pourtant ici aussi les pertes de relaxations peuvent être quantifiés à environ 55%. Si on éliminait le "saut" après 7 jours et si on corrigeait la ligne à partir du 30ème jour de la valeur du décalage, une puissance initial $P_0 = 108$ kN est réduit à $P_{85} = 49$ kN. La progression des lignes colorées

(force de contraction dans chacune des barres de traction) indique une homogénéisation des bottes de paille durant le temps et suite aux cycles de chargement et de déchargement.

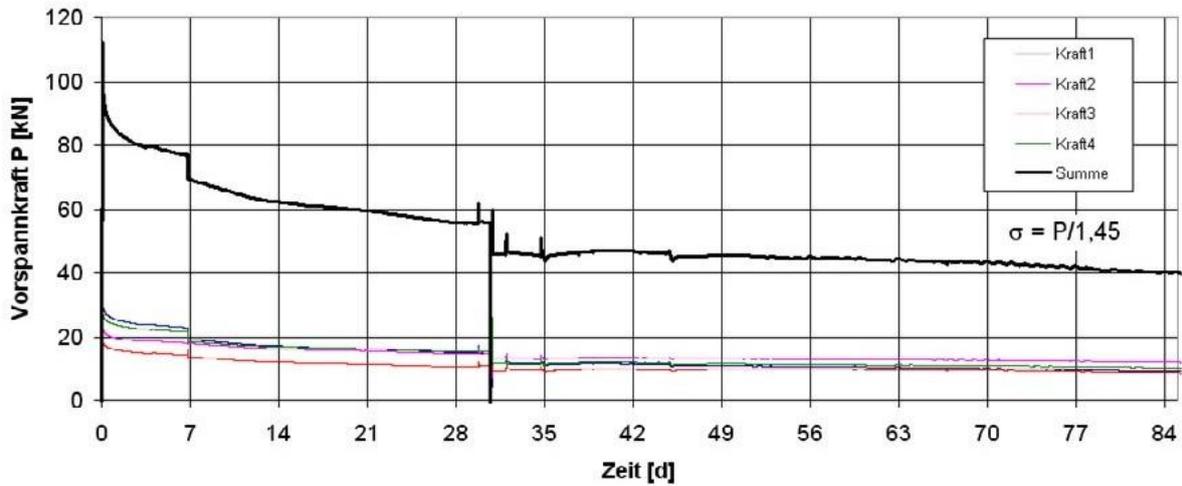


Figure 37 Courbe représentant la perte de tension dans le mur 2 maintenu sous une compression constante $\epsilon_h=16\%$ - Mesures du 15/01/2007 au 26/04/2007 (101 jours) (Source : Danielewicz et al. (2008))

1.1.17.2.2.1.3 Synthèse

Basé sur les valeurs mesurées il est proposé de respecter lors de la planification de murs des pertes de relaxations de 60%. Cela signifie que des murs devraient être précontraints à une valeur 2,5 fois supérieure à la tension d'usage.

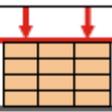
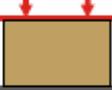
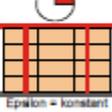
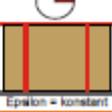
1.1.17.2.3 Essais sur petites bottes

Pour les essais sur petites bottes, les chercheurs ont testé des bottes individuelles et des murs de bottes. Ils ont également fait varier les scénarios. Le programme des essais est résumé dans les tableaux suivants

Tableau 12 Programme des essais sur petites bottes (Source : Danielewicz et al. (2008))

1.2 Relaxationstests mit seitlicher Einspannung		3	Tests $\sigma_0=20 \text{ kN/m}^2$	Ermittlung des Relaxationsverhaltens, Abhängigkeit desselben von der Startspannung
		3	Tests $\sigma_0=40 \text{ kN/m}^2$	
		3	Tests $\sigma_0=60 \text{ kN/m}^2$	
1.3 Relaxationstest mit seitlicher Einspannung und Simulation eines Garnaufalls		1	Test $\sigma_0=40$	Auswirkung eines Garnaufalls auf das Relaxationsverhalten



1.4 Relaxationstest mit seitlicher Einspannung und Simulation eines Wasserschadens		1	Test $\sigma_0=40$	Auswirkung eines Wasserschadens auf das Relaxationsverhalten
1.5 Kriechtests mit seitlicher Einspannung		3	Tests $\sigma=80 \text{ kN/m}^2$	Ermittlung des Kriechverhaltens
1.6 Kriechtest mit seitlicher Einspannung und Simulation eines Wasserschadens		1	Tests $\sigma=20 \text{ kN/m}^2$	Einfluss eines Wasserschadens auf das Kriechverhalten
2. Wandelemente				
2.1 Spannungs-Stauchungstest an einer unverputzten Wand		1	Test	Ermittlung einer Spannungs-Stauchungskennlinie, Elastizitätsmodul
2.2 Spannungs-Stauchungstest an einer verputzten Wand		1	Test	Auswirkungen einer Putzschicht auf das Spannungs-Stauchungsverhalten
2.3 Relaxationstest an einer unverputzten Wand		1	Test $\sigma_0=40$	Ermittlung des Relaxationsverhaltens
2.4 Relaxationstest an einer verputzten Wand		1	Test $\sigma_0=40$	Auswirkungen einer Putzschicht auf das Spannungs-Relaxationsverhaltens

Des bottes de paille de blé HD ont été utilisées et elles avaient une grande proportion de fibres longues, très rigides avec une structure de tube bien conservée, à peine pliée et peu épissée.

1.1.17.2.3.1 Essais sur petites bottes individuelles

Les bancs d'essai se composent essentiellement d'un support et de plaques qui pressent les bottes ensemble à l'aide de tiges filetées. Dans la longueur de la botte de paille, un serrage latéral a été réalisé via des tiges filetées.

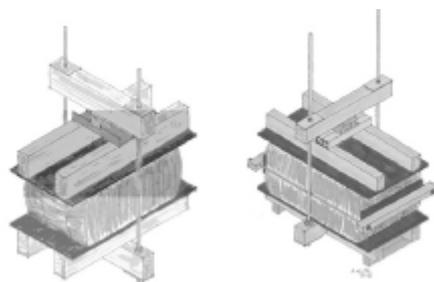


Figure 38 Dispositif expérimental pour les essais sur bottes individuelles

(Source : Danielewicz et al. (2008))

1.1.17.2.3.1.1 Essais de relaxation standard

Trois bottes de blé disposées à plat, à serrage latéral et non enduites ont chacune été soumises à une tension de départ de 20, 40 et 60 kN / m².

Tableau 13 Synthèse des dimensions, des propriétés mécaniques et des résultats des tests sur bottes individuelles posées à plat avec serrage latéral.

(Source : Danielewicz et al. (2008))

Probennummer	Abmessungen (m)			u (g/g)	ρ_D (kg/m ³)	σ_{R24} (%)	σ_{R120} (%)	σ_{R480} (%)
	l	b	h					
20 kN/m ² 1.3.3.1	0,813	0,360	0,480	0,148	92,56	81,50	/	70,55
20 kN/m ² 1.3.3.2	0,845	0,360	0,480	0,125	89,22	80,70	/	70,35
20 kN/m ² 1.3.3.3	0,836	0,360	0,480	0,125	89,223	83,000	/	71,23
Ø 20 kN/m ²	0,831	0,360	0,480	0,130	90,92	81,73	/	70,71
40 kN/m ² 1.3.1.1	0,803	0,360	0,480	0,130	101,03	78,00	69,50	59,77
40 kN/m ² 1.3.1.2	0,812	0,360	0,480	0,125	90,064	77,000	66,66	46,14
40 kN/m ² 1.3.1.3	0,861	0,360	0,480	0,120	81,83	76,00	64,23	44,83
Ø 40 kN/m ²	0,825	0,360	0,480	0,125	94,24	77,00	66,80	50,24
60 kN/m ² 1.3.2.1	0,846	0,360	0,480	0,113	93,436	79,000	/	61,91
60 kN/m ² 1.3.2.2	0,850	0,360	0,480	0,238	86,801	74,000	/	56,73
60 kN/m ² 1.3.2.3	0,832	0,360	0,480	0,121	93,44	74,00	/	58,32
Ø 60 kN/m ²	0,843	0,360	0,480	0,155	91,22	77,00	/	58,99

u: Massespezifischer Feuchtegehalt; ρ_D : Trockendichte; σ_{R24} : Restspannung nach 24 Stunden; σ_{R120} : Restspannung nach 120 Stunden; σ_{R480} : Restspannung nach 480 Stunden; Ø Mittelwert aus den betreffenden Werten

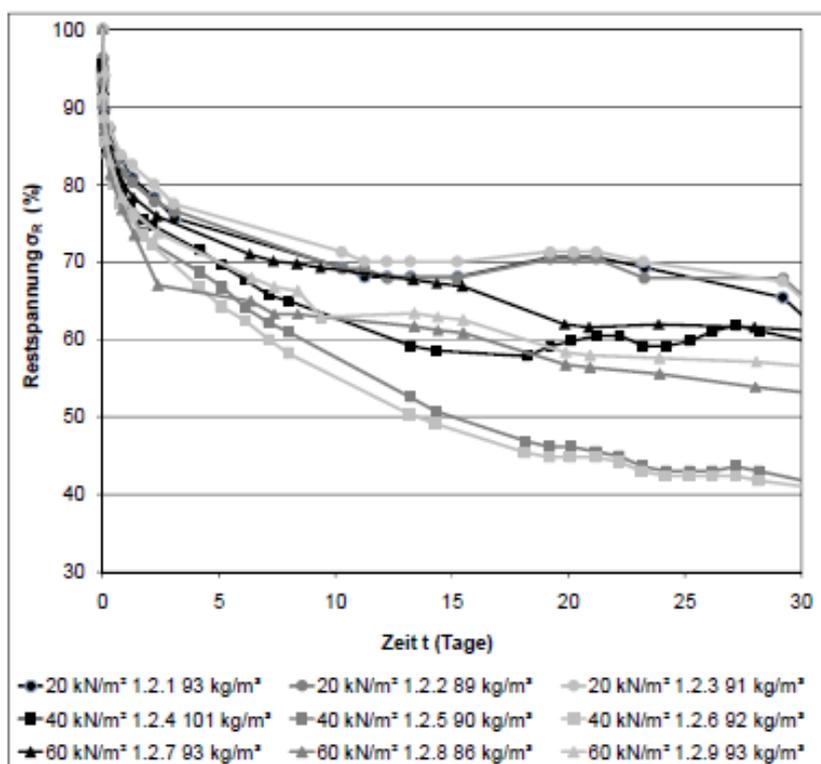


Figure 39 Courbes de relaxation des bottes de blé posées à plat avec serrage latéral $\sigma_S = 20, 40$ et 60 kN/m^2 et extrapolation (Source : Danielewicz et al. (2008))

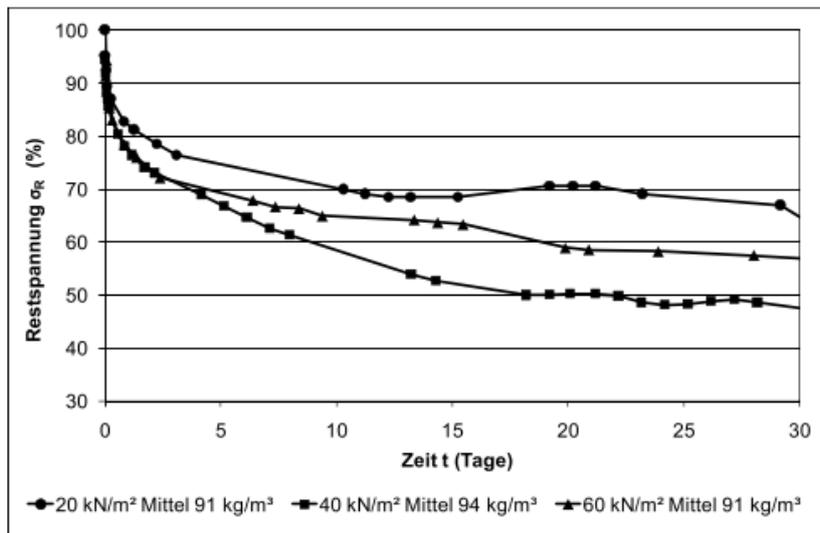


Figure 40 Courbes de relaxation des bottes de blé posées à plat avec serrage latéral $\sigma_S = 20, 40$ et 60 kN / m^2 (Source : Danielewicz et al. (2008))

Il est difficile de conclure sur le rôle de la précompression dans la réponse à la relaxation de la botte. On constate que les bottes comprimées à 40 et 60 kN / m^2 ont une contrainte résiduelle plus élevée.

D'après les auteurs, la tension résiduelle diminue initialement avec l'augmentation de la tension de démarrage : une tension de démarrage plus élevée induit une relaxation plus élevée (la courbe pour 20 kN / m^2 se situe au-dessus de la courbe pour 40 kN / m^2).

De plus, la diminution de la relaxation avec des densités croissantes pourrait s'expliquer par l'augmentation de la compression initiale. À un certain point, la botte est comprimée de façon à ce que la relaxation diminue (la courbe pour 60 kN / m^2 est supérieure à la courbe pour 40 kN / m^2).

1.1.17.2.3.1.2 Essais de relaxation combinés

Des essais de relaxation ont été effectués dans plusieurs scénarios mais avaient cependant les mêmes caractéristiques de départ (Figure 41).

- Simulation de rupture de fils (essai 1.3) : Pour simuler une rupture de fils, la relaxation a été mesurée plus de 24 heures après l'application de la tension (3) pour garantir que la botte d'essai se comportait de manière similaire aux autres bottes. Ensuite, les fils ont été coupés (4) et la relaxation s'est poursuivie pendant 48 heures (5).
- Simulation des dégâts d'eau (essai 1.4) : Pour cet essai, le banc d'essai a été équipé d'un film qui formait un bac imperméable à l'eau sous et autour de la botte. Après application de la tension, la relaxation a été enregistrée sur 24 heures (6). Ensuite, de l'eau a été versée jusqu'à une hauteur de 10 cm maintenue constante dans la cuve (7), et la relaxation a été enregistrée toutes les heures pendant 48 heures (8).

La botte était alors chargée jusqu'à une tension de 40 kN / m². Immédiatement après avoir atteint la tension finale, les moteurs ont été arrêtés pour pouvoir maintenir la compression constante. Suite à cela, le test de relaxation a été lancé.

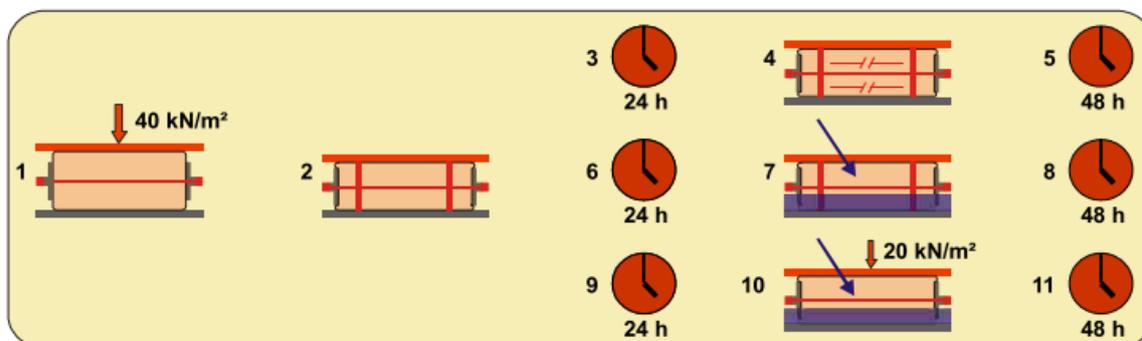


Figure 41 Séquence schématique des essais avec le banc d'essai combiné de bottes HD (Source : Danielewicz et al. (2008))

Le tableau suivant répertorie les propriétés physiques des bottes et les résultats des tests.

Tableau 14 Synthèse des dimensions, des propriétés mécaniques et des résultats des tests sur bottes individuelles posées à plat avec serrage latéral.

(Source : Danielewicz et al. (2008))

Proben-nummer	Abmessungen (m)			u (g/g)	ρ_{tr} (kg/m ³)	σ_{R24} (%)
	l	b	h			
1.3	0,839	0,480	0,360	0,118	89,47	62,80
1.4	0,852	0,480	0,360	0,140	89,41	64,95

u: Massespezifischer Feuchtegehalt; ρ_{tr} : Trockendichte; σ_{R24} : Restspannung nach 24 Stunden

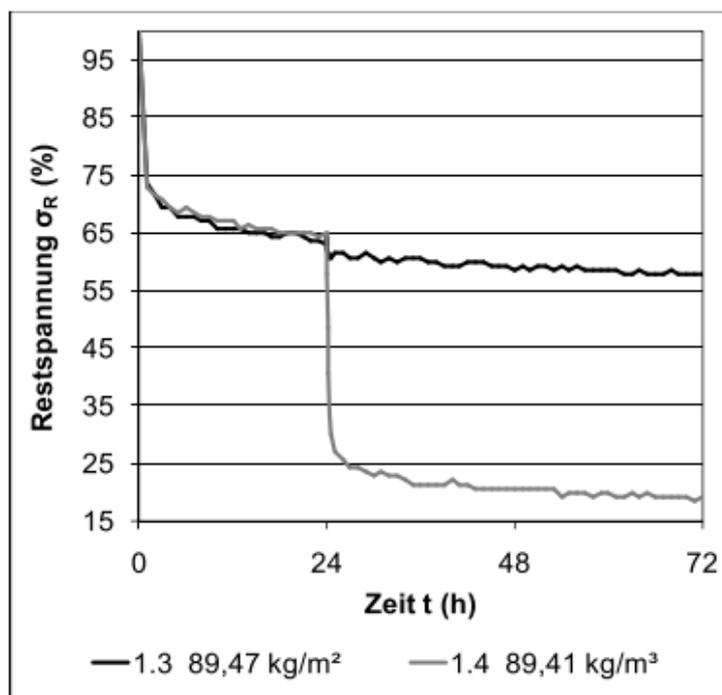


Figure 42 Influence de la rupture des fils et des dégâts des eaux sur le comportement en relaxation des bottes de blé HD posée à plat et serrées dans le sens longitudinal (Source : Danielewicz et al. (2008))

Comme le montre le graphe ci-dessus, la rupture de fils (1.3) n'a qu'une influence marginale sur le comportement de relaxation de la botte. La tension résiduelle chute spontanément de seulement 1,43%. Cependant, la simulation de dégâts des eaux affecte considérablement le comportement avec une chute de tension d'environ 25% par rapport à la tension de démarrage et une stabilisation à une valeur très basse. Les auteurs pensent que la lignine en dans les cellules des pailles redevient flexible une fois humide et que la botte devient plus élastique.

1.1.17.2.3.2 Essais sur murs de petites bottes

Les auteurs ont voulu déterminer le rôle de l'enduit dans la réponse de la structure à la relaxation.

Le mur non enduit (essai 2.1) a été testé au laboratoire de l'université de Kessel tandis que le test sur mur enduit (essai 2.3) a été réalisé près de Grebenstein dans le nord de la Hesse à l'extérieur.

L'enduit utilisé pour tester le mur de bottes de paille était composé d'une épaisse couche d'argile de brique de Gumbel et d'une couche de finition en argile Maxit IP 334 brut. Les deux argiles ont été examinées au FEB en 2006 dans le cadre d'un projet de recherche pas encore publié.

Tableau 15 Synthèse des propriétés mécaniques des argiles utilisées pour l'élaboration de l'enduit (Source : Danielewicz et al. (2008))

Enduit d'argile	Taille du grain (mm)	Retrait à sec (mm/m)	Résistance à la traction en flexion (kN / m²)	Résistance à la compression (kN / m²)

Argile de brique de Gumbel	0-5	k.A.	232	2286
Enduit d'argile Maxit IP 334 brut	0-1.5	10.5	197	1352

Les bottes ont été encastrées dans un bâti en bois. Certaines rangées de bottes ont été recouverte d'une chape de 16 cm de large pour 2.4 cm d'épaisseur et/ou harponnées à l'aide de broches. Une barre a été fixée aux extrémités de la chape qui dépassait de l'extrémité latérale afin d'absorber les forces de traction. Les rangées de bottes ont été disposées selon le calepinage suivant :

Tableau 16 Calepinage des rangées de bottes

N° rangée de bottes	Chape	Nombre de broches par botte et longueur en cm
1	Non	Non
2	Non	Non
3	Oui	2 b. De 100 cm
4	Non	2 b. De 100 cm
5	Oui	2 b. De 60 cm
6	Non	2 b. De 100 cm
7	Non	2 b. De 60 cm

Le mur était également maintenu latéralement et a été comprimée jusqu'à une contrainte de 40 kN / m² avant de réaliser le test de relaxation.



Figure 43 Dispositif expérimental des murs en petites bottes

(Source : Danielewicz et al. (2008))

Tableau 17 Synthèse des propriétés mécaniques et des résultats pour le mur enduit (6) et non enduit (7) (Source : Danielewicz et al. (2008))

Wandtest Nr.	Ballen-lagen	Höhe unbelastet (m)	ρ_{tr} (kg/m ³)	ϵ_{40} (%)	E-Modul (kN/m ²)	ϵ_p (%)	σ_{R24} (%)	σ_{R480} (%)
unverputzt	7	2,46	95	9,1	417	-0,8	72,2	53,6
verputzt	6	2,17	104	0,02	265900	0,00	89,4	34,4

ρ_{tr} : Durchschnittliche Trockendichte. Da die relative Luftfeuchte und Temperatur der Ballen verfügbar sind, wurde die Trockendichte mit dem durchschnittlichen Feuchtegehalt von 0,128 aller gemessenen Weizenballen berechnet; ϵ_{40} : Stauchung bei einer Spannung von 40 kN/m²; ϵ_p : Nullpunktverschiebung; σ_{R24} : Restspannung nach 24 Stunden; σ_{R480} : Restspannung nach 480 Stunden;

Les auteurs constatent que le mur enduit montre de fortes fluctuations. Ceci est attribué aux conditions météorologiques car les tests ont eu lieu à l'extérieur. Il n'a pas été possible de déterminer si la météo influençait le système d'instrumentation ou le comportement du mur lui-même. La courbe du mur enduit est incomplète en raison d'un dysfonctionnement de l'enregistreur de données. Il est frappant de constater que le mur enduit est soumis à une relaxation plus élevée que le mur non enduit.

La raison des essais de relaxation était la détermination d'une précompression qui, en raison de la relaxation, ne tombe pas en dessous de la valeur de la contrainte maximale dans le cas de charge additionnelle

En supposant que les murs sont enduits après précompression, la précompression suivante est recommandée sur la base des résultats disponibles pour des tensions maximales autour de 40 kN / m²:

Pour les murs en bottes de paille constitués de bottes de paille plats :

$$\sigma = \sigma_v \max \times 2$$

Avec

- σ_v : précharge (kN / m²)
- σ_{\max} : tension maximale en cas de charge (kN / m²)

En pratique, il est plus pratique de spécifier un déplacement de précompression au lieu d'une contrainte. Pour une tension maximale en cas de charge de 20 kN / m², le test de précompression du mur non enduit et les recommandations ci-dessus pour les murs en bottes plates se traduisent par une déformation de précompression de 12,01% de la hauteur du mur (correspondant à une contrainte d'environ 40 kN / m²) pour des murs en bottes de paille posés à plat).

Pour les murs en bottes de blé HD posées à plat d'une densité sèche de 92 kg / m³, il est proposé la relation suivante :

$$\epsilon_v = h_0 \times 14\%$$

Avec:

- ε_v : déplacement de précompression (m)
- h_0 : hauteur initiale du mur (m)

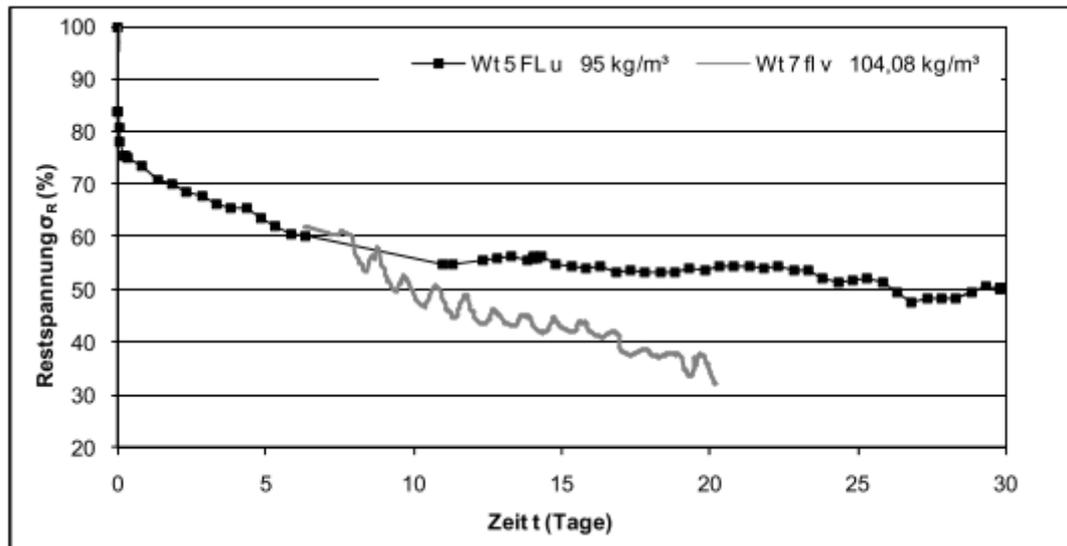


Figure 44 Courbes de relaxation des murs enduit (7) et non enduit (5 au lieu de 6)

(Source : Danielewicz et al. (2008))

Comme la figure ci-dessus, le mur de bottes de paille enduit (7) était plus détendu que celui non enduit (5 au lieu de 6). Cependant, on peut supposer d'après les auteurs qu'en raison du module d'élasticité plus élevé des murs enduits, il n'y a pas de fluage pertinent même si la contrainte résiduelle due à la relaxation tombe en dessous de la contrainte réellement induite par la compression. La relaxation peut donc être négligée lorsque l'on considère l'enduit comme porteur.

Selo les auteurs, la précompression joue également un rôle. Précédemment, il était spécifié que la valeur de précompression doit au moins correspondre à la charge maximale à posteriori. La précompression pourrait être omise si le toit fini était déjà installé sur le mur pendant au moins 28 jours avant d'être enduit. La relaxation ne serait donc pas prise en compte ici.

L'approche de vérification qui est à la base de ce projet masque l'effet de l'enduit car il n'est pas considéré comme élément porteur dans la pratique allemande de la construction. La précontrainte doit être choisie de façon à ce qu'elle ne tombe pas en dessous de la contrainte réelle due à la relaxation.

(b)Maraldi et al. (2018)

1.1.17.2.4 Description de l'essai

Treize petites bottes de paille de blé à deux ficelles ont été testées (1083x492x382mm pour 94kg/m³). Sept bottes étaient disposées à plat et six sur chant afin d'être soumises à 3 différents niveaux de déformation $\varepsilon_0 = 0.15, 0.25$ et 0.3 .

Les bottes ont été chargées à un taux de déplacement constante de 10mm/min de 0 jusqu'à la valeur souhaitée de déformation.

Tableau 18 Résumé des caractéristiques de l'essai de relaxation sur bottes (Source : Maraldi et al. (2018))

Relaxation tests	Bale orientation:	Flat	Flat	On-edge	On-edge
	Imposed strain:	$\epsilon_0 \approx 0.15$	$\epsilon_0 \approx 0.3$	$\epsilon_0 \approx 0.15$	$\epsilon_0 \approx 0.25$
	No. of bales tested:	4 bales	3 bales	3 bales	3 bales

1.1.17.2.5 Approche analytique

La tension a été assimilée à une fonction inversement exponentielle étirée

$$F(t) = F_{\infty} - \Delta F e^{-(t/\tau_R)^{b_R}}$$

Avec

- $F(t)$ la tension au cours du temps,
- F_{∞} la valeur asymptotique de la tension une fois la botte définitivement stabilisée,
- $\Delta F = F_{\infty} - F_0$ est la chute de tension due à la relaxation de la botte, $\tau_R > 0$ la période de relaxation caractéristique et b_R l'exposant d'étirement.
- F_0 est la tension atteinte à la fin de la phase de compression, quand le fluage commence; il est considéré comme la valeur de la tension initiale pour l'essai de relaxation

Cela donne donc la fonction suivante:

$$\sigma(t) = \sigma_{\infty} - \Delta \sigma e^{-(t/\tau_R)^{b_R}}$$

Avec

- σ_{∞} la valeur asymptotique de la contrainte
- $\Delta \sigma = \sigma_{\infty} - \sigma_0$ est la chute de contrainte

1.1.17.2.6 Résultats

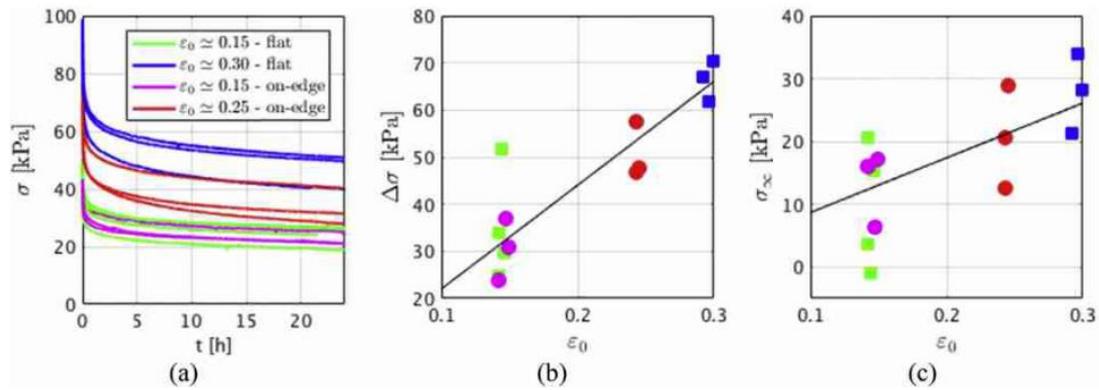


Figure 45 Essais de relaxation : (a) Courbes des contraintes en fonction de la déformation imposée et de l'orientation de la botte – (b) Différence de contraintes et (c) contrainte asymptotique fonctions de la déformation imposée (Source : Maraldi et al. (2018))

D'après les graphes, toutes les bottes ont un comportement similaire : la tension a tendance à se relâcher avec le temps jusqu'à atteindre une valeur asymptotique comme il a été souvent observé dans la littérature.

Cette réponse peut être justement assimilée à une fonction exponentielle étirée. σ_∞ et $\Delta\sigma$ sont proportionnels à la déformation imposée ε_0 . La régression est similaire pour les bottes à plat et sur chant. L'orientation des bottes n'a aucune influence.

La période caractéristique de relaxation τ_R est de 2.28×10^4 s et un exposant d'étirement b_R de 0.2. Il n'y a pas de corrélation entre ces paramètres et les valeurs de charges donc on peut considérer ces paramètres comme constants.

Même si cette approche paraît intéressante, on peut regretter la durée trop courte des essais (20h) pour pouvoir réellement conclure sur les expériences.

1.1.18 Analyse

On peut d'après l'état de l'art établi précédemment conclure que plusieurs paramètres impactent sur la relaxation d'un mur en botte de paille.

(a) L'influence du type de botte (dimension et densité)

Plusieurs pistes sont à explorer :

- **Piste 1 : La densité.** Les bottes plus denses semblaient moins relaxer.

- **Piste 2 : Le format de botte.**

(b) L'influence de la précontrainte du mur

- **Piste 3 : La précontrainte**

(c) Le temps de stabilisation de la déformation dans le temps

- **Piste 4 : La charge.** Le temps de stabilisation de la déformation diminue-t-il avec des charges importantes ?
- **Piste 5 : La stabilisation latérale.**

(d) Recherches futures suggérées

Il serait intéressant de :

- Faire varier **la densité des bottes** : 80, 110, 130 kg/m³ sur 3 murs
- Faire varier **la précontrainte** : 3 à 6% de la hauteur du mur sur 3 autres murs (1cm/botte, 1.5cm/botte, 2cm/botte), varier l'espacement des sangles permanentes (tous les 0.5 m, 1m, 2m)
- Faire varier **la hauteur du mur** : étudier des murs de 1.5m, 2m et de 2.5 m
- Faire varier **le type et l'épaisseur d'enduit** : Tester des enduits terre et ciment, faire varier le dosage des composants et l'épaisseur.
- Faire varier **le type de renfort** : Ajouter des grillages de différents types (plastique, acier ou treillis)
- Faire varier **le type de liaison** : tester plusieurs types de connexion (broches, agrafes) et faire varier les espacements (2, 3, 4 par botte)

Les mesures doivent être effectuées à plusieurs phases de chantier une semaine, à un mois et à plus long-terme.

1.1.19 Bibliographie

Danielewicz I., Fitz C.; Hofbauer W.; Klatecki M.; Krick B. Grundlagen zur bauaufsichtlichen Anerkennung der Strohballenbauweise- Weiterentwicklung der lastragenden Konstruktionsart und Optimierung der bauphysikalischen performance », - Recherche Google. Avec la collaboration de FACHVERBAND STROHBALLEN DEUTSCHLAND (FASBA).

Maraldi, Mirko; Molari, Luisa; Molari, Giovanni; Regazzi, Nicolò (2018) Time-dependent mechanical properties of straw bales for use in construction. In : Biosystems Engineering, vol. 172, p. 75–83. DOI: 10.1016/j.biosystemseng.2018.05.014.