



CONTRIBUTION AUX MESURES MECANIQUES SUR LA CONSTRUCTION PAILLE

Selon la technique du G.R.E.B

Céline LA ROSA

**VA bâtiment
Promotion 53**

Juillet 2008

Président du jury : M.WINIARSKI Thierry
Maître de TFE : M. ARNAUD Laurent
Expert : M. THEVARD Jean-Baptiste

NOTICE ANALYTIQUE

	NOM	PRENOM	
AUTEUR	LA ROSA	Céline	
TITRE DU TFE	Contribution aux mesures mécaniques sur la construction paille		
	ORGANISME D'AFFILIATION ET LOCALISATION	NOM PRENOM	
MAITRE DE TFE	Laboratoire Géo Matériaux, ENTPE, Vaulx-en-Velin	M. ARNAUD Laurent	
COLLATION	Nbre de pages du rapport	Nbre d'annexes (Nbre de pages)	Nbre de réf. biblio.
MOTS CLES	Construction Paille – GREB - Comportement mécanique – Essai – Expérimentation - Structures - Modélisation		
TERMES GEOGRAPHIQUES	Laboratoire Géo Matériaux de l'ENTPE, VAULX-EN-VELIN, FRANCE		
RESUME	<p>Ce Travail de Fin d'Etudes a pour objet de caractériser le comportement mécanique des constructions en paille selon la technique du G.R.E.B. Une approche expérimentale est réalisée sur des échantillons de matériaux constituant les structures G.R.E.B afin de déterminer leurs caractéristiques mécaniques. A plus grande échelle, des éléments de mur ont été construits et testés sous une sollicitation verticale et latérale dans le but de se rapprocher le plus possible des conditions réelles de chargement. Ainsi, les assemblages bois ont pu être étudiés et caractérisés. Une modélisation du comportement des éléments de mur sous un chargement vertical et latéral a été réalisée à partir des caractéristiques mécaniques déterminées sur les échantillons de bois et de mortier. Une approche progressive a été réalisée afin de déterminer le rôle mécanique de chacun des matériaux de construction. La modélisation a permis d'évaluer le comportement mécanique théorique des éléments de mur. Enfin, les données théoriques de modélisation et les résultats expérimentaux des essais sur les éléments de mur ont été confrontés.</p>		
ABSTRACT	<p>This project deals with the study of mechanical behaviour of strawbale constructions according to the G.R.E.B technic. An experimental approach is accomplished on samples of materials involved in the construction of structures according to the G.R.E.B technic in order to determine their mechanical characteristics. Moreover walls elements were built and tested in order to be as close as possible to the real conditions of load. Thanks to those testing conditions the study and the characterization of assembled pieces of wood has been done. A modelling of the behaviour of walls elements under vertical and lateral load was done thanks to the mechanical characteristics determined on samples of wood and mortar. A progressive approach was accomplished to determine the mechanical part of each of the building materials. Mechanical behaviour of walls elements was assessed thanks to the modelling. Eventually the theoretical data of modelling and the experimental results of tests were compared.</p>		

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier M. BROSSAMAIN Vincent et M. THEVARD Jean-Baptiste, co-fondateurs de l'association APPROCHE PAILLE, ainsi que M. et Mme ALZON Laurent, M. PELLETRAT Fabrice et Melle LECLERC Léa pour leur participation à la construction des éléments de mur nécessaires aux tests mécaniques réalisés dans ce Travail de Fin d'Etudes.

Je tiens tout particulièrement à remercier M. THEVARD Jean-Baptiste pour ses conseils techniques, sa disponibilité et pour avoir accepté de faire partie du jury en tant qu'expert.

Je remercie également l'ensemble du laboratoire Géo Matériaux pour son accueil chaleureux et son soutien.

J'ajoute une attention toute particulière à une personne qui m'a été d'une aide technique cruciale tout au long de ce TFE : M. SALLET Frédéric, technicien au laboratoire Géo Matériaux.

Enfin je tiens plus particulièrement à exprimer ma reconnaissance envers M. ARNAUD Laurent qui m'a aidé de façon déterminante dans ma progression au cours de ce TFE.

SOMMAIRE

INTRODUCTION	1
1 PROBLEMATIQUE	5
2 ELEMENTS DE CONTEXTE	6
2.1 Les avantages de la construction en paille	6
2.2 Les différentes techniques de construction en paille	6
2.2.1 La technique du G.R.E.B	6
2.2.2 Les autres techniques de construction en paille	9
2.2.2.1 L'émergence de la construction paille aux Etats-Unis : la technique Nebraska [idmaison, 2006]	9
2.2.2.2 La technique autrichienne [idmaison, 2006]	9
2.2.2.3 Le projet de Montholier [Grelat, 2005]	10
2.2.3 Les essais mécaniques réalisés pour la construction en paille	11
2.3 Caractéristiques des matériaux	12
2.3.1 Caractéristiques du bois	12
2.3.2 Caractéristiques de la paille [Danielewicz et Reinschmidt, 2007]	13
2.3.3 Caractéristiques des constituants du mortier [Thévard et Brossamain, 2006]	14
2.3.3.1 La chaux	14
2.3.3.2 Le ciment	14
2.3.3.3 La sciure de bois	14
2.3.3.4 Le sable	14
2.4 Le contexte réglementaire	14
3 PARTIE EXPERIMENTALE	16
3.1 Planning expérimental	16
3.2 Campagne d'essais sur les échantillons	19
3.2.1 Présentation de la campagne d'essais sur les échantillons	19
3.2.2 Masses volumiques des matériaux	19
3.2.2.1 Masse volumique de la paille	19
3.2.2.2 Masse volumique du bois et de la sciure de bois	20
3.2.2.3 Masse volumique du mortier	21
3.2.3 Essai de module d'Young	22

3.2.3.1	Conditions expérimentales	22
3.2.3.2	Résultats	23
3.2.4	Détermination du coefficient de Poisson	30
3.2.4.1	Conditions expérimentales	30
3.2.4.2	Résultats	31
3.2.5	Essai de résistance à la compression	33
3.2.5.1	Conditions expérimentales	33
3.2.5.2	Résultats	33
3.2.6	Essai de résistance à la flexion	36
3.2.6.1	Conditions expérimentales	36
3.2.6.2	Résultats	37
3.2.7	Conclusion des essais sur les échantillons	40
3.3	Essais sur les éléments de mur	40
3.3.1	Présentation de la campagne d'essais sur les éléments de mur	40
3.3.2	Présentation du dispositif expérimental	41
3.3.3	Essais de compression et de cisaillement	42
3.3.3.1	Présentation du dispositif de chargement	42
3.3.3.2	Calcul de la descente de charges sur la structure G.R.E.B	43
3.3.3.3	Emplacement des capteurs LVDT	46
3.3.3.4	Expérimentation	47
4	PARTIE THEORIQUE	53
4.1	Hypothèses de calcul	53
4.2	Modélisation en élasticité linéaire isotrope	54
4.2.1	Modélisation de l'ossature bois	56
4.2.2	Modélisation de l'ossature bois avec construction progressive	60
4.2.2.1	Ossature bois avec feuillards métalliques	60
4.2.2.2	Ossature bois avec feuillards métalliques et remplissage en paille	64
4.2.2.3	Ossature bois avec feuillards métalliques, remplissage en paille et plaques de mortier	66
4.2.2.4	Comparaison des modélisations de construction progressive de l'élément de mur G.R.E.B	69
4.2.3	Confrontation des résultats théoriques avec l'expérimentation	70
5	CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	72

LISTE DES ILLUSTRATIONS

Figure 0.1 : Construction des éléments de mur.....	3
Figure 0.2 : Coupe d'une maison G.R.E.B.....	3
Figure 2.1 : Structure bois avec remplissage paille et feuillards entre deux montants	7
Figure 2.2 : Feuillard métallique	7
Figure 2.3 : Mortier coulé contre les ballots de paille.....	7
Figure 2.4 : Élément de mur après décoffrage	8
Figure 2.5 : Trame de verre.....	8
Figure 2.6 : Structure paille décomposée de la technique autrichienne [idmaison, 2006]	9
Figure 2.7 : Portique tridimensionnelle de la maison de Montholier.....	10
Figure 2.8 : Trempage des bottes de paille.....	10
Figure 2.9 : Mur rempli de ballots de paille trempés	11
Figure 2.10 : Tableau de valeurs expérimentales de coefficients de poisson.....	12
Figure 2.11 : Courbe contrainte/déformation de 5 bottes de paille	13
Figure 3.1 : Schéma de l'assemblage quinconcé de la lisse basse.....	16
Figure 3.2 : Photo des assemblages de planches sur la lisse basse	16
Figure 3.3 : Photos des assemblages de planches sur la lisse haute	17
Figure 3.4 : Photo de la dalle de mortier	17
Figure 3.5 : Tableau de caractérisation de la masse volumique de la sciure de bois.....	20
Figure 3.6 : Courbe de l'évolution de la masse volumique du mortier au cours du temps.....	21
Figure 3.7 : Tableau de l'évolution au cours du temps de la masse des éprouvettes de mortier.....	22
Figure 3.8 : Dispositif d'essai de module d'Young sur mortier	23
Figure 3.9 : Dispositif d'essai de module d'Young sur bois	23
Figure 3.10 : Courbe de chargement du bois pour un essai de module d'Young.....	24
Figure 3.11 : Courbe de sollicitation du Douglas sous trois cycles de chargement.....	25
Figure 3.12 : Courbe de sollicitation du Douglas zoomée.....	25
Figure 3.13 : Courbe de résultats de l'essai de module sur le bois	26
Figure 3.14 : Tableau récapitulatif des résultats d'essais de module d'Young sur le bois	26
Figure 3.15 : Courbe de sollicitation du mortier sous trois cycles de chargement	27
Figure 3.16 : Courbe de sollicitation du mortier zoomée	27
Figure 3.17 : Courbe expérimentale du module d'Young à 48 jours sur la hauteur totale de l'éprouvette B	28
Figure 3.18 : Comparaison des courbes expérimentales du module d'Young du mortier à 36 jours.....	29
Figure 3.19 : Tableau de mesures du module d'Young du mortier.....	29
Figure 3.20 : Dispositif d'essai de coefficient de Poisson du mortier	30
Figure 3.21 : Détermination des 4 directions de mesures	30
Figure 3.22 : Courbes de résultats de coefficients de Poisson du Pin	31
Figure 3.23 : Tableau récapitulatif des essais de détermination du coefficient de Poisson.....	31
Figure 3.24 : Courbe de mesure du coefficient de Poisson du mortier à 36 jours sur l'éprouvette 8.....	32

Figure 3.25 : Tableau de mesures du coefficient de Poisson du mortier	32
Figure 3.26 : Courbes de comparaison des Rc du Pin et du Douglas (3 ^{ème} essai)	34
Figure 3.27 : Tableau de résultats de l'essai de résistance à la compression sur le bois.....	34
Figure 3.28 : Echantillon de Pin lors d'un test de Rc.....	35
Figure 3.29 : Courbes d'essais de résistance à la compression du mortier à 48 jours	35
Figure 3.30 : Tableau de mesures de Rc du mortier	36
Figure 3.31 : Dispositif de flexion 4 points	Figure 3.32 : Echantillon de Pin pour l'essai de flexion 4 points
.....
Figure 3.33 : Tableau de résultats de l'essai de flexion 4 points sur le bois.....	37
Figure 3.34 : Courbe de résultats de l'essai de flexion 4 points sur le bois.....	38
Figure 3.35 : Essai de flexion 4 points sur un prisme de mortier.....	39
Figure 3.36 : Tableau de mesures pour le test de flexion 4 points du mortier.....	39
Figure 3.37 : Tableau récapitulatif des résultats d'essais	40
Figure 3.38 : Dispositif expérimental de caractérisation des structures G.R.E.B.....	42
Figure 3.39 : Maison G.R.E.B	44
Figure 3.40 : Tableau récapitulatif des matériaux constitutifs de l'élément de mur	44
Figure 3.41 : Tableau de calcul de la descente de charge sur l'élément de mur de dimensions 2,40m x 1,60m x 0,44m	45
Figure 3.42 : Repère d'orientation des capteurs LVDT.....	46
Figure 3.43 : Tableau de courses de capteurs	46
Figure 3.44 : Emplacement des capteurs LVDT.....	47
Figure 3.45 : Cycles de chargement appliqués lors de l'essai.....	48
Figure 3.46 : Courbe de constante de rigidité en compression.....	49
Figure 3.47 : Courbe de constante de rigidité en cisaillement.....	50
Figure 3.48 : Déplacement vertical de la structure bois sous chargement vertical	51
Figure 3.49 : Déplacement transversal de la structure bois sous chargement vertical.....	51
Figure 4.1 : Conditions aux limites sur l'ossature bois.....	55
Figure 4.2 : Déformée de l'ossature bois nue vue face A	57
Figure 4.3 : Contraintes appliquées sur la structure bois	57
Figure 4.4 : Déplacement selon la direction 2 de la face A	Figure 4.5 : Déplacement selon la direction 2 de la face B
.....
Figure 4.6 : Coupe de déplacement vertical face A.....	58
Figure 4.7 : Coupe de déplacement selon la direction 3 dans le plan $u_2=0,64m$	59
Figure 4.8 : Contrainte locale de cisaillement selon x de l'assemblage bois.....	59
Figure 4.9 : Déformation de cisaillement selon la direction 2 de l'assemblage bois	60
Figure 4.10 : Tableau récapitulatif pour les assemblages bois.....	60
Figure 4.11 : Déformée vue face A de la structure bois/feuillards	61
Figure 4.12 : Tableau récapitulatif des contraintes pour la structure bois/feuillards.....	61
Figure 4.13 : Coupe selon la section $u_3=0,42m$ du déplacement selon la direction 1	62
Figure 4.14 : Coupe selon la section $u_2=0,64m$ du déplacement selon la direction 3.....	62
Figure 4.15 : Contrainte de cisaillement selon la direction 3 dans le plan $u_2=0,65m$	63

Figure 4.16 : Déformation de cisaillement selon la direction 3 dans le plan $u_2=0,65m$	63
Figure 4.17 : Déformée de la structure bois/paille/feuilards dans le plan $u_3=0,42m$	64
Figure 4.18 : Tableau récapitulatif des contraintes pour la structure bois/feuilards/paille	64
Figure 4.19 : Déplacement selon la direction 2 vue de la face A pour la structure bois/feuilards/paille...	65
Figure 4.20 : Déplacement selon la direction 1 dans le plan $u_3=0,42m$ pour la structure bois/feuilards/paille	65
Figure 4.21 : Déplacement selon la direction 3 dans le plan $u_2=0,65m$ pour la structure bois/feuilards/paille	66
Figure 4.22 : Déformée de la structure bois/feuilards/paille/mortier.....	66
Figure 4.23 : Tableau récapitulatif des contraintes pour l'élément de mur G.R.E.B complet.....	67
Figure 4.24 : Déplacement selon la direction 2 face A pour la structure bois/feuilards/paille/mortier....	67
Figure 4.25 : Déplacement selon la direction 1 dans le plan $u_3=0,42m$ pour la structure bois/feuilards/paille/mortier.....	68
Figure 4.26 : Déplacement selon la direction 3 dans le plan $u_2=0,65m$ pour la structure bois/feuilards/paille/mortier.....	68
Figure 4.27 : Emplacement des zones d'étude des structures.....	69
Figure 4.28 : Tableau de comparaison des déplacements des structures	69
Figure 4.29 : Confrontation de la théorie aux résultats expérimentaux	70
Figure 4.30 : Points d'étude des déplacements selon les directions 1,2 et 3.....	70
Figure 4.31 : Comparaison des déplacements théoriques et expérimentaux	70

INTRODUCTION

Dans le contexte actuel des changements climatiques, du développement durable et du Grenelle de l'environnement dont les résultats ont été publiés le 25 octobre 2007, les constructions écologiques sont en pleine expansion. La réduction de la consommation d'énergie par les bâtiments est une priorité établie par le Grenelle de l'environnement qui va dans le sens de l'instauration d'un environnement respectueux de la santé et qui permet de répondre à l'enjeu majeur de réduction des gaz à effet de serre en imposant notamment un chiffrage du coût en carbone des grands projets publics. Mais il est également de la responsabilité de chacun de contribuer à la protection de notre environnement. C'est pourquoi à plus petite échelle, à l'échelle de l'habitation individuelle, certaines constructions nouvelles envisagent de contribuer à la réduction des gaz à effet de serre. Ces constructions sont valorisées car elles utilisent des énergies renouvelables et répondent aux normes de « basse consommation », voire sont des habitations à énergie passive ou même à énergie positive. Ainsi elles respectent le Principe de la Haute Qualité Environnementale.

Dès le début du XX^{ème} siècle, l'ingénieur Feuillette fait rentrer la construction en paille dans le domaine des constructions écologiques en construisant la première maison en paille à Montargis en 1921. C'est la première fois que la paille est utilisée comme matériau de construction. Au cours du XX^{ème} siècle la construction paille s'est développée avec l'arrivée dans les années 1980 de nouvelles techniques inventées par les Québécois dont la technique du G.R.E.B.

La construction en paille présente des avantages multiples puisqu'elle permet à la fois de répondre à des exigences de développement durable et d'avoir recours à des matériaux de construction recyclables et écologiques. La vocation écologique de ces matériaux émane non seulement de leur fabrication, mais aussi de leur capacité de stockage du CO₂ atmosphérique, le gaz à effet de serre. Elle permet également l'utilisation de matériaux renouvelables à faible énergie de fabrication et favorise l'utilisation de matériaux locaux ce qui réduit à la fois les coûts financiers et la pollution due au transport des matériaux de construction. Enfin, les matériaux utilisés sont recyclables et assurent une durabilité des constructions en paille.

La construction en paille selon la technique du G.R.E.B est basée sur l'exploitation des propriétés écologiques des différents matériaux constituant la structure. Le bois a la particularité de stocker le carbone tant qu'il n'est pas brûlé et il nécessite peu d'énergie pour son utilisation. La paille est utilisée de manière comprimée comme matériau de construction depuis longtemps aux USA. Elle a la particularité d'être un très bon isolant thermique et, emprisonnée dans la structure, elle perd ses caractéristiques de matériau inflammable.

Ces constructions écologiques sont valorisées car elles peuvent être réalisées en auto construction et ainsi à fortiori être utilisées pour la construction d'architectures d'urgence dans les pays victimes de catastrophes naturelles.

Bien que la construction en paille soit en plein essor, une barrière se dresse toujours en travers du chemin des auto constructeurs d'habitations en paille. En effet, la construction en paille n'est pas régie par un DTU car le comportement mécanique des constructions en paille n'avait pas encore été étudié jusqu'à présent.

Vers le principe de la technique du G.R.E.B [Thévard et Brossamain, 2006]

Le Groupe de Recherche Écologique de la Batture (G.R.E.B) est un projet d'éco hameau agricole situé au confluent du fjord du Saguenay et de la baie des Ha!Ha! Fondé en 1990, il cherche à développer, à expérimenter et à diffuser un mode de vie écologique. Sept maisons unifamiliales, propriétés des familles, ont été construites au Québec. Elles sont conçues dans un souci d'intégration et permettent à des familles ou des individus d'expérimenter concrètement, au quotidien, un mode de vie écologique. Les constructions G.R.E.B présentent un atout sanitaire, écologique et économique car les matériaux utilisés sont des matériaux locaux, peu onéreux et sains.

Entre 1990 et 1995, Patrick DERY et Martin SIMARD travaillent sur le développement de la technique de construction G.R.E.B. En 1996 et 1997, ils construisent deux maisonnettes expérimentales qui ont donné naissance à la technique du G.R.E.B que Patrick DERY a décrit dans son ouvrage.

L'expérience du G.R.E.B est présentée lors du congrès international NIKAN sur les applications territoriales du développement durable tenu en septembre 1997 à Jonquière. Le G.R.E.B. a également reçu le prix Initiative Énergétique du Forum énergie et de l'Agence de l'efficacité énergétique lors du gala de la Chambre de Commerce et d'Industrie de Ville de La Baie et a été finaliste aux Mercuriales 2002 dans la catégorie PME « Efficacité Énergétique » pour le développement de maisons solaires en ballots de paille.

En 2001, Jean-Baptiste THEVARD et Vincent BROSSAMAIN expérimentent la technique du G.R.E.B lors d'un séjour dans la ville de la Baie au Québec. En famille et entre amis, ils participent à la construction de la maison de Marie-Thérèse et Pierre THEVARD-GILBERT durant cinq semaines. De cette expérience en auto construction, ils reviennent en France avec la volonté de diffuser cette technique de construction en paille encore inconnue.

En 2003, ils construisent une extension de la maison en bois de Vincent BROSSAMAIN d'une superficie de 100m². A l'heure actuelle, de nombreux chantiers d'auto construction selon la technique du G.R.E.B sont en cours.

La technique du G.R.E.B consiste à construire une double ossature légère en bois, à l'intérieur de laquelle sont installés des ballots de paille. Des clous sont fixés sur les montants de la double ossature bois, espacés de 10 cm ou 30 cm dans le but d'assurer une liaison entre le bois, la paille et le mortier. A chaque étage de ballots de paille, des feuillards métalliques sont visés entre les montants dans le sens de l'épaisseur de l'ossature et des coffrages sont fixés sur l'ossature bois sur les façades intérieures et extérieures afin de couler un mortier allégé contre les bottes de paille sur une épaisseur de 4 cm. Lorsque le mortier coulé sur un étage de ballot de paille est sec, les façades sont décoffrées et la structure peut alors être remplie d'un nouvel étage de ballots de paille, feuillards et clous. Lorsque le remplissage de l'ossature est achevé et que le mortier coulé sur les derniers éléments de murs est sec, un enduit à la chaux est posé sur les façades afin de protéger la structure de la pluie et de l'humidité. Afin de visualiser la mise en œuvre de cette technique de construction, la construction d'un élément de mur et une coupe d'une maison G.R.E.B sont détaillées sur les figures 0.1 et 0.2. Une étude détaillée de la technique du G.R.E.B est présentée dans les éléments de contexte.

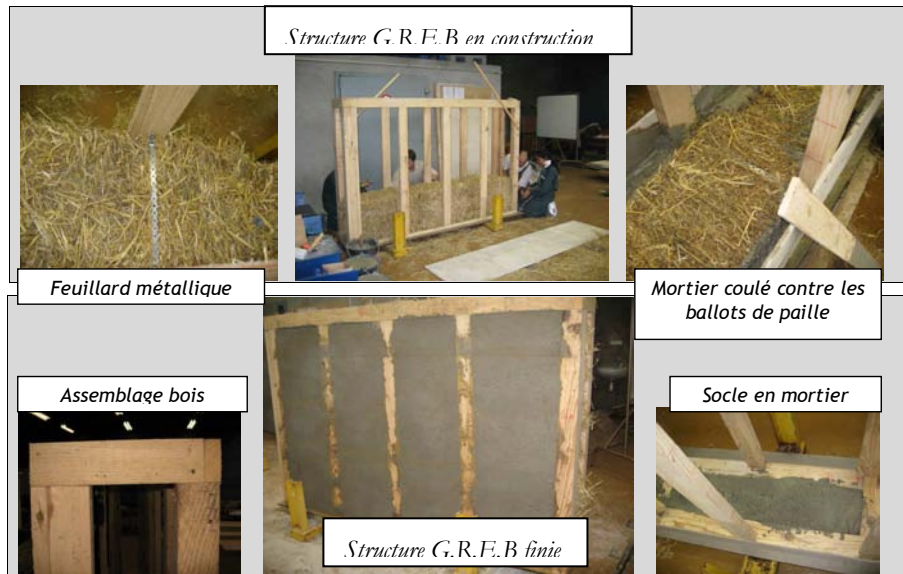
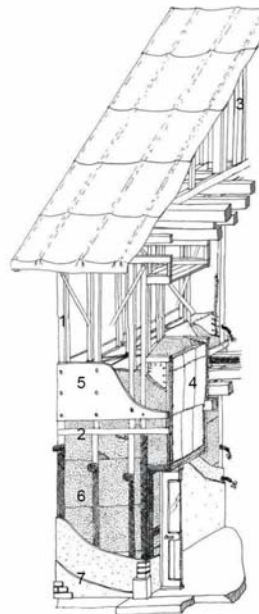


Figure 0.1 : Construction des éléments de mur G.R.E.B



- | | |
|--|---|
| 1. Poteaux verticaux espacés de 60 cm | 2. Lisse horizontale |
| 3. Colonne d'appui | 4. Rang de ballots de paille |
| 5. Coffrages visés sur l'ossature bois | 6. Mortier léger coulé entre la paille et le coffrage |
| 7. Enduit à la chaux ou autre parement de finition | |

Figure 0.2 : Coupe d'une maison G.R.E.B

1 PROBLEMATIQUE

Une structure G.R.E.B est hétérogène car elle est composée de différents matériaux dont les propriétés mécaniques sont encore inconnues. Chacun des matériaux doit être étudié indépendamment et ses propriétés mécaniques (modules d'Young, coefficient de Poisson, résistance à la compression et résistance à la flexion) doivent être définies afin de comprendre le fonctionnement mécanique de chaque matériau et de pouvoir analyser le comportement mécanique global de la structure G.R.E.B.

Les structures G.R.E.B sont constituées d'une structure porteuse en bois utilisée sans contreventement. Les sections de bois formant les lisses hautes et basses de la structure présentent la particularité d'avoir été assemblées en quinconce. Le comportement mécanique des assemblages en quinconce des sections de bois sera analysé.

D'autre part le mortier est disposé en plaque entre les montants de la structure bois. De part sa disposition dans la structure G.R.E.B, on peut penser qu'il assure le contreventement de la structure bois. Cette hypothèse sera exploitée dans les phases d'expérimentation et de modélisation des éléments de mur G.R.E.B.

Des bottes de paille sont disposées entre les montants de la structure porteuse en bois. La paille est un matériau reconnu pour ses qualités d'isolant thermique mais son comportement mécanique dans les structures G.R.E.B est inconnu. La phase d'expérimentation des différents éléments de mur construits permettra de déterminer l'influence de la paille sur la résistance générale et sur la déformation de la structure lorsqu'elle est soumise à un chargement vertical et à un banc de cisaillement.

Un feuillard métallique est placé entre les montants de bois sur chaque niveau de paille. Le feuillard est fixé entre les montants afin de résister au flambement. Son influence sur le comportement mécanique d'un élément de mur G.R.E.B sera testée car sa nécessité dans la structure reste à prouver.

Du mortier est coulé entre les montants extérieurs de l'ossature bois. Son rôle dans la résistance en cisaillement de la structure est à définir car sa disposition en plaque entre les montants de bois laisse penser qu'il joue le rôle de contreventement de l'ossature bois. Ses propriétés sont différentes du bois. Il s'agit donc de définir l'assemblage entre le bois et le mortier et de comprendre comment le mortier réagit mécaniquement dans une structure rigide en travaillant à la fois en compression et en cisaillement.

Enfin le comportement mécanique relatif des vis, du bois et de la paille sera analysé afin de définir la nécessité mécanique des vis dans une structure G.R.E.B.

Nous allons désormais définir les objectifs de ce travail de fin d'études. Après avoir réalisé une étude bibliographique afin de comprendre le principe de la technique du G.R.E.B et de définir les caractéristiques de chacun des matériaux constitutifs des structures G.R.E.B, il s'agit tout d'abord de définir l'échelle des échantillons à tester mécaniquement et de déterminer les inconnues mécaniques de caractérisation des matériaux. Ensuite il s'agit d'analyser le comportement d'éléments de mur G.R.E.B en compression et en cisaillement et de comprendre à la fois comment les différents matériaux sont assemblés et comment ils interagissent mécaniquement. Enfin une modélisation aux éléments finis des structures G.R.E.B permettra de comparer le fonctionnement mécanique théorique aux réalités expérimentales.

2 ELEMENTS DE CONTEXTE

2.1 Les avantages de la construction en paille

Les constructions avec des matériaux « naturels » connaissent actuellement un attrait certain : ces matériaux sont facilement renouvelables et ils n'épuisent pas les ressources. C'est le cas notamment de la construction à base de ballots de paille. Cette construction est relativement aisée à mettre en œuvre car les ballots de paille sont facilement maniables et leur utilisation ne nécessite pas de compétences techniques particulières. La plupart des constructions en paille sont réalisées à partir d'une structure porteuse en bois assemblée à partir de petites sections de bois facilement maniables dans laquelle des bottes de paille sont insérées. Ainsi cette technique de construction présente un avantage non négligeable par rapport aux autres techniques, à savoir la possibilité de construire sa maison en auto construction, d'autant plus que la construction en paille présente un intérêt global. En effet, la paille est réputée pour être un très bon isolant à la fois thermique et acoustique. Cependant les constructions en paille sont des structures hétérogènes constituées d'un assemblage de matériaux naturels dont les propriétés mécaniques restent indéterminées pour le moment.

2.2 Les différentes techniques de construction en paille

2.2.1 La technique du G.R.E.B

Les fondations utilisées dans la construction G.R.E.B sont de type rigide. Sur chantier, plusieurs types ont été expérimentés dans la technique du G.R.E.B. En septembre 1996, une maison a été construite sur un concept, développé par Archibio, d'une dalle de ballots de paille. En 1997, une fondation avec une semelle de béton et une dalle en bois a été expérimentée. Au final plusieurs types de fondation sont réalisables mais la plus couramment utilisée est un radier en béton d'une épaisseur de 25cm [Déry, 2004].

Sur les fondations repose la structure en bois. Elle est composée d'une double ossature légère constituée de sections de bois de dimension 10cm x 4cm et dont l'épaisseur est légèrement supérieure à la largeur d'un ballot de paille (36 cm environ) de manière à faciliter la mise en place des ballots de paille à l'intérieur de la structure bois. La double ossature bois est constituée de quatre poteaux d'angle vissés à la lisse haute et à la lisse basse. Sur la longueur d'un mur plusieurs montants viennent compléter la structure bois.

On obtient alors une structure élancée de la hauteur d'un mur de maison, soit approximativement 2,30m. Ainsi cette structure constituée de montants de faible section et de grande hauteur semble sujette au flambement. Il est important de remarquer qu'elle n'est pas contreventée. Ainsi il apparaît nécessaire de caractériser son comportement lorsqu'elle est soumise à un chargement vertical et à un banc de cisaillement.

Lors d'un passage d'étage, des solives du plancher de l'étage supérieur sont vissées sur la lisse haute et espacées de 40 à 50 cm suivant la portée. Dans le cas où l'architecture de la maison engendre une surcharge, une colonne d'appui vient consolider l'ossature bois. Cependant les propriétés mécaniques d'une colonne d'appui restent inconnues.

Lorsque la phase d'assemblage de l'ossature bois est terminée, un niveau de ballots de paille est disposé à l'intérieur de la double ossature. Des clous espacés de 30 cm sont alors fixés sur la tranche des montants de la double ossature. Les clous peuvent également être espacés de 10 cm. Le rôle mécanique des clous et l'influence de leur espacement dans le comportement de la structure restent à définir.

Entre chaque niveau de ballots de paille, des feuillards métalliques sont ajoutés. Ils relient les montants en regard (Cf. figures 2.1 et 2.2). Le rôle mécanique joué par les feuillards est complexe. Ils sont peu déformables et permettent à la fois de stabiliser verticalement les ballots et de limiter le flambement des montants.



Figure 2.1 : Structure bois avec remplissage paille et feuillards



Figure 2.2 : Feuillard métallique entre deux montants

Dans un troisième temps, lorsqu'un niveau de ballots de paille est installé à l'intérieur de l'ossature bois, des coffrages sont vissés sur les montants intérieurs et extérieurs de l'ossature bois de manière à couler un mortier allégé à la sciure de bois contre les ballots de paille sur une épaisseur de 4cm (cf. figure 2.3). La formulation du mortier communément utilisée dans les constructions G.R.E.B est la suivante :

- 4 volumes de sciure
- 3 volumes de sable
- 1 volume de chaux aérienne
- 1 volume de ciment
- + eau

En règle générale, le mortier est vibré à l'aide d'une aiguille vibrante. Les clous fixés sur les montants et plaqués contre les ballots de paille se retrouvent alors coulés dans le mortier. Le type d'assemblage de ces trois matériaux est à définir.

Ainsi la largeur finale de l'ossature bois est donc de 44cm, soit la largeur d'un ballot de paille (36 cm) à laquelle s'additionnent les deux épaisseurs de mortier de 4 cm chacune.



Figure 2.3 : Mortier coulé contre les ballots de paille

Après un temps de séchage de 24 heures, le premier niveau de ballots de paille est décoffré. Un second niveau de ballots de paille est ensuite inséré dans l'ossature bois, suivi de la mise en place des feuillards et des clous. Le second niveau de ballots de paille est ensuite coffré et coulé selon le procédé décrit précédemment pour le premier niveau de ballots de paille. La construction de la structure progresse ainsi niveau de paille par niveau de paille. Lors du décoffrage d'un niveau de paille, si des trous apparaissent dans le mortier, ils sont rebouchés avec du mortier pour assurer une homogénéité de la structure. L'apparence finale d'un élément de mur est présentée sur la figure 2.4.



Figure 2.4 : Elément de mur après décoffrage

La structure bois n'est pas contreventée. Cependant le coulage du mortier léger, matériau rigide, dans les cadres constitués par les montants peut lui faire jouer un rôle de contreventement. Pour effectuer un dimensionnement précis, il convient de vérifier ce rôle mécanique.

Enfin lorsque les murs sont décoffrés, une trame de verre est agrafée sur les montants pour permettre à l'enduit à la chaux d'adhérer sur le bois (Cf. figure 2.5). Les murs sont ensuite protégés soit par un enduit à la chaux, par un parement suivant la finition souhaitée ou par d'autres finitions suivant les exigences architecturales locales. De manière identique au mortier, les enduits peuvent être préparés avec de la chaux aérienne ou de la chaux hydraulique. Ils sont constitués d'un mélange de chaux et de sable dans des proportions variables suivant la qualité et les propriétés exigées de l'enduit. Le comportement mécanique des enduits ne sera pas testé car ils jouent principalement un rôle de protection de la structure contre l'humidité. Le mortier et l'enduit garantiront un mur respirant et protégé de la pluie car ils contiennent de la chaux. D'un point de vue hygrothermique, la chaux présente une grande perméabilité à la vapeur d'eau, mais une faible perméabilité à l'eau. En règle générale, pendant la phase de construction les enduits se fissurent par retrait endogène.



Figure 2.5 : Trame de verre

En conclusion, il apparaît que les structures G.R.E.B sont complexes car elles sont constituées de différents matériaux. Il s'agit dans le cadre de ce travail de lever plusieurs verrous pour mieux maîtriser le fonctionnement mécanique des murs construits suivant cette technique :

- comportement mécanique de chaque composant
- comportement mécanique d'éléments de mur G.R.E.B soumis à un chargement vertical et à un banc de cisaillement
- comportement des assemblages du bois dans les éléments de mur

2.2.2 Les autres techniques de construction en paille

2.2.2.1 L'émergence de la construction paille aux Etats-Unis : la technique Nebraska [idmaison, 2006]

La technique Nebraska est la plus ancienne technique de construction en paille. Cette technique porte le nom de la région des Etats-Unis où elle a été mise au point. Elle présente une similarité avec la technique du G.R.E.B dans son utilisation de ballots de paille comprimés et enduits. Cependant des différences notables apparaissent entre les deux techniques. Pour cette technique, les ballots de paille sont utilisés en tant que blocs porteurs de la structure. D'autre part, les ballots de paille sont simplement enduits et deux types d'enduits sont utilisés selon la façade. Sur la façade intérieure les ballots de paille sont enduits à la chaux et sur la façade extérieure ils sont enduits de terre. Enfin des tiges filetées assurent le maintien des ballots de paille sur toute la hauteur de la maison. Les tiges filetées jouent un rôle de compression verticale qui limite les déformations.

Ainsi, de part sa technique de construction, la technique Nebraska ne présente pas une facilité accrue de mise en œuvre, contrairement à la technique du G.R.E.B. Elle est donc plus adaptée aux maisons de plein pied qu'aux maisons à étages.

2.2.2.2 La technique autrichienne [idmaison, 2006]

Dans ses fondements, la technique autrichienne se rapproche de la technique du G.R.E.B puisqu'elle consiste à mettre en oeuvre une structure porteuse en bois avec un remplissage en ballots de paille. La conception est cependant différente. D'une part, le bois est utilisé sous la forme de poutres porteuses qui sont placées entre les ballots de paille à des intervalles multiples. Ces poutres sont constituées de deux pannes reliées de sections 6x14 cm. D'autre part, un lattage bois est disposé contre le ballot de paille sur la façade intérieure et un bardage bois sur lattage est fixé sur la façade extérieure, emprisonnant ainsi le ballot de paille entre les plaques d'OSB. Ainsi, la différence notable entre la technique Autrichienne et la technique du G.R.E.B réside dans l'absence de mortier ou d'enduit qui est alors remplacé par des panneaux de bois posés sur des contre-lattages.

Enfin le montage se fait assez rapidement et contrairement à la technique du G.R.E.B il se fait à sec, cependant il est onéreux.

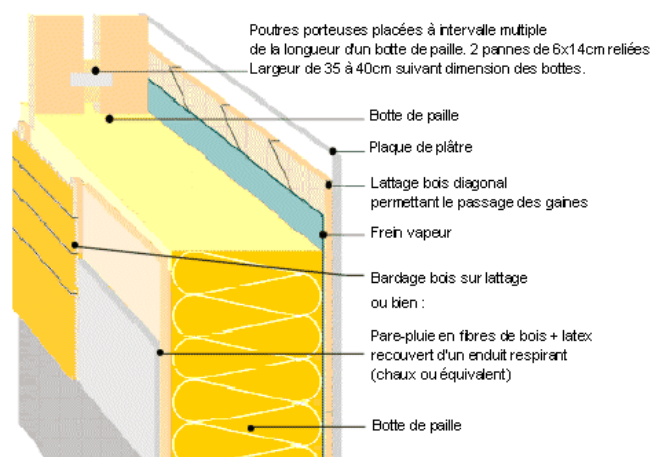


Figure 2.6 : Structure paille décomposée de la technique autrichienne [idmaison, 2006]

2.2.2.3 Le projet de Montholier [Grelat, 2005]

La technique de construction employée dans la construction d'une maison en paille à Montholier dans le Jura requiert l'utilisation de matériaux de construction similaires à ceux employés pour la construction G.R.E.B. Cependant ces deux techniques comportent des différences fondamentales dans l'utilisation des matériaux.

D'une part, la structure porteuse en bois est une ossature simple réalisée en bois lamellé collé sans contreventement. Ainsi pour contrer le contreventement, une structure massive en portique tridimensionnel a été fabriquée (Cf. figure 2.7).



Figure 2.7 : Portique tridimensionnelle de la maison de Montholier

Il serait intéressant de confronter la résistance mécanique de cette ossature bois simple à celle de la structure à double ossature bois de section plus fine utilisée dans la technique du G.R.E.B.

D'autre part, le remplissage de l'ossature bois simple est réalisé avec des bottes de paille qui sont d'abord découpées en ballots de paille au gabarit souhaité à savoir 40 x 36 x 86 cm. Puis les faces intérieures et extérieures des ballots sont trempées dans une barbotine de chaux et de chanvre (cf. figure 2.8). La formulation du mortier de chaux utilisée pour le trempage des ballots de paille est la suivante :

CHANVRIBAT : 100 litres

TRADICHANVRE : 3 sacs soit 90 kg

Eau : 65 litres.

Le mortier utilisé dans cette technique de mise en œuvre est uniquement constitué de chanvre et de chaux alors que le mortier G.R.E.B est constitué de chaux, de sciure de bois, de sable et de ciment. Les caractéristiques mécaniques du mortier utilisé à Montholier n'ont pas été déterminées.



Figure 2.8 : Trempage des bottes de paille

Les ballots de paille trempés sont ensuite insérés entre les montants et sont légèrement comprimés à la mise en place des traverses fixées sur l'ossature. Le remplissage en paille de la structure bois est donc plus long à mettre en œuvre et est beaucoup moins aisé que dans la technique du G.R.E.B qui utilise des ballots de paille secs et un mortier simplement coulé contre les ballots de paille. (Cf. figure 2.9)



Figure 2.9 : Mur rempli de ballots de paille trempés

Cette technique de remplissage paille rencontre plusieurs problèmes majeurs. Le premier concerne le remplissage paille de la toiture. Il est nécessaire de préfabriquer au sol des panneaux bois/paille/barbotine qui sont ensuite hissés à l'aide d'une grue et posés à cheval sur les poutres rivant la toiture. La mise en œuvre du remplissage paille de la toiture de la technique du G.R.E.B ne présentait pas de difficultés particulières par rapport au remplissage des murs de façade. Le second problème conséquent lié à cette technique de remplissage paille est l'apparition massive de joints courants horizontaux et verticaux entre l'ossature bois et les bottes de paille, qui sont rebouchés par un mélange chanvre-chaux analogue à celui du corps d'enduit extérieur. Ainsi cette phase de mise en œuvre est longue et implique donc une perte de temps conséquente.

Enfin il était initialement prévu dans la construction que l'enduit destiné aux façades intérieures et extérieures soit un enduit à la chaux de 2 cm d'épaisseur. Au cours de la réalisation, il a été remplacé par un mélange chanvre-chaux. L'enduit de façade utilisé sur ce projet de Montholier est constitué d'un mélange de chaux et de chanvre alors que celui utilisé dans la technique du G.R.E.B est un mélange de chaux et de sable. Les deux enduits ont ainsi des propriétés mécaniques totalement différentes car le chanvre est un matériau léger et souple alors que le sable est un matériau rigide.

Grâce à une collaboration à la fois financière avec l'ADEME et technique avec le CEBTP, le projet de Montholier a pu être réalisé et étudié par le CEBTP. Ainsi d'un point de vue réglementaire le projet de Montholier et l'association APPROCHE-PAILLE ont un but commun, à savoir préparer l'ébauche des DTU sur les matériaux de construction de maisons en paille. Cependant les études réalisées par le CEBTP et l'étude que nous détaillons dans ce rapport ont des objectifs totalement différents : le but des études du CEBTP était de mesurer le comportement hygrothermique des parois de maison en paille, de déterminer leur résistance au feu et de caractériser la tenue des enduits, alors que le but de nos essais est de caractériser le comportement mécanique des constructions selon la technique du G.R.E.B.

Ainsi trois techniques de construction en paille ont été comparées à la construction selon la technique du G.R.E.B. Malgré quelques similitudes dans les modes de construction, il faudra bien se garder d'appliquer les conclusions de ce travail à l'ensemble des réalisations en bois et en paille.

2.2.3 Les essais mécaniques réalisés pour la construction en paille

Dans le cadre du projet de Montholier, le CEBTP a réalisé un essai mécanique de caractérisation de la tenue des enduits. Des mesures ont été effectuées sur les enduits intérieurs et extérieurs dans le but de déterminer la résistance à l'arrachement des enduits.

L'essai réalisé est un essai de traction sur un bloc de mur de surface 50mm x 50mm construit selon le procédé constructif du projet de Montholier. Les observations montrent que la rupture de l'enduit chanvre-chaux est de type cohésif au niveau de la trame entre l'enduit et la couche de finition. Les résultats des essais donnent une résistance moyenne à l'arrachement des enduits sur les deux types de parois de 0,01 MPa. La valeur de la résistance à l'arrachement est très faible comparée à la valeur imposée par le DTU pour les enduits sur maçonneries traditionnelles qui est de 0,3 MPa. Cependant la valeur de résistance à l'arrachement des enduits n'est pas pénalisante pour la structure car une résistance à l'arrachement de 0,01 MPa représente

un effort de traction de 10kN/m^2 , soit 1 tonne/m^2 . Ainsi la résistance à l'arrachement des enduits est bien supérieure aux efforts de traction que l'enduit peut subir.

L'essai de résistance à l'arrachement des enduits a été réalisé sur un enduit chanvre/chaux alors que l'enduit G.R.E.B est un enduit sable/chaux. Les résultats obtenus ne sont donc pas applicables directement à l'enduit G.R.E.B, mais ils permettent tout de même de définir un ordre de grandeur de la résistance à l'arrachement d'un enduit G.R.E.B.

2.3 Caractéristiques des matériaux

2.3.1 Caractéristiques du bois

Le bois est une matière ligneuse élaborée par un organisme vivant au milieu d'un écosystème. L'ensoleillement, la nature du terrain, l'altitude, la température ambiante, la pollution atmosphérique et bien d'autres facteurs influent directement sur la croissance des arbres et donc sur leurs propriétés. L'origine végétale du bois explique ses particularités, mais aussi sa richesse et sa variété, en tant que structure porteuse et que support de finition. Le bois est un matériau aux caractéristiques variables d'une essence à l'autre voire dans un même arbre et présente des singularités plus ou moins marquées.

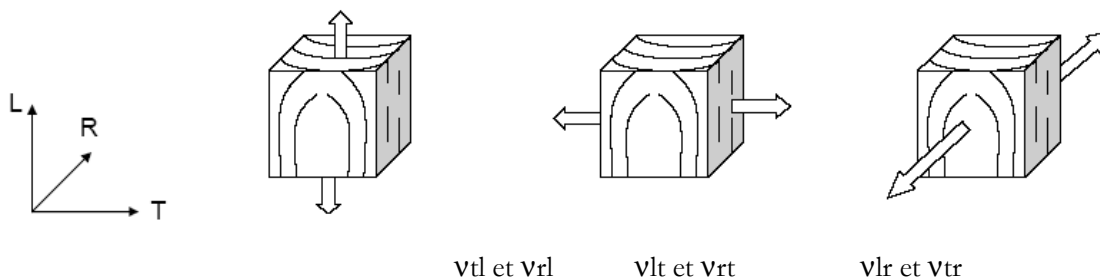
D'autre part, le bois est un matériau aux caractéristiques complexes puisqu'il a la particularité d'être un matériau à la fois hétérogène, anisotrope et hygroscopique [CNDB, 2006]. Son hétérogénéité est liée à son mode de production car les cellules qui le composent sont de formes différentes et possède des singularités de croissance. Ainsi, sa densité est irrégulièrement répartie ce qui provoque une très grande variabilité de la masse volumique du bois selon les espèces et à l'intérieur d'une même espèce.

L'anisotropie du bois est liée à l'orientation de sa structure cellulaire qui est différente selon les trois directions de l'espace. Elle influe sur le comportement mécanique du bois qui est caractérisé par deux constantes élastiques que sont le module d'Young et le coefficient de Poisson, chacune dans les trois directions de l'espace. L'université de Laval au Québec a réalisé des essais de détermination du coefficient de Poisson du bois. Les résultats sont récapitulés sur la figure 2.10 [Laghdír, 2004]. De même la résistance à la compression du bois est influencée par son anisotropie. Ainsi les grandeurs physiques et mécaniques intrinsèques au bois sont différentes selon les trois directions de l'espace.

Matériau	Densité (g/cm ³)	ν_{tl}	ν_{rl}	ν_{lt}	ν_{rt}	ν_{lr}	ν_{tr}
Feuillus	0,65	0,67	0,46	0,39	0,38	0,0048	0,033
Résineux	0,45	0,51	0,43	0,39	0,31	0,03	0,02

Figure 2.10 : Tableau de valeurs expérimentales de coefficients de poisson

Avec les notations décrites ci-dessous.



Avec L la direction dans la longueur du bois, R la direction radiale et T la direction transversale.

Le bois est un matériau hygroscopique c'est-à-dire qu'il est capable de perdre ou de reprendre de l'humidité en fonction de la température et surtout de l'humidité relative de l'air ambiant. L'eau liée contenue dans le bois s'ajoute à la masse de la matière ligneuse. Ainsi la masse volumique du bois varie selon l'humidité. C'est pourquoi avant toute utilisation dans la construction il est nécessaire de le sécher afin d'éviter, après sa mise en œuvre, tout phénomène de retrait qui pourrait provoquer des désordres dans les assemblages.

De part sa composition naturelle et ses caractéristiques mécaniques, le bois a donc un comportement élastoplastique. Ainsi le bois est un matériau naturel provenant de cultures variables, constitué d'eau, d'air et de matière végétale assemblées de manière désordonnée, ce qui lui procure des propriétés d'hétérogénéité, d'anisotropie et d'hygroscopie. Le bois est donc un matériau difficile à appréhender.

2.3.2 Caractéristiques de la paille [Danielewicz et Reinschmidt, 2007]

L'université de sciences appliquées de Magdeburg Stendal a réalisé des tests mécaniques sur des bottes de paille issues de production organique de seigle en Hollande, de dimensions 185 cm x 85cm x 48 cm, de masse 90 kg et de densité 129 kg/m³.

Les chercheurs ont réalisé un essai de module d'Young sur cinq bottes de paille de masse volumique différentes (Cf. figure 2.11). On retiendra le résultat moyen du module d'Young : **E = 0,75 MPa**.

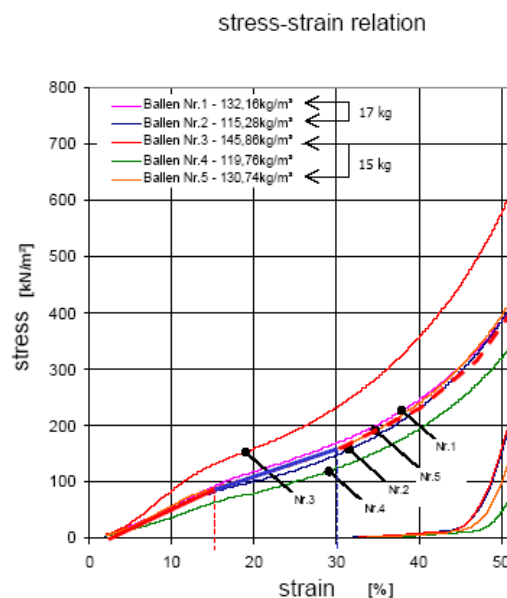


Figure 2.11 : Courbe contrainte/déformation de 5 bottes de paille

Les bottes de paille utilisées pour la construction d'éléments de mur G.R.E.B sont issues d'une production de paille de blé dans la Drôme. Elles sont donc différentes des bottes de paille utilisées lors des essais réalisés à l'université de Magdeburg Stendal, d'autant plus qu'elles ont été compactées de manière différente. Cependant la valeur expérimentale de module d'Young déterminée dans ces essais permet d'obtenir un ordre de grandeur du module d'Young de la paille.

2.3.3 Caractéristiques des constituants du mortier [Thévard et Brossamain, 2006]

2.3.3.1 *La chaux*

Dans la formulation G.R.E.B, la chaux est l'un des constituants du mortier. Elle peut être utilisée sous deux formes, hydraulique ou aérienne.

La chaux hydraulique appelée Natural Hydraulic Lime (NHL) anciennement appelée XHN fait sa prise avec l'eau. Cette prise de gâchée est rapide.

La chaux aérienne appelée Calcic Lime (CL) anciennement appelée CAEB fait sa prise avec le CO₂ de l'air. En milieu humide sa prise est lente et la chaux aérienne durcit avec le temps. Elle est utilisée le plus souvent en maçonnerie pour les enduits ou en mélange. Les éléments de mur construits à l'ENTPE ont été réalisés avec un mortier à la chaux aérienne. Ainsi le temps de séchage du mortier des éléments de mur est important.

D'autre part, la chaux possède des propriétés particulières. En règle générale, la chaux utilisée est de type NHL 5 du fait de sa résistance à la compression (de l'ordre de 5MPa), de ses qualités en tant qu'isolant phonique ainsi que de sa très bonne perméabilité à la vapeur d'eau. La chaux apporte ainsi au mortier la propriété de la perméabilité à la vapeur d'eau.

2.3.3.2 *Le ciment*

Le ciment est utilisé dans la composition du mortier pour sa résistance à la compression. Le ciment utilisé en général est du type CEM II B-LL 32,5 R.

2.3.3.3 *La sciure de bois*

La sciure utilisée est issue de bois blanc. Elle a pour intérêt de permettre l'allègement du mortier et la régulation de l'hygroscopique des structures.

2.3.3.4 *Le sable*

Le choix du sable n'est pas déterminant pour la qualité du mortier. Il peut être d'origines différentes, à savoir roulé ou concassé. En général, le sable choisi est un sable 0/4. Il permet d'apporter au mur un aspect rugueux qui facilite l'accroche de l'enduit.

Ainsi, la caractérisation des matériaux utilisés dans la technique du G.R.E.B met en exergue le fait que les éléments de murs G.R.E.B sont des structures hétérogènes complexes constituées de matériaux aux propriétés variées. De ce fait, les structures G.R.E.B ont un comportement mécanique complexe qui reste, jusqu'à aujourd'hui, indéterminé.

2.4 Le contexte réglementaire

Aucune réglementation n'existe en Europe pour les constructions en paille, faute de caractérisations du comportement mécanique, thermique et acoustique des matériaux constitutifs de maison en paille. Les essais réalisés au cours de ce Travail de Fin d'Etudes permettront d'établir une première caractérisation mécanique des matériaux de construction utilisés dans la technique du G.R.E.B qui pourra contribuer à l'émergence d'un règlement de construction sur les habitations en paille.

L'émergence de la construction en paille est délicate car elle met en œuvre des matériaux de construction variés. En effet, elle implique non seulement l'utilisation d'un matériau atypique, la paille, mais aussi de matériaux composites nouveaux, tel que le mortier. Ainsi, une maison en paille ne peut pas être assurée pour le moment faute de normalisation. Il n'y a, par ailleurs, pas de garantie décennale sur les travaux mettant en œuvre le matériau paille. C'est pourquoi, à l'heure actuelle, les auto constructeurs de maisons en paille assurent leur maison sous le terme de constructions à ossature bois qui sont réglementées par la norme NF P 21-204-1 ou DTU 31-2 relative à la construction de maisons ou bâtiments à ossature bois. En termes d'isolation thermique, elles doivent répondre aux exigences de la RT 2005. La réglementation constitue donc un frein à l'innovation empêchant ainsi un développement conséquent de maisons écologiques.

3 PARTIE EXPERIMENTALE

3.1 Planning expérimental

Les murs des maisons G.R.E.B présentent la particularité d'être constitués à la fois d'une double ossature bois de faible section, de ballots de paille disposés à l'intérieur et de plaques de mortier coulées sur les façades des murs entre les montants de l'ossature bois. L'objectif des expérimentations menées au laboratoire Géo Matériaux de l'ENTPE est de caractériser le comportement mécanique des maisons en paille construites selon la technique du G.R.E.B. Pour cela nous avons décidé de mener des expérimentations sur des éléments de mur G.R.E.B de dimensions suffisantes pour caractériser leur comportement mécanique. D'autre part, nous avons réalisé des essais mécaniques sur des échantillons de matériaux constitutifs des structures G.R.E.B afin de déterminer leurs propriétés mécaniques.

Nous avons fabriqué un premier élément de mur constitué uniquement d'une ossature bois. La lisse basse est assemblée à partir de quatre planches de bois de section 10cm x 4cm. Deux planches ont une longueur de 2,30m et les deux autres ont une longueur de 26cm. Les planches de bois sont visées en quinconce les unes aux autres (figure 3.1) afin d'obtenir une structure plus résistante mécaniquement. La quinconce des planches introduit alors une dissymétrie de la structure de la lisse basse.

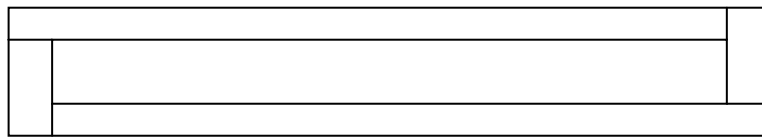


Figure 3.1 : Schéma de l'assemblage quinconcé de la lisse basse

Des montants espacés de 60 cm sont vissés sur la lisse basse. D'une part, les poteaux d'angle des éléments de mur sont constitués de l'assemblage de deux montants de section 10cm x 4cm et sont vissés dans la lisse basse. Les caractéristiques mécaniques des assemblages de montants sont à définir. D'autre part, les montants du poteau sont assemblés de manière à croiser la quinconce des planches de la lisse basse (figure 3.2). L'influence de la quinconce des montants sur les caractéristiques mécaniques des poteaux d'angle et des éléments de mur est à déterminer.



Figure 3.2 : Photo des assemblages de planches sur la lisse basse

Enfin, les poteaux d'angle et les montants disposés sur la longueur du mur sont ensuite vissés à la lisse haute qui est réalisée à l'identique de la lisse basse (Cf. figure 3.3).



Figure 3.3 : Photos des assemblages de planches sur la lisse haute

Sur chantier, un socle rigide supporte les murs. C'est pourquoi pour les manipulations réalisées en laboratoire, une dalle en bois a été placée sous les éléments de murs de dimension 2,40m x 1,60m x 44cm lors des essais de caractérisation de leur comportement mécanique.

Cette première structure constituée uniquement de la double ossature en bois a été testée expérimentalement afin de déterminer le comportement mécanique des assemblages bois d'une structure G.R.E.B soumise à un chargement vertical et à un banc de cisaillement.

Un second élément de mur a été fabriqué. Il est constitué d'une double ossature bois avec un remplissage en paille. A chaque niveau de ballots de paille, des feuillards métalliques ont été placés sur l'épaisseur de la double ossature entre les montants. Cette seconde structure sera testée afin de comprendre l'influence de la paille sur le comportement mécanique de la structure et de déterminer le rôle mécanique joué par les feuillards métalliques.

Quatre autres éléments de mur ont été fabriqués. Ils sont constitués d'une double ossature bois avec un remplissage en paille, auquel s'ajoutent des feuillards métalliques à chaque niveau de ballots de paille. La structure est complétée par des clous disposés sur les montants. Deux structures sont fabriquées avec des clous espacés de 10 cm et deux autres avec des clous espacés de 30 cm. Enfin des plaques de mortier de 4cm d'épaisseur sont coulées contre la paille dans l'espacement entre les montants de chaque face de la structure. Les deux éléments de mur ayant un même espacement entre les clous ont été testés à des dates différentes afin de déterminer l'influence du séchage du mortier sur le comportement mécanique de l'élément de mur. Lors de la construction des éléments de mur, un socle en mortier (figure 3.4) a été coulé dans la lisse basse de manière à créer un appui rigide de la structure sur le sol.



Figure 3.4 : Photo de la dalle de mortier

Dès la phase de construction, nous avons constaté que les éléments de mur étaient des structures hétérogènes constitués de différents matériaux aux propriétés mécaniques inconnues. Ainsi des échantillons des différents matériaux constitutifs de la structure, à savoir de mortier et de bois ont été préparés. Le mortier est un matériau complexe à base de plusieurs constituants, tels que le sable, la chaux, le ciment et la sciure de bois qui ont des propriétés de rigidité différentes. Afin de déterminer le comportement mécanique du mortier, onze éprouvettes cylindriques de

16cm de diamètre et de 32cm de hauteur et trois éprouvettes prismatiques de dimension 7cm x 7cm x 49cm ont été coulées à partir de différentes bétonnières de mortier lors de la construction des éléments de mur. En théorie, il était prévu que trois éprouvettes de mortier soient testées à 28 jours, trois autres à 90 jours et qu'une marge de manœuvre sur les essais mécaniques de 5 éprouvettes soit conservée. En pratique, trois éprouvettes ont été testées à 36 jours, deux autres ont été testées à 48 jours et une éprouvette a été détruite après son démoulage car elle présentait des imperfections de conception. Les éprouvettes de mortier testées ont été choisies aléatoirement parmi la gâchée d'échantillons coulés. Les éléments de mur ont été construits à partir de planches de Pin et de Douglas. Les deux essences de bois ont été disposées aléatoirement dans les éléments de mur. Ainsi des échantillons de bois ont été découpés à partir des planches de Pin et de Douglas qui n'avaient pas été utilisées lors de la construction des éléments de mur. La hauteur des éprouvettes de bois utilisées pour les tests a été prise égale à celle déterminée dans les normes d'essais mécaniques sur le béton. Les éprouvettes de bois testées ont été choisies aléatoirement parmi les planches de bois. Elles peuvent donc présenter des défauts de constitution tels que des nœuds. Ainsi les propriétés mécaniques intrinsèques de matériaux constitutifs des structures G.R.E.B ont été déterminées.

Les expérimentations réalisées à l'ENTPE sur les éléments de mur construits en laboratoire ont nécessité la mise en place d'un dispositif expérimental de mesures spécifique. Tout d'abord, un bâti bi axial de chargement a été installé afin de tester le comportement mécanique des éléments de mur sous un chargement vertical et latéral. Le montage du dispositif expérimental impliquait la commande d'un matériel de mesure propre à l'expérimentation. Une première modélisation aux éléments finis des éléments de mur a permis tout d'abord de déterminer un ordre de grandeur du déplacement latéral de l'élément de mur sous une sollicitation latérale calculée. Le capteur de force et le vérin ont ainsi été choisis. La modélisation a également permis d'estimer les déplacements locaux d'un élément de mur soumis à une force de compression répartie et à une force latérale afin de dimensionner et de choisir des capteurs de déplacement LVDT dont la course était la plus adaptée au déplacement local de l'élément de mur.

Le planning expérimental des essais réalisés est présenté en annexe (annexe A).

3.2 Campagne d'essais sur les échantillons

3.2.1 Présentation de la campagne d'essais sur les échantillons

Les différents matériaux constituant les structures G.R.E.B ont été testés individuellement afin de déterminer leurs caractéristiques mécaniques. Ces grandeurs mécaniques sont ensuite utilisées pour la modélisation. Les grandeurs mécaniques représentatives des propriétés des matériaux sont :

- le module d'Young caractérisant la raideur du matériau
- le coefficient de Poisson
- la résistance à la compression représentant la contrainte maximale admissible par le matériau avant la rupture
- la résistance à la flexion intégrant sollicitations en traction et en compression

Ces grandeurs mécaniques permettront de dimensionner les structures G.R.E.B en fonction des sollicitations subies par les matériaux.

Afin d'obtenir des mesures représentatives des performances mécaniques finales des matériaux, le délai d'attente entre la fabrication des échantillons et la réalisation des essais est réglementé pour le béton mais n'est pas réglementé pour le mortier car sa cinétique de prise est inconnue. C'est pourquoi nous avons basé le délai de caractérisation des propriétés mécaniques du mortier sur la durée spécifique pour les essais sur le béton hydraulique. Cette durée est réglementée et établie à 28 jours car à cette date le béton hydraulique a atteint 95% de ses propriétés finales. Expérimentalement nous avons testé les éprouvettes de mortier à 36 jours.

Les essais sont réalisés à l'aide d'une presse hydraulique INSTRON équipée d'un capteur de force de 250 kN pour les essais de résistance à la compression qui sont pilotés en déplacement et d'un capteur de force de 50 kN pour les essais de flexion 4 points pilotés en déplacement ainsi que pour les essais de module d'Young et de coefficient de Poisson pilotés en force.

La mise en place du dispositif d'expérimentation inclut la préparation des éprouvettes. Dans le cas particulier du mortier, les éprouvettes testées ont été surfacées par sciage. Deux expérimentations ont été réalisées : la première 36 jours après la fabrication des éprouvettes et la seconde à 48 jours. Pour chaque expérimentation, deux éprouvettes ne provenant pas de la même bétonnière ont été sélectionnées. Concernant le bois, les éprouvettes sont préalablement découpées à la scie à partir des planches de bois provenant de la livraison utilisée pour la fabrication des éléments de mur. Après séchage, la planéité des surfaces des échantillons n'est pas parfaite : le bois a séché provoquant un gauchissement des planches.

3.2.2 Masses volumiques des matériaux

3.2.2.1 Masse volumique de la paille

Les bottes de paille utilisées sont des bottes de paille de blé provenant de la Drôme.

Une botte de paille est pesée afin de déterminer la masse volumique de la paille.

Les dimensions d'une botte de paille sont mesurées en alignant trois bottes de paille et en mesurant la longueur totale des trois bottes de paille. Il en est de même pour les deux autres directions de l'espace, à savoir l'épaisseur et la hauteur.

La masse expérimentale d'une botte de paille est de 14,2 kg pour une botte de paille de dimensions 36cm x 45cm x 80cm, soit un volume de 0,13 m³. La masse volumique d'une botte de paille est donc de 109 kg/m³.

Des essais ont été réalisés à l'université de Magdeburg Stendal en Allemagne sur des bottes de paille de seigle comprimées de 90kg provenant d'une production organique en Hollande et ayant un volume de 185cm x 85cm x 48cm. La masse volumique expérimentale d'une telle botte de paille était de 129 kg/m³ [Danielewicz et Reinschmidt, 2006]. Cette valeur est proche de nos mesures. L'écart de densité entre ces deux expérimentations provient de la différence de compactage des bottes de paille et de leurs origines différentes.

On prendra une masse volumique de la paille de **110 kg/m³**. La paille est donc un matériau léger. Sa masse volumique peut être comparée avec celle d'autres fibres végétales. La paille présente la même densité que les granules de chènevotte utilisées dans la fabrication du béton de chanvre qui a une masse volumique de 110 kg/m³ [Oliva, 2001].

3.2.2.2 Masse volumique du bois et de la sciure de bois

➤ Sciure de bois

La sciure de bois utilisée est un mélange de bois résineux de type pin et douglas. Un volume de 5 litres de sciure a été placé dans une armoire séchante à 50°C pendant deux jours. La masse de la sciure de bois a été pesée avant et après séchage. Le séchage permet à l'eau libre de s'évaporer alors que l'eau liée reste stockée dans le matériau.

Deux types de masses volumiques sont calculés, à savoir la masse volumique foisonnée et la masse volumique compactée de la sciure de bois. La masse de l'éprouvette contenant un volume de 5 litres de sciure de bois est de 0,202 kg. Un cylindre métallique de 3,541 kg a été introduit dans l'éprouvette pour tasser la sciure de bois afin de se rapprocher des caractéristiques intrinsèques du bois. Nous en déduisons ainsi la masse volumique foisonnée et la masse volumique intrinsèque de la fibre végétale. Les résultats intermédiaires et les masses volumiques foisonnées et intrinsèques sont récapitulées dans le tableau ci-dessous (figure 3.5).

Grandeurs expérimentales	Résultats
Volume de la sciure de bois intrinsèque (L)	0,555
Volume de la sciure de bois foisonnée (L)	0,620
Masse de la sciure de bois foisonnée (kg)	0,292
Masse de la sciure de bois intrinsèque (kg)	0,294
Masse volumique foisonnée (kg/m³)	471
Masse volumique compactée (kg/m³)	530

Figure 3.5 : Tableau de caractérisation de la masse volumique de la sciure de bois

Afin d'approcher les conditions de mise en œuvre expérimentales, une valeur moyenne sera prise entre la valeur de la masse volumique floclée et la masse volumique compactée de la sciure de bois, à savoir **500kg/m³**.

➤ Bois

Les éprouvettes de bois testées sont issues de planches de Pin et de Douglas qui ont respectivement une masse volumique de 494 kg/m^3 et de 606 kg/m^3 . **La masse volumique moyenne des deux essences de bois est donc de 550 kg/m^3 .**

En faisant l'hypothèse que la masse volumique du bois diffère selon l'essence et l'humidité du bois considéré, l'ADEME a établi des valeurs de masse volumique des différentes essences de bois. Pour les bois résineux, tels que le Douglas et le Pin, la masse volumique est évaluée à 450 kg/m^3 à 0% d'humidité, à 560 kg/m^3 à 20% d'humidité et à 900 kg/m^3 à 50% d'humidité. [Ademe, 2001]

La masse volumique de la sciure de bois utilisée à l'ENTPE est estimée expérimentalement à 500 kg/m^3 . Ce résultat est cohérent avec les valeurs fournies par l'ADEME car la sciure de bois utilisée a un pourcentage d'humidité faible.

Enfin, les masses volumiques des planches de Pin et du Douglas utilisées pour la fabrication des échantillons de bois correspondent à un bois résineux à environ 20 % d'humidité.

3.2.2.3 Masse volumique du mortier

Les éprouvettes de mortier sont stockées à 50% d'humidité et à une température de 20°C . On détermine leur masse initiale lors de la fabrication, puis leur masse à 28 jours et à 90 jours afin d'évaluer le séchage du mortier au cours du temps (figure 3.6). Pendant la construction des éléments de mur, onze éprouvettes cylindriques ont été réalisées à des temps différents et à partir de différentes bétonnières de mortier.

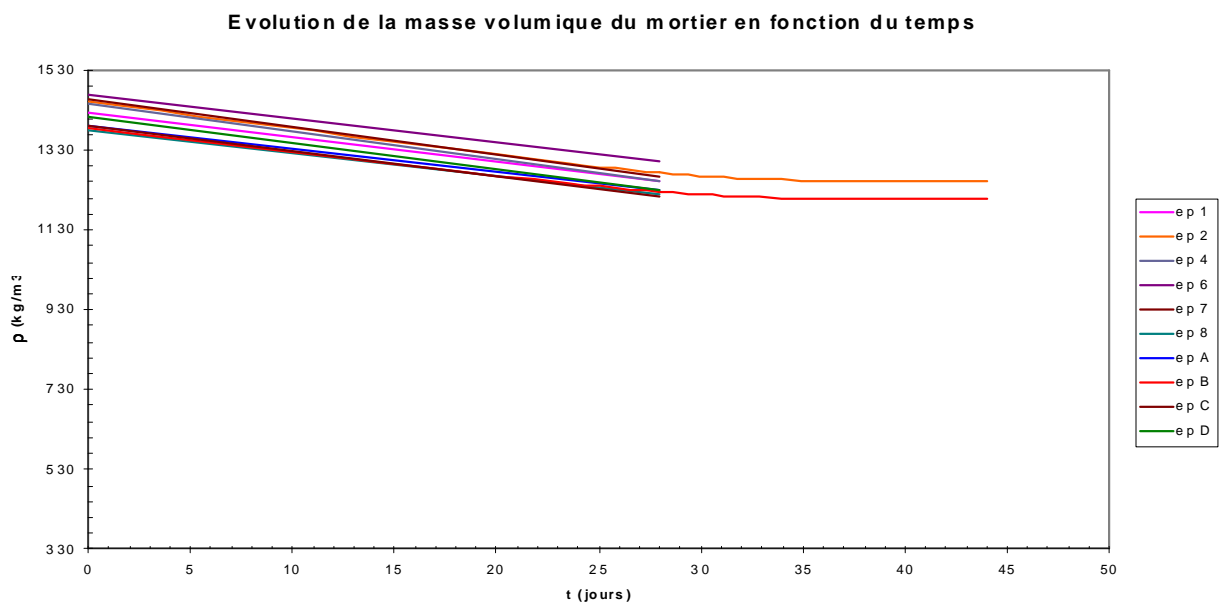


Figure 3.6 : Courbe de l'évolution de la masse volumique du mortier au cours du temps

On observe que les pentes des courbes des différentes éprouvettes sont similaires. Ainsi les différentes éprouvettes de mortier sèchent de manière identique.

Des relevés de masses des éprouvettes de mortier au cours du temps on retiendra la masse des éprouvettes à 44 jours. A cette date, les éprouvettes de mortier sont dans un état de séchage proche des conditions réelles de mise en œuvre sur chantier. **La masse volumique moyenne du mortier calculée à 44 jours est alors de 1230 kg/m³.** Cette valeur de la masse volumique du mortier est utilisée pour la modélisation du comportement des éléments de mur.

La masse volumique des éprouvettes de mortier diminue au cours du temps par séchage. Le tableau de la figure 3.7 présente le pourcentage d'eau perdu par séchage à 28 jours, à 44 jours et à 48 jours par rapport à la masse initiale des éprouvettes.

Eprouvettes cylindriques 16x32	Masse à t ₀ (kg)	Eau perdue à 28 jours (% en masse)	Eau perdue à 44 jours (% en masse)	Eau perdue à 48 jours (% en masse)
N°1	9,155	12,1		
N°2	9,335	12,3	13,7	21,1
N°4	9,311	13,6		
N°6	9,466	11,5		
N°7	9,387	13,4		
N°8	8,885	11,8		
A	8,929	11,4		
B	8,920	11,6	13,0	19,6
C	8,956	13,1		
D	9,070	12,9		

Figure 3.7 : Tableau de l'évolution au cours du temps de la masse des éprouvettes de mortier

A 48 jours, les éprouvettes 2 et B ont perdu environ 20% d'eau par rapport à leur masse initiale. L'eau libre contenue dans les éprouvettes de mortier a été libérée par séchage.

3.2.3 Essai de module d'Young

3.2.3.1 Conditions expérimentales

Cet essai permet de déterminer le module d'Young ou module d'élasticité linéaire isotrope. Il est déterminé dans le domaine élastique et linéaire du matériau et correspond à la valeur relative de la contrainte axiale par rapport à la déformation axiale. Graphiquement, le module d'Young représente la pente de la courbe $\sigma = f(\epsilon)$ dans le domaine de comportement élastique du matériau.

Les essais de module sont réalisés par une presse INSTRON, instrumentée d'un capteur de force de 50 kN. Ils sont pilotés en force. La vitesse de chargement imposée est de 10 kN/min pour les essais sur le bois et de 4kN/min sur le mortier.

Cet essai nécessite la mise en place d'un protocole expérimental spécifique. Dans le cas particulier des essais sur le mortier, une couronne métallique est fixée sur l'éprouvette dans le tiers central afin d'éviter le phénomène de frottement. Trois capteurs LVDT d'amplitude de 2,5mm fixés sur la couronne mesurent le déplacement de la couronne, ce qui permet de déterminer le déplacement axial du matériau dans le tiers central de l'éprouvette (Cf. figure 3.8).

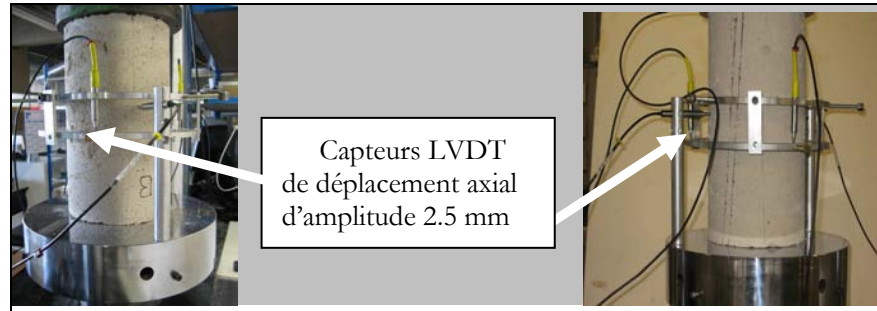


Figure 3.8 : Dispositif d'essai de module d'Young sur mortier

Le dispositif expérimental d'essais sur le bois présenté sur la figure 3.9 diffère de celui présenté pour le mortier car les éprouvettes de bois ont une section rectangulaire. Ainsi les capteurs de déplacement axiaux sont fixés directement sur les éprouvettes de bois.

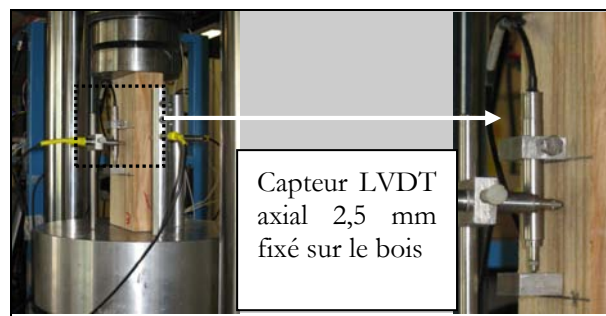


Figure 3.9 : Dispositif d'essai de module d'Young sur bois

D'autre part, les dimensions des éprouvettes soumises aux essais de module sont réglementées par la norme NF P 94-425 qui définit des critères de dimension du tiers central de l'éprouvette pour un essai de module sur les roches. La longueur du tiers central doit être comprise entre 0,6 à 1,1 fois le diamètre de l'éprouvette. Dans le cas du bois de section 100x40 mm², le diamètre du bois est assimilé à la moyenne de la largeur et de la longueur de l'éprouvette, qui est de 7cm. Ainsi le tiers central doit avoir une hauteur comprise entre 4,2 cm et 7,7 cm pour une éprouvette de 20 cm de hauteur. Lors des essais, l'épaisseur du tiers central a été prise égale à 5 cm. Dans le cas du mortier qui a été coulé dans des éprouvettes de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, le tiers central doit avoir une épaisseur comprise entre 9,6 cm et 17,6 cm pour des éprouvettes dont la hauteur oscille entre 28cm et 31cm après démoulage et surfaçage. Lors des essais, l'épaisseur du tiers central a été prise égale à 5 cm.

3.2.3.2 Résultats

Un essai de module a été réalisé le 23 mai 2008 sur une éprouvette de Pin et une éprouvette de Douglas de section 10cm x 4cm et de hauteur 20 cm. Deux essais de module ont été effectués sur le mortier. Le premier a été mené 36 jours après la fabrication du mortier sur les éprouvettes 1 et 8. Le second a été réalisé à 48 jours sur les éprouvettes 2 et B.

L'expérience est réalisée sur 3 cycles de chargement. Le premier cycle correspond à la mise en place, il ne sera donc pas pris en compte. Seules les deux mises en charge suivantes qui constituent la phase d'expérimentation sont significatives pour l'essai. Les cycles de chargement sont présentés sur la figure 3.10 pour le Pin. La courbe représente la contrainte appliquée par la presse en fonction de la déformation axiale sur la hauteur de l'éprouvette enregistrée par le LVDT de la presse.

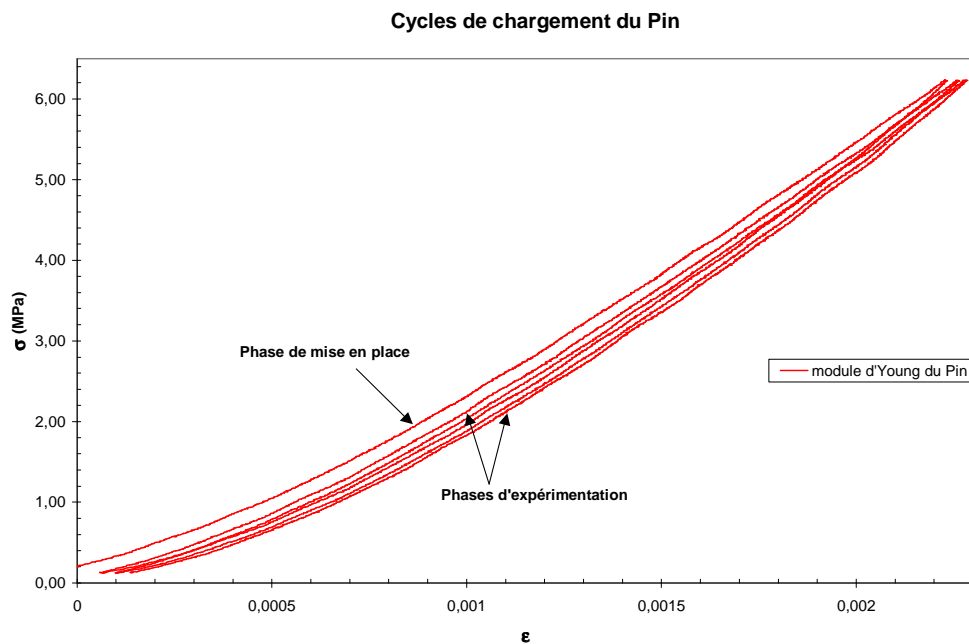


Figure 3.10 : Courbe de chargement du bois pour un essai de module d'Young

Les déplacements enregistrés par les quatre capteurs axiaux permettent d'en déduire les déformations dans le tiers central et d'en faire la moyenne. Le capteur de force enregistre la force appliquée. A partir de la section dans le tiers central de l'éprouvette, on en déduit la contrainte appliquée au cours de l'essai. La courbe contrainte/déformation axiale est tracée. Le module d'Young correspond à la pente de la courbe. De la même manière, le module d'Young défini sur la hauteur totale de l'éprouvette est déduit de la courbe $\sigma=f(\epsilon)$, avec ϵ le déplacement enregistré sur la hauteur totale de l'éprouvette par le capteur LVDT de la presse.

➤ Résultats des essais sur le bois

La figure 3.11 présente les sollicitations subies par le bois au cours des cycles de chargement/déchargement. Lorsque le bois est soumis à trois cycles de chargement en compression correspondant à de petites sollicitations ($\sigma_{\max} = 6,21$ MPa), les déformations résiduelles enregistrées sont au maximum de 0,0029. Ces déformations sont négligeables compte tenu de la contrainte maximale appliquée de 6,21 MPa, soit 6210 kN/m². Ainsi on considère que le matériau bois a un comportement réversible, ce qui caractérise son comportement élastique.

Sur tout le domaine de chargement, les courbes sont incurvées donc ne sont pas parfaitement linéaires. Cependant sur la figure 3.12, il apparaît que pour une contrainte inférieure à 0,5 MPa, les trois courbes correspondant à trois phases de chargement ont des pentes comparables : le bois a un comportement linéaire. Entre chaque cycle de chargement, on enregistre des déformations de l'ordre de $6 \cdot 10^{-5}$ donc une légère plasticité apparaît dans le bois. Le bois n'a pas un comportement parfaitement élastique.

Ainsi sur tout le domaine de chargement, le bois n'a pas un comportement parfaitement élastique linéaire.

Sollicitation du Douglas au cours de trois cycles de charge et décharge

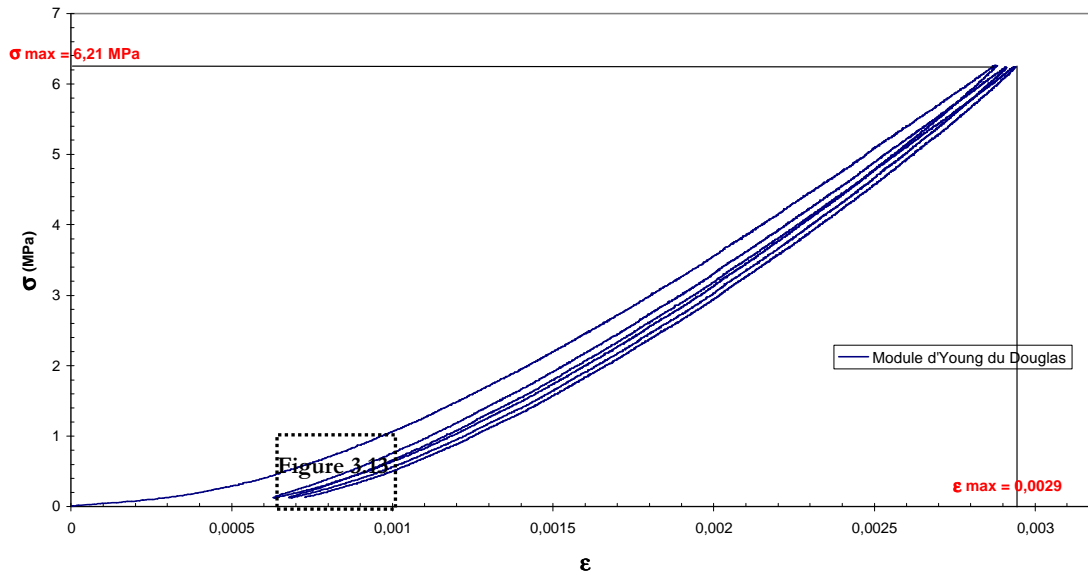


Figure 3.11 : Courbe de sollicitation du Douglas sous trois cycles de chargement

Sollicitation du Douglas au cours de trois cycles de charge et décharge

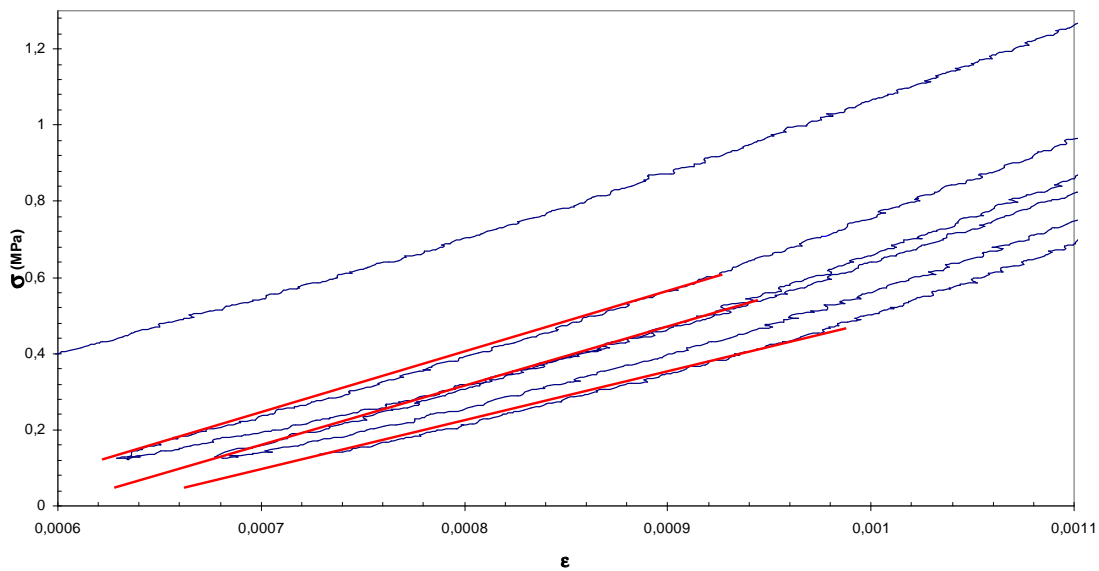


Figure 3.12 : Courbe de sollicitation du Douglas zoomée

La figure 3.13 présente la courbe de résultats des essais de module d'Young du Pin et du Douglas.

Comparaison des modules d'Young du Pin et du Douglas

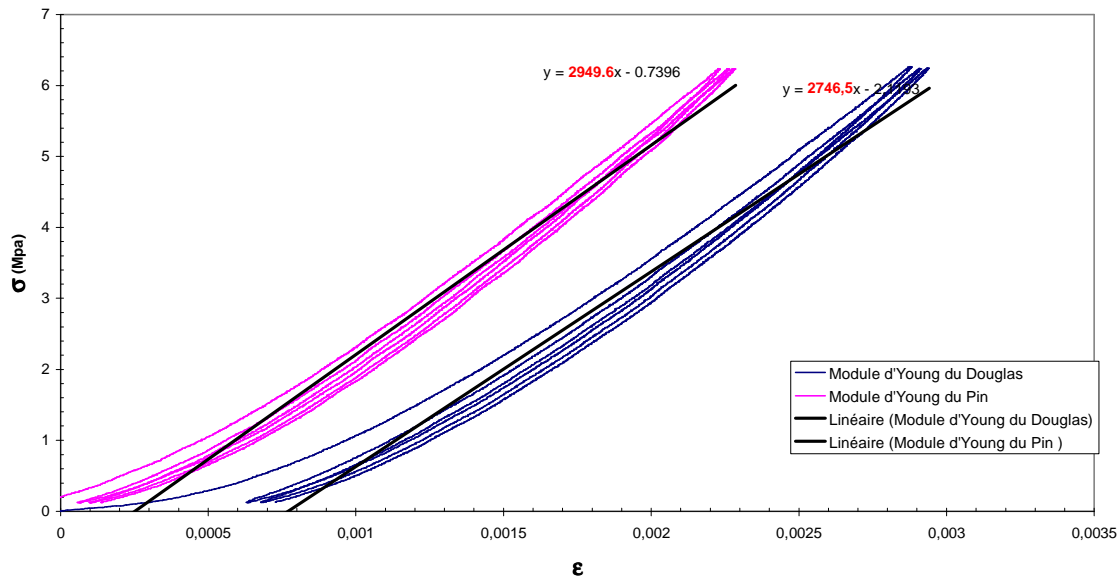


Figure 3.13 : Courbe de résultats de l'essai de module sur le bois

Les formes des courbes sont similaires pour les deux types d'essences. Le Pin et le Douglas réagissent donc de manière identique à des cycles de chargement-déchargement.

Les résultats des essais de module d'Young sur la hauteur totale des éprouvettes sont récapitulés dans le tableau suivant (figure 3.14).

Types d'essais	Pin	Douglas	Moyenne
E (MPa)	2746	2564	2655

Figure 3.14 : Tableau récapitulatif des résultats d'essais de module d'Young sur le bois

Les modules obtenus étant proches et les structures construites mélangeant les deux essences, une valeur moyenne sera utilisée : **Ebois=2655 MPa**.

Le module d'Young du bois peut être comparé aux grandeurs caractéristiques du module d'Young du béton. Le module d'Young du béton est estimé à 27 000 MPa, soit dix fois supérieur à celui du bois. Le bois utilisé est fortement élastique ce qui lui procure une grande déformabilité.

➤ Résultats des essais sur le mortier

Lorsque le mortier est soumis à trois cycles de compression (Figure 3.15) correspondant à de petites sollicitations ($\sigma_{\max} = 0,49$ MPa), les déformations résiduelles enregistrées sont au maximum de 0,0079. Ces déformations sont négligeables compte tenu de la contrainte maximale appliquée de 0,49 MPa, soit 490 kN/m² et des propriétés du mortier. Les déformations du mortier sont donc réversibles. Ainsi le mortier a un comportement élastique.

Sur la figure 3.16, il apparaît que pour une contrainte inférieure à 0,25 MPa, les deux courbes correspondant à deux phases de chargement ont des pentes comparables. La déformation varie linéairement en fonction de la contrainte. Ainsi dans cette zone, le mortier a un comportement linéaire.

Cependant sur tout le domaine de chargement, les courbes sont incurvées donc ne sont pas parfaitement linéaires. D'autre part, on enregistre de petites déformations (ϵ de l'ordre de 10^{-4}) entre chaque cycle de chargement donc le mortier devient quelque peu plastique au fil des cycles de chargement-déchargement.

Le mortier n'a donc pas un comportement parfaitement linéaire élastique sur tout le domaine de chargement.

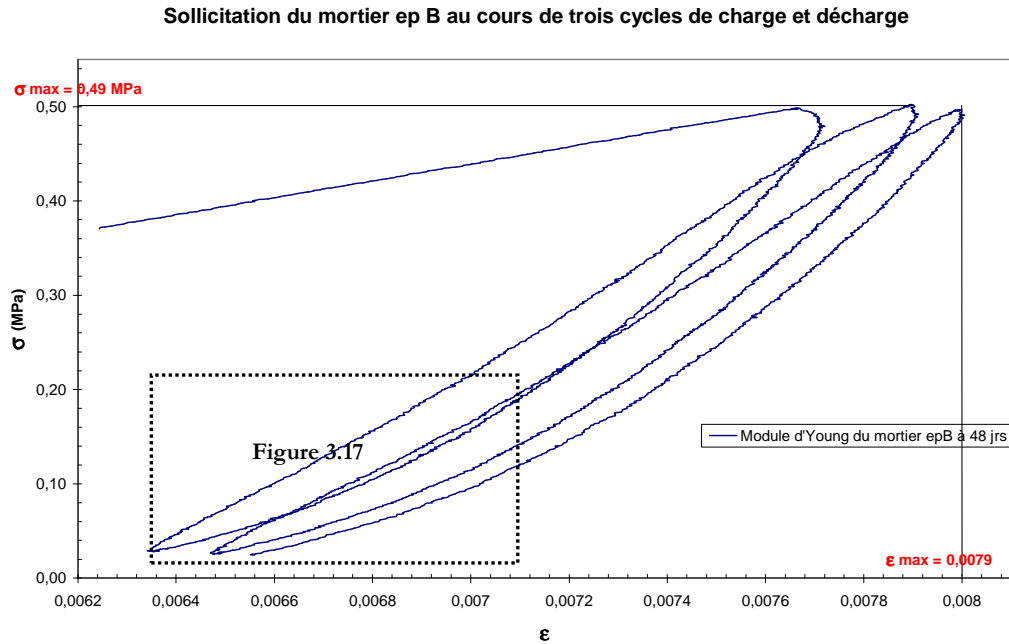


Figure 3.15 : Courbe de sollicitation du mortier sous trois cycles de chargement

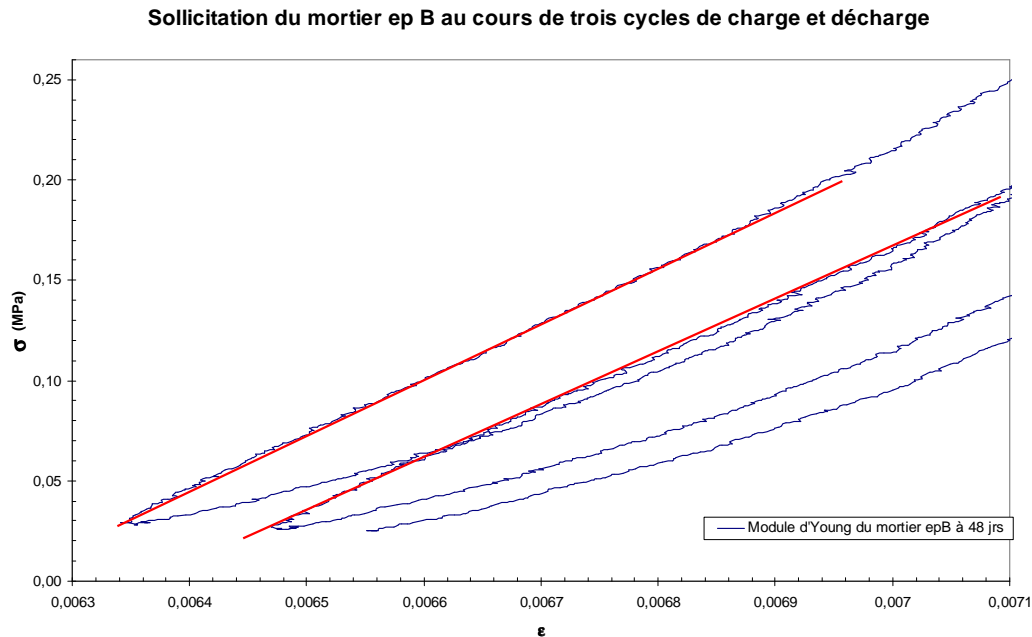


Figure 3.16 : Courbe de sollicitation du mortier zoomée

Les courbes de résultats d'essais de module d'Young réalisés sur le mortier sont présentées sur les figures 3.17 et 3.18. La courbe 3.17 permet de visualiser la méthode de détermination du module d'Young de l'éprouvette B de l'essai à 48 jours sur la hauteur totale de l'éprouvette. La courbe 3.18 présente les différences de module d'Young rencontrées lors du premier essai à 36 jours entre les essais dans le tiers central et les essais sur la hauteur totale de l'éprouvette.

La figure 3.17 présente la contrainte appliquée par la presse en fonction de la déformation déduite du déplacement axial enregistré par les capteurs LVDT de déplacement axial. Une régression linéaire permet de déterminer le module d'Young.

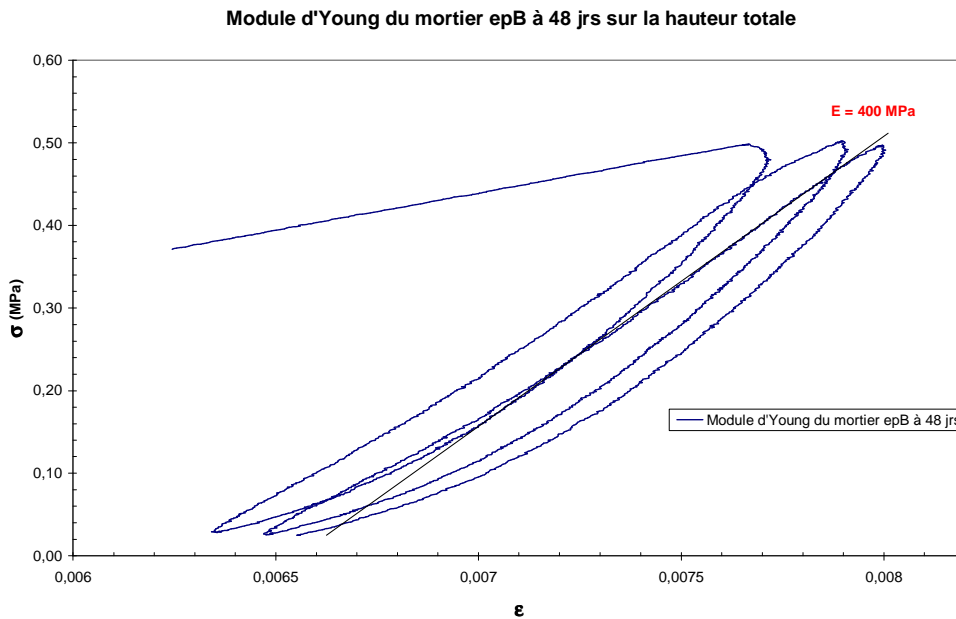


Figure 3.17 : Courbe expérimentale du module d'Young à 48 jours sur la hauteur totale de l'éprouvette B

La figure 3.18 présente une comparaison des résultats d'essais sur la hauteur totale et dans le tiers central à 36 jours.

Comparaison de modules d'young sur les éprouvettes 1 et 8 à 36 jours

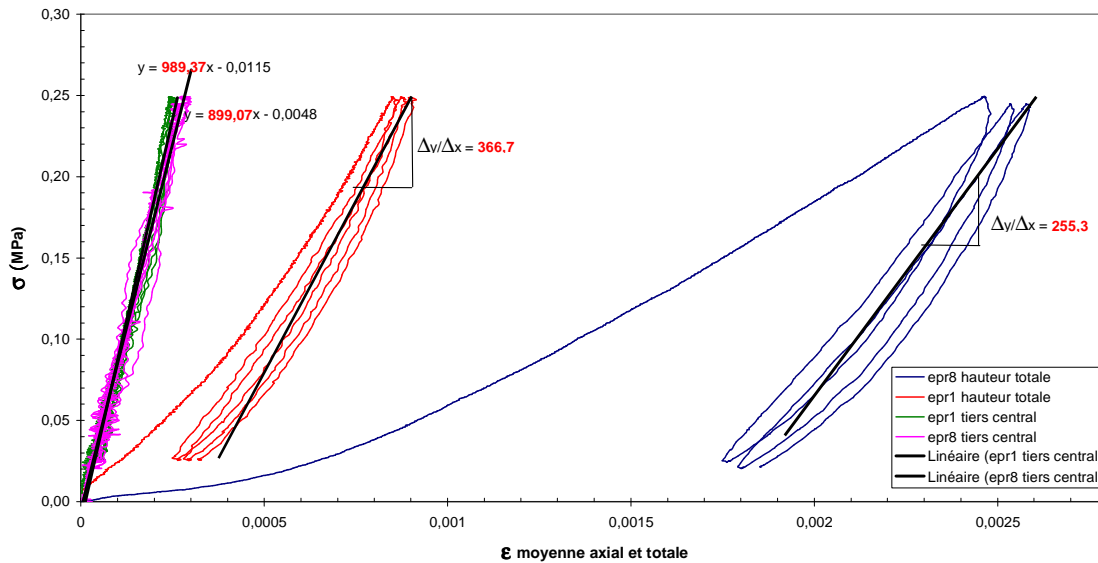


Figure 3.18 : Comparaison des courbes expérimentales du module d'Young du mortier à 36 jours

Les résultats de l'essai à 36 jours diffèrent entre le tiers central et la hauteur totale de l'éprouvette. De même dans le tiers central, le module d'Young de l'éprouvette 1 présente un écart relatif de 44 % par rapport au module d'Young de l'éprouvette 8. Un défaut de planéité des surfaces d'appui des éprouvettes de mortier, un défaut d'homogénéité des éprouvettes ou un séchage non complet peuvent expliquer ces différences notables. Les déformations ont pu apparaître localement dans la partie supérieure de l'éprouvette engendrant de faibles déformations dans le tiers central. Nous avons donc réalisé un second essai à 48 jours sur les éprouvettes 2 et B dont les résultats sont présentés dans le tableau suivant (figure 3.19).

Types d'essais	E (MPa)
Ep 2 tiers central à 48 jrs	382,0
Ep B tiers central à 48 jrs	346,2
Moyenne tiers central à 48 jrs	364,1
Ep 2 hauteur totale à 48 jrs	400,0
Ep B hauteur totale à 48 jrs	400,0
Moyenne hauteur totale 48 jrs	400,0

Figure 3.19 : Tableau de mesures du module d'Young du mortier

Le module d'Young dans le tiers central et le module d'Young sur la hauteur de l'éprouvette sont du même ordre de grandeur. La distribution des modules d'Young des éprouvettes 2 et B est très homogène. Dans la modélisation, on prendra comme valeur moyenne du module d'Young du mortier la moyenne des résultats des essais à 48 jours : **E=382 MPa**.

3.2.4 Détermination du coefficient de Poisson

3.2.4.1 Conditions expérimentales

En élasticité linéaire isotrope, le coefficient de Poisson est défini par $\nu = -\epsilon_2/\epsilon_1 = -\epsilon_3/\epsilon_1$ avec ϵ_2 et ϵ_3 les déformations radiales et ϵ_1 la déformation axiale. ϵ_1 , ϵ_2 et ϵ_3 représentent les déformations dans les directions principales du tenseur linéaire des petites déformations $\underline{\epsilon}$. Le coefficient de Poisson permet donc de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à l'effort appliqué. Les valeurs de coefficient de Poisson sont toujours comprises entre -1 et $0,5$.

La détermination du coefficient de Poisson se déduit de l'essai de module d'Young à partir de la mesure de la déformation radiale.

Pour l'essai sur le mortier, le dispositif est complété par la mise en place de trois capteurs LVDT de déplacement radial d'amplitude 1 mm sur la couronne métallique (Cf. figure 3.20).

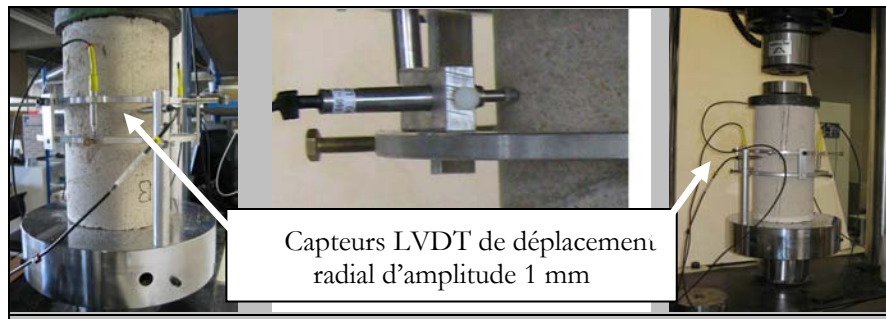


Figure 3.20 : Dispositif d'essai de coefficient de Poisson du mortier

Le dispositif expérimental mis en place pour l'essai de module du bois est complété par quatre capteurs LVDT de déplacement radial d'amplitude 1 mm fixés sur des tiges métalliques collés au plateau de la presse. Le comportement anisotrope du bois impose de déterminer les déformations radiales selon les deux directions orthogonales. Ainsi les capteurs LVDT mesurent les déformations sur les quatre faces de l'éprouvette (figure 3.21).

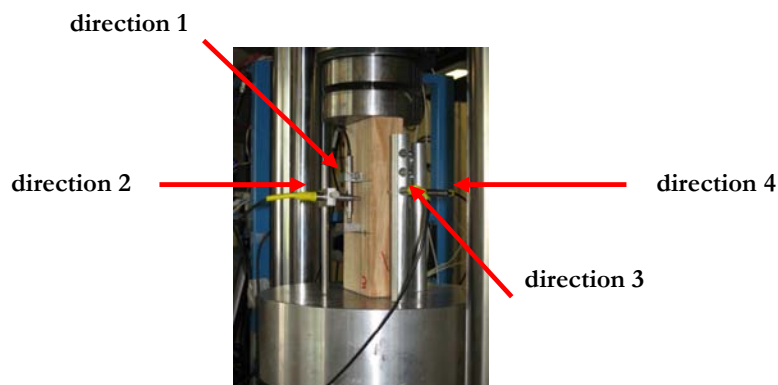


Figure 3.21 : Détermination des 4 directions de mesures

3.2.4.2 Résultats

Une expérimentation a été menée le 23 mai 2008 sur un échantillon de Pin et un échantillon de Douglas de section 10cm x 4cm et de hauteur 20 cm. La mesure du coefficient de Poisson du bois est faussée car le gauchissement des planches influe sur les valeurs des déplacements radiaux enregistrés.

Dans le cas du mortier, deux expérimentations ont été réalisées, la première à 36 jours, la seconde à 48 jours.

La courbe déformation moyenne radiale/déformation axiale moyenne est tracée. Puisque les essais ont été réalisés dans le domaine de comportement élastique du matériau, le coefficient de Poisson correspond à la pente de la courbe.

➤ Résultats des essais sur le bois

La courbe de résultats de l'essai réalisé sur le Pin afin de déterminer le coefficient de Poisson est présentée sur la figure suivante (figure 3.22).

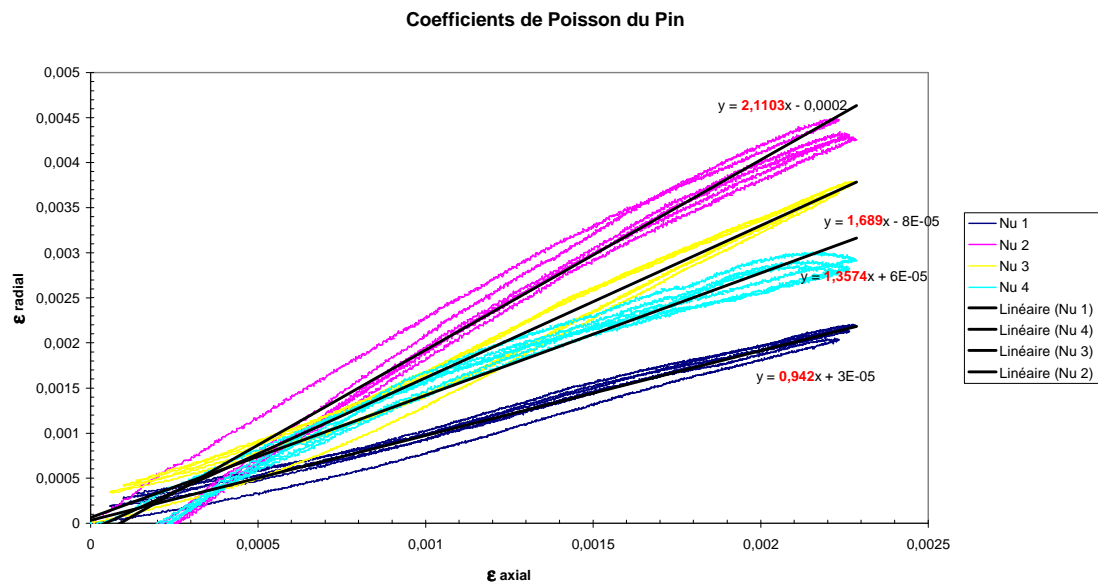


Figure 3.22 : Courbes de résultats de coefficients de Poisson du Pin

Les valeurs des coefficients de Poisson du Pin obtenues expérimentalement sont supérieures à 0,5. Elles sont donc anormalement hautes. Le même problème apparaît pour le Douglas (tableau 3.23).

Types d'essais	Pin	Douglas
v direction 1	0,94	0,05
v direction 2	2,11	1,10
v direction 3	1,69	0,37
v direction 4	1,36	1,52

Figure 3.23 : Tableau récapitulatif des essais de détermination du coefficient de Poisson

Ainsi la valeur du coefficient de Poisson du bois utilisée dans la modélisation aux éléments finis est tirée des essais réalisés à l'université de Laval au Québec pour un bois de type feuillu [Laghdar, 2004].

L'anisotropie du bois ne sera pas exploitée en premier abord. C'est pourquoi la valeur du coefficient de Poisson retenue correspond à la valeur moyenne des coefficients de Poisson mesurés, à savoir $\mathbf{v_{bois} = 0,48}$.

➤ Résultats des essais sur le mortier

Une courbe de détermination expérimentale du coefficient de Poisson sur l'éprouvette 8 à 36 jours est présentée ci-dessous (figure 3.24). Une régression linéaire de la courbe permet de déterminer le coefficient de Poisson.

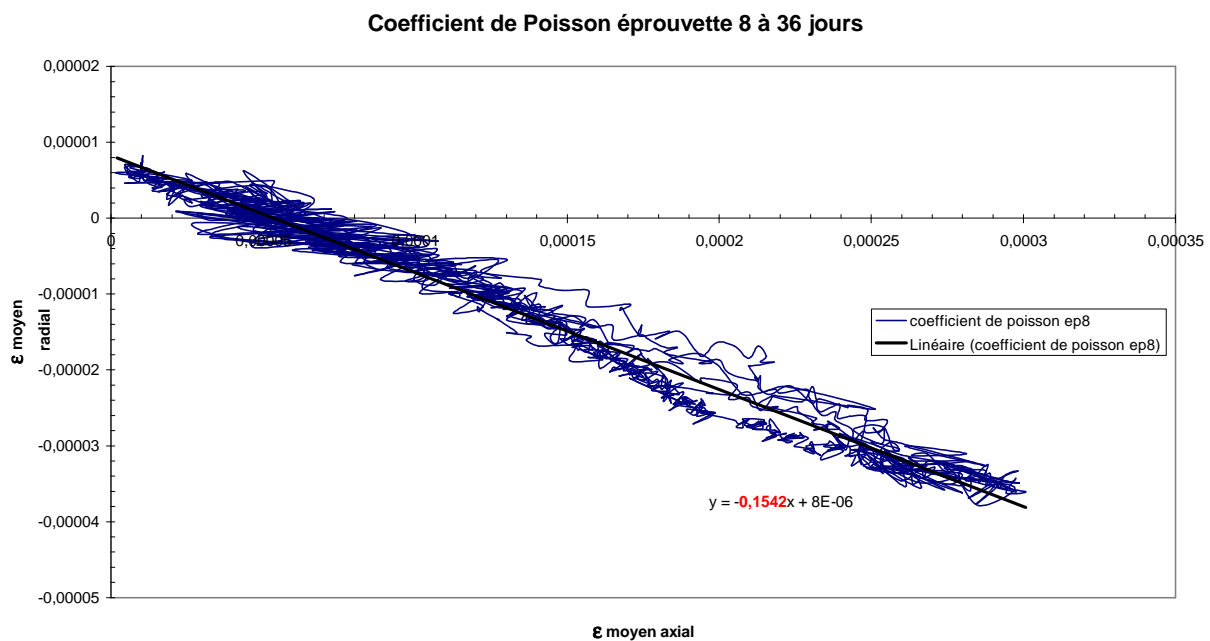


Figure 3.24 : Courbe de mesure du coefficient de Poisson du mortier à 36 jours sur l'éprouvette 8

Les résultats des essais de détermination des coefficients de Poisson du mortier des essais à 36 jours sur les éprouvettes 1 et 8 et à 48 jours sur les éprouvettes 2 et B sont récapitulés dans le tableau suivant (figure 3.25).

Types d'essais	Ep 1 à 36jrs	Ep 8 à 36jrs	Moyenne à 36jrs	Ep 2 à 48jrs	Ep B à 48jrs	Moyenne à 48jrs	Moyenne des deux essais
\mathbf{v}	0,14	0,15	0,145	0,13	0,18	0,155	0,15

Figure 3.25 : Tableau de mesures du coefficient de Poisson du mortier

Les résultats des essais réalisés à 36 jours et à 48 jours sont du même ordre de grandeur et les écarts relatifs entre deux types d'éprouvette sont faibles (4% pour les tests à 36 jours et 16,1% pour les tests à 48 jours). Pour la modélisation, on prendra comme coefficient de Poisson du mortier la moyenne des deux essais à savoir $\mathbf{v_{mortier} = 0,15}$.

3.2.5 Essai de résistance à la compression

3.2.5.1 Conditions expérimentales

L'essai de résistance à la compression permet de déterminer la valeur maximale admissible en compression par le matériau avant sa rupture.

Le test de résistance à la compression du mortier est piloté en déplacement. Ainsi l'essai consiste à déplacer progressivement le vérin de la presse qui applique alors une contrainte sur l'éprouvette et ceci jusqu'à la rupture du matériau. L'éprouvette est posée sur un plateau métallique, ainsi sa partie inférieure reste fixe.

La vitesse de déplacement imposée à la presse est de 1 mm/min pour les essais sur le mortier et sur le bois. Le déplacement axial est enregistré avec le capteur LVDT de la presse. Ainsi la déformation axiale est déduite des mesures de déplacement axial et de la surface comprimée des échantillons. De la force de chargement progressive appliquée sur l'échantillon et de la surface comprimée de l'échantillon on en déduit la contrainte de chargement. Ainsi la courbe représentant la contrainte de chargement en fonction de la déformation axiale est tracée. La courbe présente un extremum correspondant à la contrainte maximale de compression admissible par l'échantillon, en d'autres termes à la résistance à la compression de l'échantillon.

3.2.5.2 Résultats

Les essais de résistance à la compression du bois ont été réalisés sur des éprouvettes prismatiques de dimensions 4x10x56 cm³. Trois essais ont été réalisés à des dates différentes sur le Pin et le Douglas : le 30/04/08, le 22/05/08 et le 27/05/08. Ainsi les sections de bois des trois essais ont des durées de séchage différentes.

Les essais de résistance à la compression du mortier ont été réalisés en deux fois sur des éprouvettes de 16 cm de diamètre et de hauteur variant entre 28cm et 31cm après démoulage. Une première série de tests a été réalisé 36 jours après la fabrication des éprouvettes de mortier lors de la construction des structures G.R.E.B les 10 et 11 avril 2008. Trois éprouvettes fabriquées à des heures différentes lors de la construction des éléments de mur ont été testées. Une deuxième série de tests a été réalisé à 48 jours afin de comprendre l'influence du séchage dans la résistance à la compression du mortier.

➤ Résultats d'essais sur le bois

La courbe de résultats présentée ci-dessous (figure 3.26) permet de comparer les résistances à la compression du Pin et du Douglas obtenus lors du 3^{ème} essai. Lorsque le bois est soumis à un chargement progressif, son comportement mécanique peut être décrit suivant trois phases. La première phase correspond au domaine de comportement élastique du bois. Les limites de contrainte et de déformation élastique sont les suivantes : $\sigma_e=20$ MPa, $\epsilon_e=0,007$. Dans la seconde phase, le matériau perd progressivement son élasticité et se plastifie jusqu'à l'apparition de fissures caractéristiques de sa rupture (3^{ème} phase).

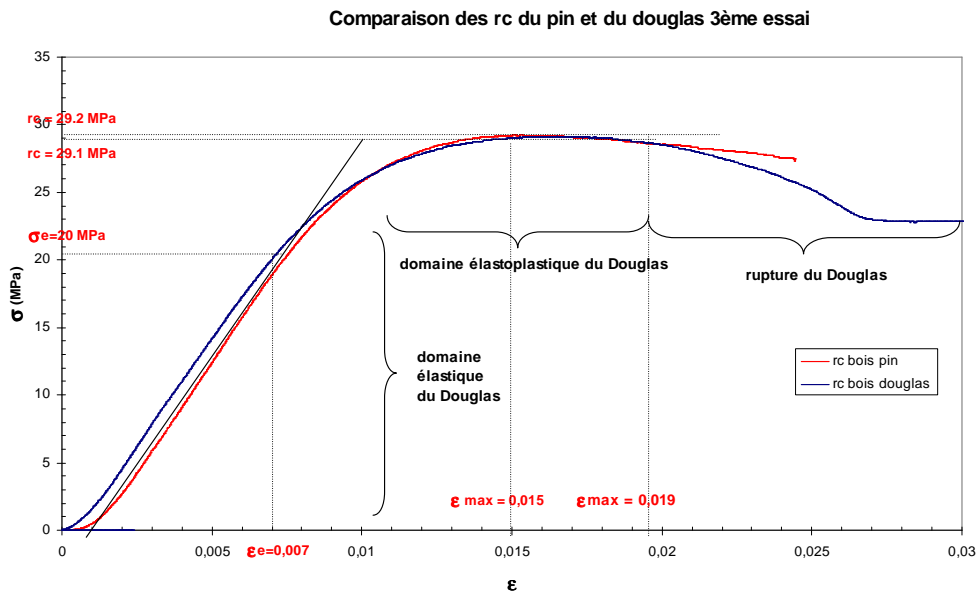


Figure 3.26 : Courbes de comparaison des Rc du Pin et du Douglas (3^{ème} essai)

Les résultats des trois essais de résistance à la compression sont récapitulés dans le tableau suivant (figure 3.27). Pour chaque essai, la déformation maximale du bois au moment de la rupture est précisée.

Types d'essais	Rc (MPa)	ϵ max
Rc sur Pin essai n°1	17,93	0,015
Rc sur Douglas essai n°1	28,84	0,016
Moyenne essai n°1	23,38	0,0155
Rc sur Pin essai n°2	30,96	0,016
Rc sur Douglas essai n°2	24,25	0,013
Moyenne essai n°2	27,61	0,0145
Rc sur Pin essai n°3	29,2	0,015
Rc sur Douglas essai n°3	29,1	0,019
Moyenne essai n°3	29,15	0,017
Moyenne totale des essais	28,38	0,016

Figure 3.27 : Tableau de résultats de l'essai de résistance à la compression sur le bois

La reproductibilité des résultats de résistance à la compression a été vérifiée sur trois essais à des dates différentes. Les résultats obtenus sur les trois essais (figure 3.27) diffèrent fortement entre le premier essai et les deux suivants. Le premier essai est à exclure car l'éprouvette de Pin a été poinçonnée lors de l'essai. Le dispositif expérimental a été amélioré pour les essais 2 et 3. Pour le second essai, la moyenne est réalisée sur les deux essences étant donné que les éléments de mur sont constitués des deux types de bois. L'écart relatif entre les deux essences peut s'expliquer par un léger excentrement de l'éprouvette de Douglas. Pour le troisième essai, les échantillons ont été parfaitement centrés. La distribution des résistances à la compression est très homogène. La résistance à la compression moyenne des deux

derniers essais est de 28,38 MPa. Les écarts relatifs des moyennes des essais 2 et 3 sont faibles. Ainsi les résultats de résistance à la compression moyenne du bois sont homogènes et significatifs.

La figure 3.28 présente un échantillon de Pin lors d'un essai de résistance à la compression. L'éclatement trop important de l'échantillon engendre un effet de flambement de l'éprouvette pouvant provoquer de fortes variations des résultats expérimentaux. Ainsi le format des éprouvettes de bois utilisées pour le test de résistance à la compression doit être optimisé.



Figure 3.28 : Echantillon de Pin lors d'un test de R_c

La norme EN 338 définit une résistance à la compression axiale du bois variant entre 18 et 23 MPa selon les classes de résistance du bois. Les valeurs expérimentales obtenues sont supérieures mais restent du même ordre de grandeur que les résistances définies dans la norme. Les éprouvettes testées ayant une densité supérieure à celle définie dans la norme, elles résistent donc mieux à la compression.

Ainsi la résistance à la compression du bois utilisée dans la modélisation des structures G.R.E.B aux éléments finis est la moyenne des trois essais, à savoir **$R_c \text{ bois} = 28,38 \text{ MPa}$**

Les déformations enregistrées lors de la rupture de l'échantillon sont de l'ordre de $1,6 \cdot 10^{-2}$.

➤ Résultats d'essais sur le mortier

La figure 3.29 présente la comparaison des résistances à la compression du mortier à 48 jours. Lors de la première phase de l'expérimentation, le mortier a un comportement élastique linéaire, puis la courbe présente une inflexion qui traduit la non-linéarité de la déformation sous l'effet de la contrainte de compression. Cette seconde phase caractérise le comportement élastoplastique du mortier. Enfin la courbe passe par un maximum de contrainte correspondant à la résistance à la compression du mortier. Le matériau se fissure.

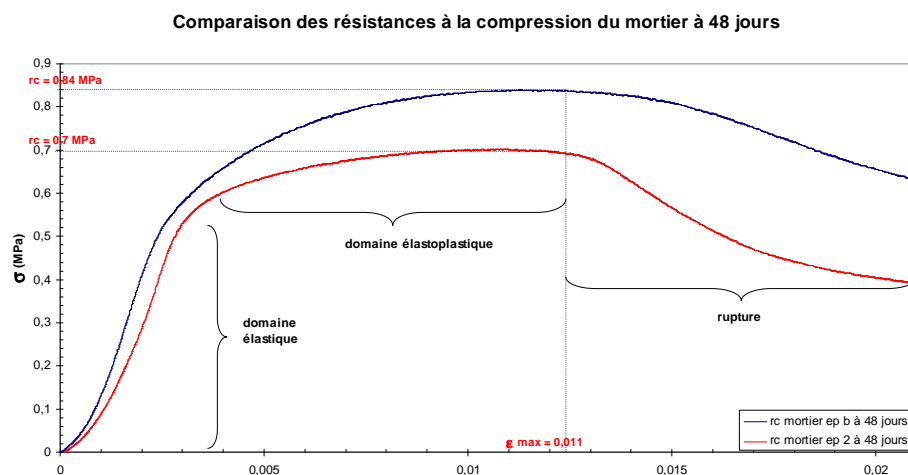


Figure 3.29 : Courbes d'essais de résistance à la compression du mortier à 48 jours

La courbe d'essais de résistance à la compression (figure 3.30) permet d'identifier la limite en déformation dans le domaine élastique. Le mortier a un comportement élastique dans le domaine de contrainte [0MPa ; 0,52 MPa] et dans le domaine de déformation [0 ; 0,003].

Les résultats des tests de résistance à la compression réalisés à 36 jours sur les éprouvettes 1 et 7 et à 48 jours sur les éprouvettes 2 et B sont récapitulés dans le tableau ci-dessous (figure 3.31).

Types d'essais	Ep 1 à 36jrs	Ep 7 à 36jrs	Ep 8 à 36jrs	Moyenne à 36jrs	Ep 2 à 48jrs	Ep B à 48jrs	Moyenne à 48jrs	Moyenne des deux essais
RC(MPa)	0.82	0.75	0.59	0.72	0,70	0,84	0,77	0,745
ϵ max	0.0098	0.0099	0.0129	0.0109	0,011	0,012	0,0115	0,0112

Figure 3.30 : Tableau de mesures de R_c du mortier

Lors des essais, on a remarqué que les éprouvettes testées à 36 jours étaient encore humides à l'intérieur alors que les éprouvettes à 48 jours étaient sèches. On constate que les valeurs de résistance à la compression sont similaires entre les deux séries d'essai et sont de l'ordre de 0,74 MPa. Pour le premier essai, la distribution de résistance à la compression pour chaque éprouvette est faiblement homogène alors que dans le second essai, les valeurs de résistance à la compression sont plus homogènes. La différence de séchage des éprouvettes et la différence d'homogénéité des éprouvettes peuvent expliquer ces différences de résultats entre les éprouvettes.

La moyenne des valeurs moyennes obtenues pour les deux essais est de **$R_c=0,745$ MPa** pour une déformation axiale de **$\epsilon_{axial}=0,0112$** . La résistance à la compression est de 0,745 MPa ce qui correspond à une contrainte maximale admissible de 745 kN/m² sur la surface de compression de l'échantillon. La surface de compression de l'échantillon est de 0,02 m², ce qui équivaut à une force maximale admissible en compression de 14,98 kN. Cette valeur de résistance à la compression est relativement faible. A titre de comparaison, le bois présente une résistance à la compression axiale comprise entre 18 MPa et 23 MPa selon la classe de résistance du bois utilisé (EN 338). Le mortier est donc environ 25 fois moins résistant en compression que le bois.

3.2.6 Essai de résistance à la flexion

3.2.6.1 Conditions expérimentales

L'essai de flexion quatre points a pour but de déterminer la résistance du bois à la flexion. Pour cela un dispositif expérimental est mis en place répondant à la norme NF P 18-407 relative à un essai de flexion sur les bétons. (Cf. figure 3.31).

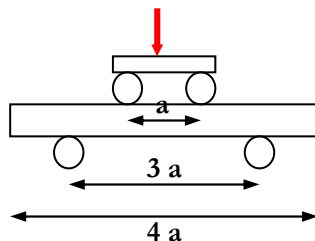


Figure 3.31 : Dispositif de flexion 4 points

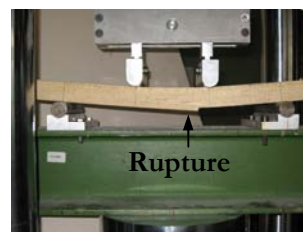


Figure 3.32 : Echantillon de Pin pour l'essai de flexion 4 points

La longueur totale de l'éprouvette est de $4a$. b correspond à l'épaisseur de l'échantillon et h correspond à sa hauteur.

Le bois est disposé sur deux appuis et est soumis à une force répartie en deux points de chargement. Le dispositif expérimental décrit est explicité sur la figure 3.31. Le principe de ce test de flexion 4 points consiste à mettre en extension le défaut sur la face inférieure jusqu'à entraîner la rupture du matériau. (Cf. figure 3.32).

L'essai de flexion 4 points est réalisé par une presse INSTRON, instrumentée d'un capteur de force de 50 kN. L'essai est piloté en déplacement avec une vitesse de déplacement de 1mm/min. afin de déterminer la contrainte maximale admissible avant la rupture du bois en flexion.

A partir d'une valeur normalisée pour le béton de la charge maximale enregistrée au cours de l'essai, une formule détermine le mode de calcul de la résistance en flexion correspondant à l'essai. Il a été nécessaire de déterminer une formule générale adaptable à tous types de matériaux. Ainsi à partir de la force appliquée par la presse à la rupture de l'échantillon, on obtient la résistance à la flexion du matériau dont on déduit la résistance à la traction.

De la valeur de la charge maximale on détermine la contrainte de traction par une étude de résistance des matériaux. Au centre de l'échantillon, on obtient la relation 3.2.1 suivante :

$$\sigma = f(F, a, b, h) = 6M/bh^2 \quad (3.2.1)$$

Où M est le moment maximal au centre de la travée et vaut $aF/2$ où F est la force appliquée pour l'essai de flexion sur l'échantillon lors de la rupture en traction de l'échantillon.

3.2.6.2 Résultats

Le test de flexion 4 points du mortier a été effectué sur un prisme de mortier de dimensions 14cm x 14cm x 56cm le 15 mai 2008. Sur les sections de bois de Pin et de Douglas, deux types de tests de flexion 4 points ont été menés. Un premier test a été effectué sur le plat du bois, c'est-à-dire sur une éprouvette de section 10cm x 56cm et de hauteur 4cm. Un second test a été réalisé sur la tranche du bois, c'est-à-dire sur une éprouvette de section 4cm x 56cm et de hauteur 10cm.

➤ Résultats des essais sur le bois

La figure 3.34 présente la courbe de résultats de l'essai de flexion 4 points sur le plat du bois pour le Pin et le Douglas. Les valeurs de la force maximale applicable avant la rupture sont similaires entre le Pin et le Douglas. Les résultats des essais sont récapitulés dans le tableau 3.33.

Types de bois	Flexion 4 points sur plat du bois ($4a=560$ mm, $b=100$ mm, $h=40$ mm)		Flexion 4 points sur tranche du bois ($4a=560$ mm, $b=40$ mm, $h=100$ mm)	
	Pin	Douglas	Pin	Douglas
F flexion max (kN)	16.6	16.23	23.86	21.89
Déplacement max du vérin (mm)	13,39	11.57	14,51	14,29
σ traction max (MPa)	43,58	42.60	25.05	22.98

Figure 3.33 : Tableau de résultats de l'essai de flexion 4 points sur le bois

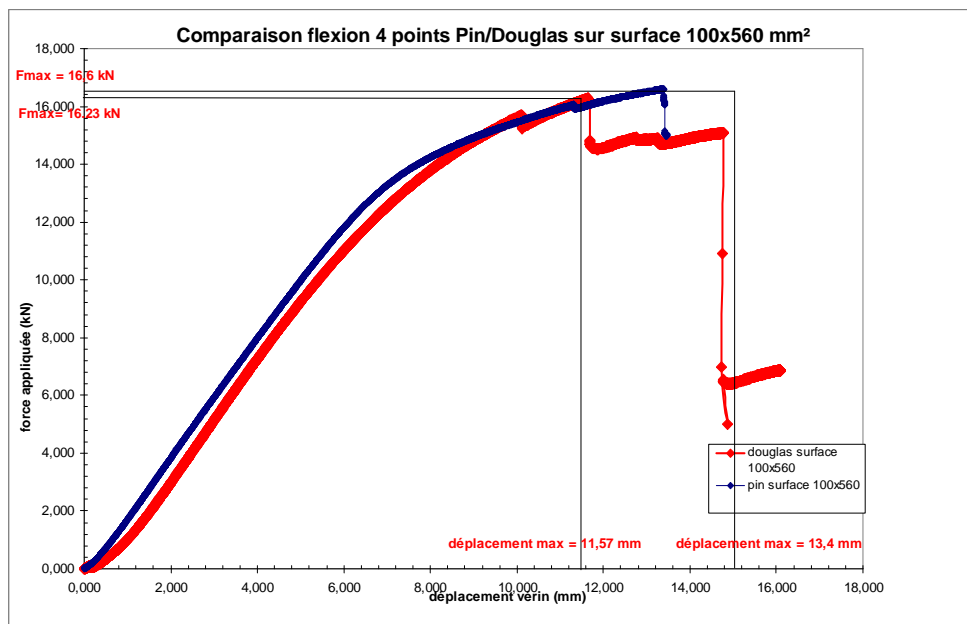


Figure 3.34 : Courbe de résultats de l'essai de flexion 4 points sur le bois

D'après la norme EN 338, la contrainte de flexion des différentes classes de résistance du bois est comprise entre 18 et 30 MPa, la contrainte de traction axiale entre 11 et 18 MPa et la contrainte de traction transversale entre 0,3 et 0,4 MPa. La contrainte de traction axiale correspond à la contrainte de traction de l'essai sur la tranche et la contrainte de traction transversale correspond à la contrainte de traction de l'essai sur le plat du bois. Expérimentalement, la contrainte de traction axiale est de 25,05 MPa pour le Pin et de 22,98 MPa pour le Douglas soit presque deux fois supérieure à la contrainte de traction définie dans la norme. Cependant les sections de Pin utilisées ont une masse volumique de 494 kg/m³ et les sections de Douglas ont une masse volumique de 606 kg/m³. Les masses volumiques des sections de bois utilisées sont supérieures aux masses volumiques des différentes classes de bois. La plus forte densité des bois utilisés peut expliquer la différence de contrainte de traction entre la norme EN 338 et les résultats expérimentaux. La contrainte de traction transversale obtenue expérimentalement est de 43,58 MPa pour le Pin et de 42,60 MPa pour le Douglas. Elles sont donc très supérieures aux valeurs déterminées dans la norme. Ainsi les sections des éprouvettes utilisées pour déterminer la contrainte de traction transversale semblent inadaptées. La hauteur de l'éprouvette ($h=40\text{mm}$) est trop faible relativement aux dimensions de la section d'appui (100mm x 560mm).

Des expérimentations menées pour l'essai de flexion 4 points on retiendra les **contraintes de traction axiales du Pin de 25 MPa et du Douglas de 23 MPa, soit une contrainte de traction axiale moyenne entre les deux essences de 24 MPa.**

➤ Résultats des essais sur le mortier

La figure 3.35 présente la courbe de résultats de l'essai de flexion 4 points sur un prisme de mortier de dimensions 140mm x 140mm x 560mm à 36 jours.

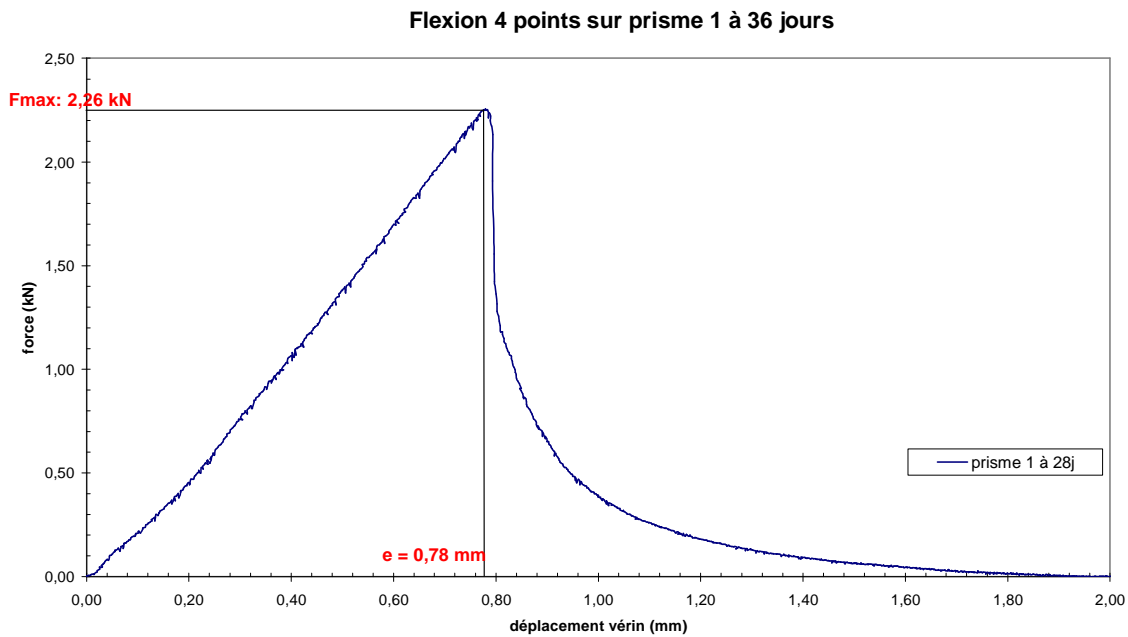


Figure 3.35 : Essai de flexion 4 points sur un prisme de mortier

La partie linéaire de la courbe traduit la reprise des efforts par le mortier. La rupture en traction de l'échantillon a lieu pour une force maximale appliquée par la presse de 2,26 kN. Elle correspond à un déplacement du vérin de 0,78mm. Ainsi le mortier résiste peu en traction.

Le tableau ci-dessous (figure 3.36) présente les résultats de l'essai de flexion 4 points sur le prisme de mortier.

Types d'essais	Prisme 1
F flexion max (kN)	2,26
Déplacement max du vérin (mm)	0,78
σ traction max (MPa)	1,387

Figure 3.36 : Tableau de mesures pour le test de flexion 4 points du mortier

La rupture en traction du mortier apparaît pour une force appliquée de 2,26 kN. Un déplacement du vérin de 0,78mm suffit à appliquer cette force maximale de flexion. Ainsi on peut prévoir la fissuration et la rupture du mortier en traction lors des expérimentations menées sur les structures G.R.E.B.

De l'essai de flexion 4 points sur un prisme de mortier, on déduit la valeur ultime de **résistance en traction du mortier qui est de 1,4 MPa**.

3.2.7 Conclusion des essais sur les échantillons

Les essais réalisés sur les échantillons ont permis de déterminer le comportement mécanique de chacun des matériaux constitutifs des structures G.R.E.B. Ces matériaux ont un comportement élastoplastique. Dans le domaine des faibles niveaux de déformation, ils se comportent de manière élastique. C'est dans ce domaine que l'on détermine leurs caractéristiques mécaniques (module d'Young, coefficient de Poisson, résistance à la compression, résistance à la flexion). On retiendra les valeurs mécaniques caractéristiques et les limites de comportement élastique linéaire isotrope suivantes des matériaux :

Matériaux G.R.E.B	ρ (kg/m ³)	E (MPa)	ν	Rc (MPa)	σ traction par flexion (MPa)	σ_e (MPa)	ϵ_e
Bois	550	2655	0,48	28,38	24	20	0,007
Mortier	1230	382	0,15	0,745	1,4	0,52	0,003

Figure 3.37 : Tableau récapitulatif des résultats d'essais

Les résultats des essais sur les échantillons sont ensuite utilisés pour modéliser des éléments de mur G.R.E.B. Le but est de modéliser des structures avec des matériaux dont le comportement mécanique approche au mieux la réalité pratique afin d'obtenir des résultats significatifs.

3.3 Essais sur les éléments de mur

3.3.1 Présentation de la campagne d'essais sur les éléments de mur

La construction des éléments de mur a été réalisée telle qu'elle est mise en œuvre sur les chantiers de construction d'habitations individuelles.

Le principe a été de construire des éléments de mur dont les dimensions sont caractéristiques par rapport à la taille de la structure construite en auto construction. Ainsi il a été choisi de construire des éléments de mur d'une longueur de 2,40m, d'une largeur de 44cm et d'une hauteur de 1,60m. La hauteur des murs a été contrainte par la course de la presse en compression que nous avons utilisée pour tester les éléments de mur.

La construction des murs de paille a été réalisé les jeudi 10 et vendredi 11 avril 2008 dans le hall structures du laboratoire Géo Matériaux de l'ENTPE. Afin de comprendre le comportement mécanique de chacun des matériaux constituant la structure, les six structures suivantes ont été réalisées :

- Une structure avec la double ossature bois
- Une structure bois et paille avec des feuillards métalliques disposés à chaque niveau de botte de paille.
- Une structure bois et paille avec des feuillards métalliques disposés à chaque niveau de botte de paille et des clous espacés de 10 cm et mortier. Chapeau de 5 cm de mortier sur le mur.
- Une structure bois et paille avec feuillard, clous espacés de 10 cm et mortier. Pas de chapeau sur le mur.
- Une structure bois et paille avec feuillard, clous espacés de 30 cm et mortier. Chapeau de 5 cm de mortier sur le mur.

- Une structure bois et paille avec feuillard, clous espacés de 30 cm et mortier. Pas de chapeau sur le mur.

La composition expérimentale du mortier coulé dans les structures G.R.E.B est la suivante :

3 volumes de sable

1 volume de chaux aérienne

1 volume de ciment CEM II B-LL 32,5 R

4 volumes de sciure de bois

Expérimentalement 25L d'eau versés à chaque bétonnière (2 volumes et $\frac{1}{4}$)

3.3.2 Présentation du dispositif expérimental

Les expériences menées sur les éléments de mur ont pour but de déterminer leur comportement mécanique sous les sollicitations qu'ils subissent lorsqu'ils sont intégrés dans la structure d'une maison.

Les différents éléments de mur seront soumis à un chargement vertical représentant la descente de charge que cet élément de mur reprend lorsqu'il fait partie intégrante de la structure d'une maison G.R.E.B, ainsi qu'à un banc de cisaillement représentant les efforts dus à des charges de vent appliquées horizontalement sur une maison.

Un des points forts des essais était de se rapprocher le plus possible des conditions de chargement d'un élément de mur englobé dans la structure globale d'une maison G.R.E.B. Ainsi, les structures ont été testées sur un socle de planches de bois.

Le deuxième point fort des essais était de monter un dispositif d'expérimentation des éléments de mur en cisaillement car nous n'avions à disposition qu'une presse à chargement vertical de 400 kN. Le dispositif d'expérimentation en cisaillement a été réalisé à partir d'une structure d'appui de la forme d'un système bielles-tirants (Cf. figure 3.38). Un système constitué d'un vérin et d'un capteur de force est fixé à la structure d'appui. Le vérin est placé sur le montant de la structure de cisaillement avec trois possibilités d'emplacement sur la hauteur du montant. Le capteur de force, placé sur le vérin, possède une tête oscillante pour pouvoir palier le problème de rotation de la structure lors de l'application du banc de cisaillement sur l'élément de mur. Le système peut appliquer une force allant jusqu'à 100 kN et a une course de 156 mm. Enfin le capteur de force ne peut appliquer qu'une force ponctuelle. Pour pouvoir appliquer un banc de cisaillement, un IPN est fixé sur la structure bois. Le système constitué du vérin et du capteur de force viendra donc appliquer une force ponctuelle sur l'IPN qui produira une force répartie sur l'élément de mur.

Le troisième point fort de l'expérimentation était de permettre le déplacement de la structure lorsque celle-ci est soumise au banc de cisaillement. Des rouleaux ont été fixés sous l'IPN de la presse de compression afin de permettre le déplacement de l'élément de mur par glissement lorsque celui-ci est soumis au banc de cisaillement (Cf. figure 3.38). Grâce à ce dispositif expérimental, le cisaillement de la structure est indépendant de son chargement vertical. Enfin, pour compléter le dispositif de cisaillement, une cale métallique est installée à la base du mur empêchant tout déplacement transversal de l'élément de mur testé. Tout déplacement vertical et transversal de la lisse basse est donc empêché.



Figure 3.38 : Dispositif expérimental de caractérisation des structures G.R.E.B

3.3.3 Essais de compression et de cisaillement

Le capteur de force a été préalablement étalonné avec une presse INSTRON instrumentée d'un capteur de force de 50kN. Les capteurs LVDT de déplacement ont été étalonnés avec une vis micrométrique.

3.3.3.1 Présentation du dispositif de chargement

Une charge verticale répartie est appliquée sur la surface de la lisse haute afin de modéliser la descente de charge reprise par l'élément de mur. Une charge latérale répartie est appliquée sur l'épaisseur de l'élément de mur afin de représenter la charge de vent appliquée sur l'élément de mur. Le dispositif de chargement est présenté sur la figure 3.39.

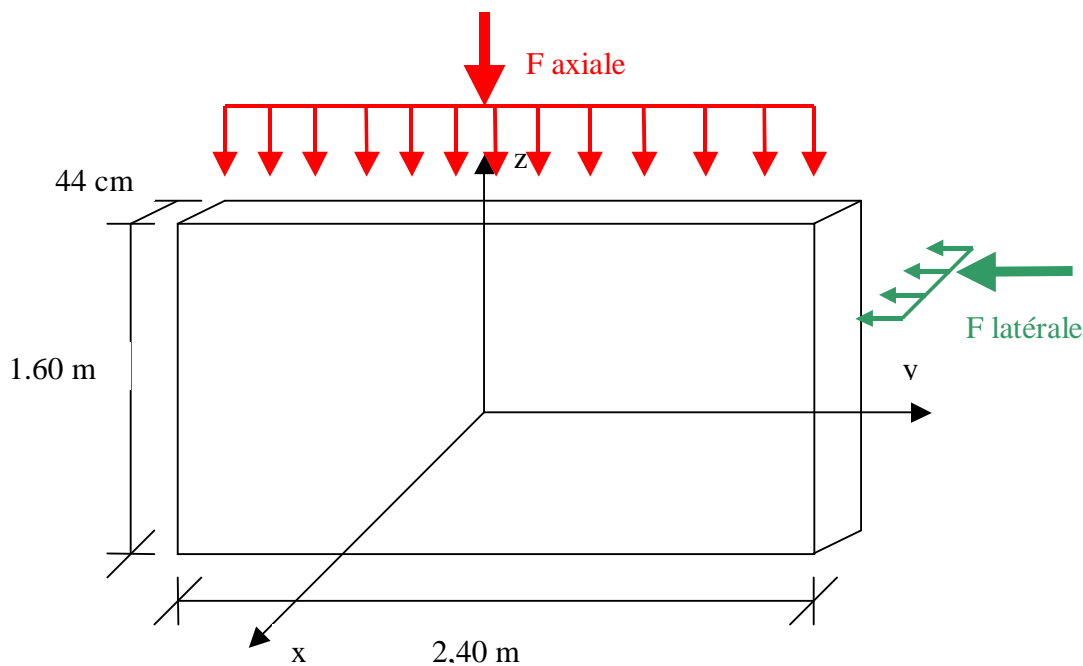


Figure 3.39 : Dispositif de chargement des structures G.R.E.B

3.3.3.2 Calcul de la descente de charges sur la structure G.R.E.B

Les maisons construites selon la technique du G.R.E.B ont des surfaces au sol variables et peuvent être à la fois de plein pied ou avec un étage. Deux cas de chargement peuvent être pris en compte selon que la maison soit construite de plein pied ou à étage.

Les structures construites au laboratoire Géo Matériaux de l'ENTPE ont une longueur de 2,40m, une hauteur de 1,60m et une largeur de 44cm. De part leurs dimensions, ces structures sont caractéristiques des constructions G.R.E.B. Elles sont constituées d'une double ossature bois avec trois montants intermédiaires, deux ballots de paille entiers et un ballot de paille tronqué sont disposés dans le sens de la longueur et sur la hauteur de la structure trois niveaux et une galette de ballots de paille complètent la structure.

Nous prenons comme hypothèse d'expérimentation la situation de chargement la plus défavorable, à savoir que la structure G.R.E.B étudiée se situe dans un pan de mur du rez-de-chaussée d'une maison à un étage. La maison est supposée avec une surface au sol de 7m x 7m. La figure 3.39 bis explicite la localisation de la structure G.R.E.B dans la structure de la maison. On se place dans le cas le plus défavorable à savoir que la maison subit une charge verticale de neige accidentelle répartie sur la toiture, que le plancher du premier étage est constitué d'une dalle en béton armé de 6cm et que la structure de la maison repose sur seulement quatre murs porteurs que sont les murs de façade.

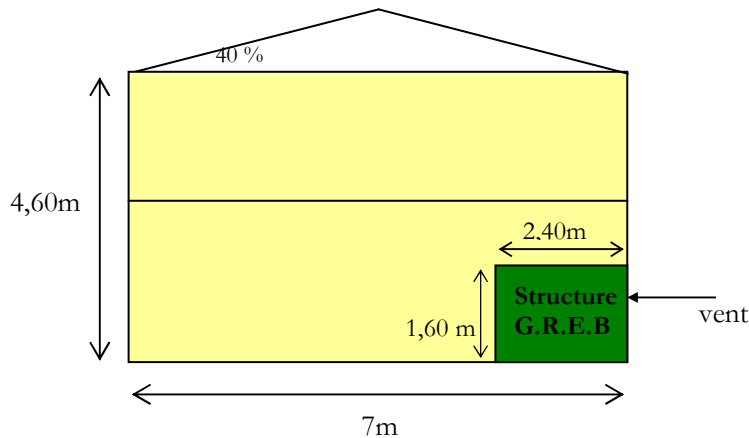


Figure 3.39 bis: Maison G.R.E.B

Les hypothèses considérées pour le calcul de la descente de charge reprise par l'élément de mur sont les suivantes :

- Les calculs sont effectués pour une maison avec seulement 4 murs porteurs que sont les murs extérieurs (cas le plus défavorable).
- La masse volumique du mortier est prise égale à 1230 kg/m³ (masse volumique à 44 jours) pour se rapprocher de l'état du mortier lors du chargement.
- La toiture supporte une charge de neige accidentelle.
- La dalle du premier étage est choisie en béton armé car elle représente le cas le plus défavorable de chargement.

Nous allons tout d'abord faire un récapitulatif des matériaux utilisés pour la construction d'un élément de mur G.R.E.B dans le tableau de la figure 3.40.

Localisation	Matériaux	Volume (m ³)	Masse (kg)	Charge (kN)
Matériaux utilisés pour l'élément de mur de dimensions 2,40 m x 1,60m x 0,44cm	Paille ($\rho = 110 \text{ kg/m}^3$)	1,23	135,3	1,353
	Bois ($\rho = 550 \text{ kg/m}^3$)	0,13	71,5	0,715
	Mortier ($\rho = 1230 \text{ kg/m}^3$)	0,22	270,6	2,706

Figure 3.40 : Tableau récapitulatif des matériaux constitutifs de l'élément de mur

Les calculs sont réalisés à l'ELU (Etat Limite Ultime) afin de déterminer la sollicitation maximale applicable en compression sur l'élément de mur G.R.E.B avant sa rupture. Les calculs sont normalisés selon les Eurocodes 0 et 1 et sont détaillés dans le tableau suivant (figure 3.41).

Localisation	Matériaux	Volume (m ³)	Masse (kg)	Charge (kN)
Matériaux utilisés pour les murs du 1 ^{er} étage et le pan de mur situé au dessus de l'élément de mur de 2,40m x 1,60m x 0,44cm (3m de hauteur de mur => 84 m ² de mur)	Paille ($\rho = 110 \text{ kg/m}^3$)	26,91	2960,1	29,60
	Bois ($\rho = 550 \text{ kg/m}^3$)	2,84	1562,0	15,62
	Mortier ($\rho = 1230 \text{ kg/m}^3$)	4,81	5916,3	59,16
Solives de passage d'étage bois	Bois ($\rho = 550 \text{ kg/m}^3$)	1,575	866,25	8,663
Dalle en Béton Armé de 6cm pour plancher du 1 ^{er} étage	BA ($\sigma = 1,5 \text{ kN/m}^2$)			73,5
Solives de passage d'étage avant toiture	Bois ($\rho = 550 \text{ kg/m}^3$)	1,575	866,25	8,663
Toiture de 63,34 m ² de surface (ratio fait à partir de la surface de l'élément de mur construit)	Paille ($\rho = 110 \text{ kg/m}^3$)	20,28	2230,8	22,308
	Bois ($\rho = 550 \text{ kg/m}^3$)	2,14	1179,1	11,791
	Mortier ($\rho = 1230 \text{ kg/m}^3$) sur pignons	0,61	744,15	7,442
Neige accidentelle sur la toiture (2 pans de 52,78 m ²)	Sa = 1 kN/m ² de toiture (Eurocode 1 Partie 1.3)			52,78
Pondération à l'ELU	$p = 1,35 g + 1,5 q$			307,1
Descente de charges sur l'élément de mur = $(307,1 / 4) / (7 \times 0,44) \times (2,4 \times 0,44) = 33,18 \text{ kN}$				

Figure 3.41 : Tableau de calcul de la descente de charge sur l'élément de mur de dimensions 2,40m x 1,60m x 0,44m

La pondération à l'Etat Limite Ultime différencie les charges permanentes g et les charges d'exploitation q . La seule charge d'exploitation est ici la charge due à la neige. On suppose que chacun des quatre murs porteurs reprend la même charge. Chaque mur porteur reprend alors un quart de la descente de charge de la toiture à laquelle s'ajoute la descente de charge des pans de mur situés au dessus de lui sur une surface de 7m x 0,44m soit 3,08 m². Cependant l'élément de mur que nous avons construit ne fait que 2,40m x 0,44m. La descente de charge qu'il reprend est proportionnelle à sa surface de chargement. On en déduit donc que l'élément de mur reprend une descente de charge de 33,18 kN.

La maison est également soumise à une charge de vent qui engendre une force de cisaillement sur la façade de la maison. On suppose que la façade de la maison est soumise à une charge linéique de 2 kN/ml (charge définie dans l'Eurocode 1 Partie 1.4).

L'élément de mur soumis à la charge de vent a une hauteur de 1,6m. La force de cisaillement appliquée sur l'élément de mur est donc de 3,2 kN. A l'ELU la charge de vent devient 1,5 x 3,2 kN, soit :

F transversale = 4,8 kN.

3.3.3.3 Emplacement des capteurs LVDT

Les quatorze capteurs LVDT ont été positionnés sur les parties de la structure soumise aux charges les plus défavorables. Une modélisation de la structure bois nue aux éléments finis sur le logiciel FEMLAB a permis de caractériser les déformations de la structure en 3D. A partir de ces hypothèses de déformation de la structure, l'emplacement des capteurs LVDT a été déterminé en fonction des données recherchées.

Les capteurs LVDT installés sur les éléments de mur ont été nommés selon leur direction de mesure. La direction 1 correspond à la direction verticale, la direction 2 à la direction de la force de cisaillement appliquée et la direction 3 à la direction transversale (Cf. figure 3.42).

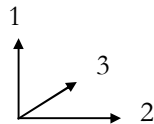


Figure 3.42 : Repère d'orientation des capteurs LVDT

➤ 1^{er} essai : essai sur la structure bois nue

Le premier essai a été réalisé sur la structure bois nue. Cet essai était avant tout un essai de mise en place. Il a permis d'évaluer expérimentalement le déplacement des éléments de mur ainsi que le déplacement des capteurs LVDT disposés sur l'élément de mur. Les essais suivants ont ainsi pu être réalisés dans de bonnes conditions expérimentales : les capteurs LVDT ont été choisis avec une course supérieure au déplacement de la section sur laquelle ils sont disposés. Les courses des capteurs LVDT et lasers installés pour ce premier essai sont récapitulées dans le tableau suivant (figure 3.43).

Capteurs	1a	3a	3a'	3a''	3b	1b'	1b	Laser 2c	Laser 2c'	2a'''	2a''	2a'	2a	2b
Course en mm	+/- 2,5	+/- 50	+/- 2,5	+/- 25	+/- 2,5	+/- 2,5	+/- 2,5	20	20	6	6	6	150	+/- 12,5

Figure 3.43 : Tableau de courses de capteurs

Les capteurs sont désignés par des lettres « a » et « b » afin de différencier leur emplacement dans la structure. Les capteurs positionnés sur la même face de la structure sont différenciés par des apostrophes. L'emplacement des capteurs est explicité sur la figure 3.44.

Les capteurs LVDT ont été disposés pour enregistrer les déplacements de l'élément de mur dans les 3 directions de l'espace (Cf. figure 3.44). Le premier point fort des mesures consiste à déterminer la relation liant le déplacement vertical de la structure au chargement vertical appliqué afin de déterminer un coefficient de rigidité caractérisant le comportement de la structure sous un chargement vertical.

Le second point fort des mesures consiste à déterminer la relation liant la force appliquée par le banc de cisaillement au déplacement de la structure selon cette direction afin de déterminer le coefficient de rigidité de la structure en cisaillement.

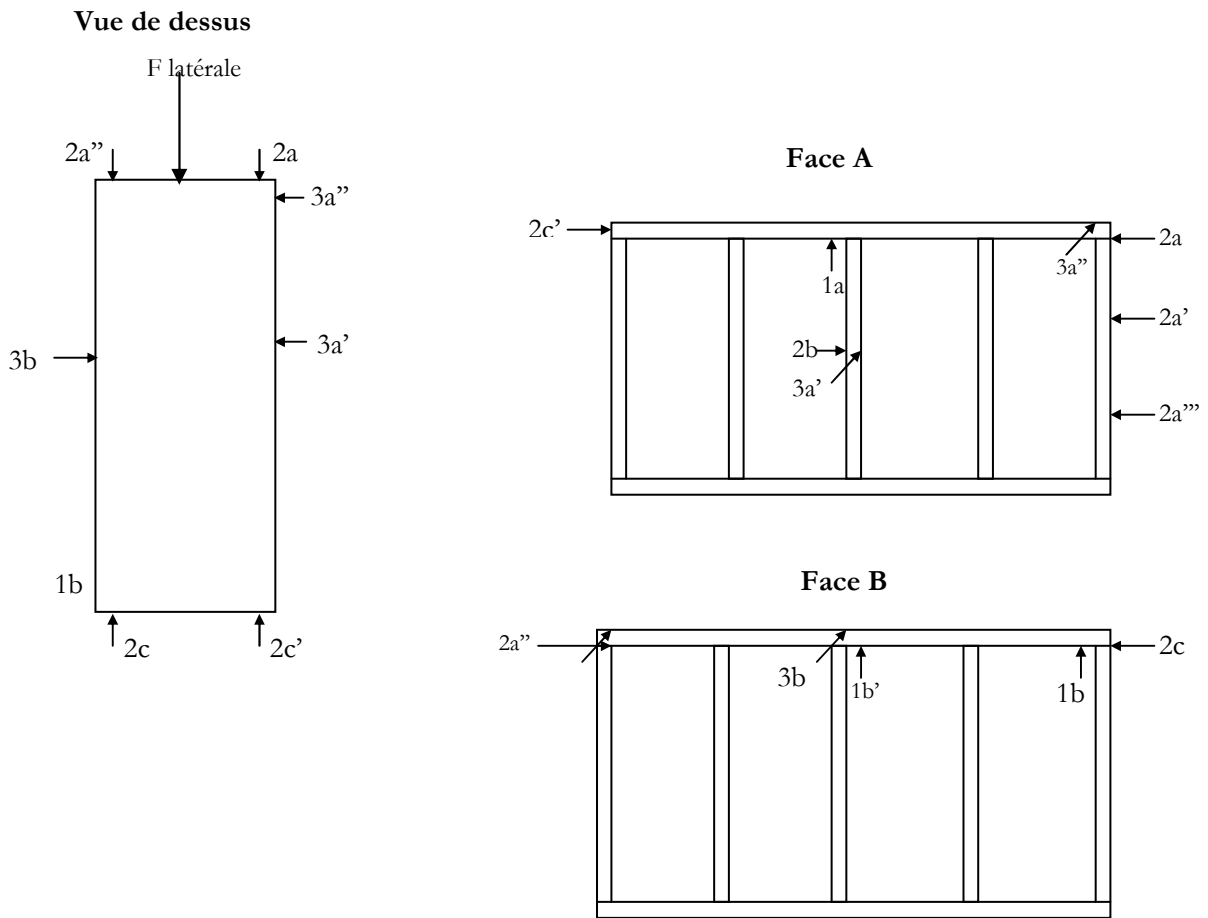


Figure 3.44 : Emplacement des capteurs LVDT

3.3.3.4 Expérimentation

Le dispositif expérimental consiste tout d'abord à appliquer sur la structure des cycles de chargement en compression afin de déterminer son comportement sous un chargement vertical variable. Deux cycles de chargement déchargement sont appliqués jusqu'à la valeur de chargement correspondant à la descente de charge reprise par l'élément de mur. Puis la structure est chargée à la limite de service. Deux phases sous un chargement vertical constant sont également étudiées afin de déterminer le fluage de la structure bois.

La structure est ensuite soumise à un chargement vertical constant correspondant à la descente de charges reprise par la structure. En même temps, un chargement latéral progressif est appliqué. La charge latérale maximale appliquée sur la structure est de 1 kN. Les différents cycles de chargement déchargement appliqués en compression et en cisaillement sont explicités sur la figure 3.45.

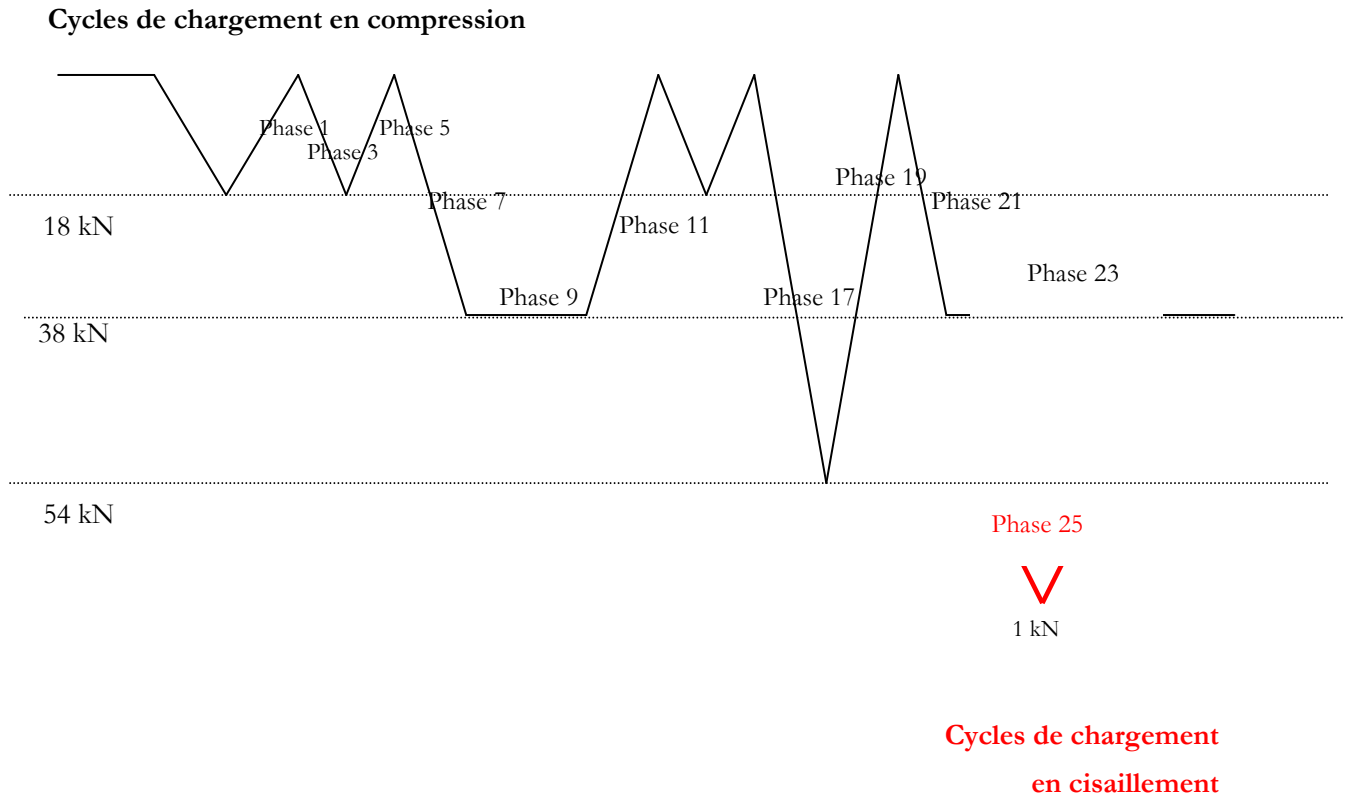


Figure 3.45 : Cycles de chargement appliqués lors de l'essai

Le but des expérimentations est de caractériser le comportement en compression et en cisaillement des assemblages. Dans un premier temps, la constante de rigidité des assemblages en compression et en cisaillement est déterminée expérimentalement à partir des résultats obtenus lors des essais sur les éléments de mur. Dans un second temps, les contraintes et les déformations de l'élément de mur sont définies afin de déterminer si la structure bois reste dans son domaine de comportement élastique ou si les chargements en compression et en cisaillement introduisent de la plasticité dans la structure.

➤ Constantes de rigidité des assemblages en compression et en cisaillement

L'étude des constantes de rigidité est réalisée en supposant plusieurs hypothèses : le matériau bois est supposé homogène et une analyse en élasticité linéaire isotrope est réalisée. Les tenseurs des grandeurs mécaniques homogénéisées σ et ϵ s'écrivent de la manière suivante :

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \quad \epsilon = \begin{bmatrix} \epsilon_{11} & \epsilon_{12} & \epsilon_{13} \\ \epsilon_{21} & \epsilon_{22} & \epsilon_{23} \\ \epsilon_{31} & \epsilon_{32} & \epsilon_{33} \end{bmatrix}$$

Constante de rigidité en compression

La constante de rigidité en compression est déterminée à partir du déplacement des trois capteurs axiaux. Elle constitue la pente de la courbe représentant la force appliquée en compression en fonction du déplacement de l'élément de mur. Un capteur axial est disposé sur la face A et les deux autres sont localisés sur la face B de l'élément de mur. Les mesures utilisées correspondent à la phase de chargement de la structure à 38 kN (Cf. figure 3.46).

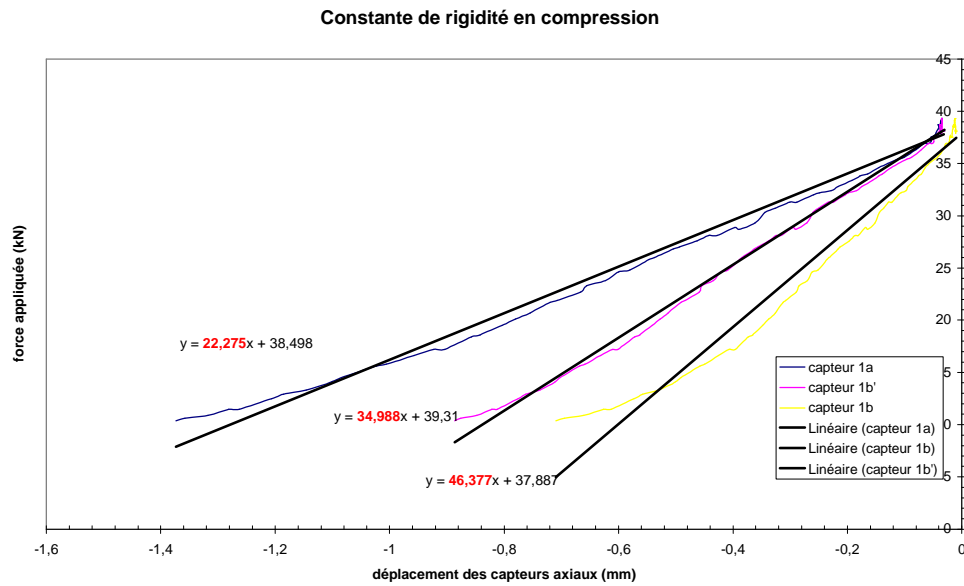
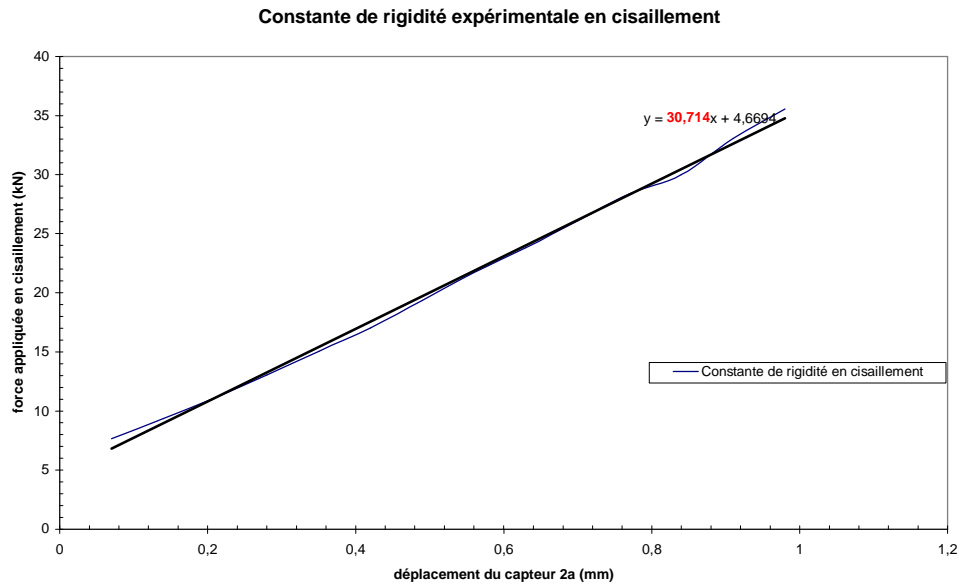


Figure 3.46 : Courbe de constante de rigidité en compression

La constante de rigidité en compression déterminée expérimentalement est ainsi de **Kexp compression = 22,3 kN/mm sur la face A** de l'élément de mur et de **Kexp compression moyen = 40,7 kN/mm sur la face B** de l'élément de mur.

Constante de rigidité en cisaillement

Le chargement vertical est maintenu constant à 38 kN. Une force latérale de 1 kN est appliquée progressivement sur la structure avec un incrément de force de 0,07 kN. La courbe représentant le déplacement selon la direction de cisaillement en fonction du temps est tracée. A chaque chargement latéral de la structure de 0,07 kN, une phase de fluage apparaît sur la courbe. Ainsi les valeurs de déplacements à l'extrémité de chaque palier sont notées et associées à la force de cisaillement correspondante. La courbe résultante représentant la force de cisaillement appliquée en fonction du déplacement du capteur dans la direction de cisaillement est tracée. On en déduit la constante de rigidité des assemblages bois en cisaillement (Cf. figure 3.47)



La constante de rigidité en compression déterminée expérimentalement est ainsi de **$K_{\text{exp cisaillement}} = 30,7 \text{ kN/mm}$** .

Les coefficients de rigidité des assemblages ont ensuite été déterminés théoriquement en modélisant le comportement de l'élément de mur sous le logiciel COMSOL Multiphysics. Les assemblages bois sont supposés parfaits, c'est-à-dire encastés. Une charge verticale répartie de 33 kN et une charge horizontale de 4,8 kN sont appliquées sur l'élément de mur. On mesure la contrainte σ_{11} de compression sur un assemblage et le déplacement résultant u_1 . On en déduit le coefficient de rigidité en compression : **$K_{\text{th compression}} = 43,4 \text{ kN/mm}$** . De même, on mesure la contrainte σ_{21} de cisaillement de l'assemblage et le déplacement résultant u_2 . On en déduit le coefficient de rigidité en cisaillement : **$K_{\text{th cisaillement}} = 797,2 \text{ kN/mm}$** .

Les coefficients de rigidité théorique et expérimentale en compression sont respectivement de 43,4 kN/mm et de 30,7 kN/mm. Ainsi la modélisation du comportement des assemblages sous l'effet d'un chargement vertical est proche de la réalité expérimentale.

Les coefficients de rigidité théorique et expérimental en cisaillement sont très différents : ils sont respectivement de 797,2 et de 22,3 pour la face A et 40,7 pour la face B. Expérimentalement les assemblages bois sont très souples et se déforment facilement sous l'effet du banc de cisaillement.

Module d'Young des assemblages bois

Des coefficients de rigidité expérimentale et théorique en compression on peut en déduire le module d'Young expérimental des assemblages bois.

$$E_{\text{exp assemblages bois}} = E_{\text{th}} \cdot K_{\text{exp compression}} / K_{\text{th compression}} = 1878 \text{ MPa}$$

Le module d'élasticité des assemblages bois est plus faible que le module du bois déterminé expérimentalement lors des essais sur les échantillons. En effet, les assemblages bois sont assez souples car les sections de bois sont simplement vissées.

➤ Analyse du comportement élastique de la structure

La structure bois est soumise uniquement à des cycles de chargement-déchargement en compression (phases 11 à 17). Les déplacements verticaux au cours de ces cycles sont récapitulés sur la figure 3.48.

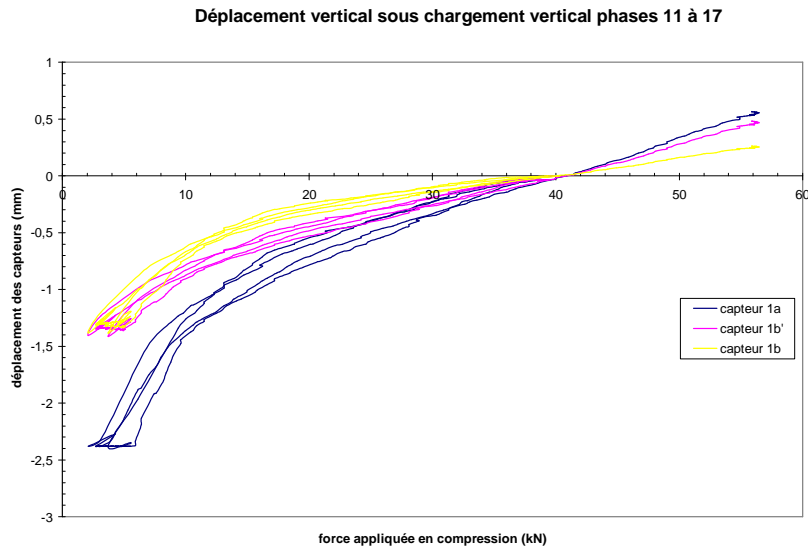


Figure 3.48 : Déplacement vertical de la structure bois sous chargement vertical

Plusieurs points sont observables :

- Les déplacements des trois capteurs sont proches. La structure bois a donc un comportement homogène.
- L'incurvation des courbes montre que la structure bois n'a pas un comportement parfaitement linéaire.
- Peu de déformations apparaissent entre les cycles de chargement. La structure bois reste donc dans son domaine de comportement élastique.

La figure 3.49 présente le déplacement transversal (selon la direction 3) de la structure bois.

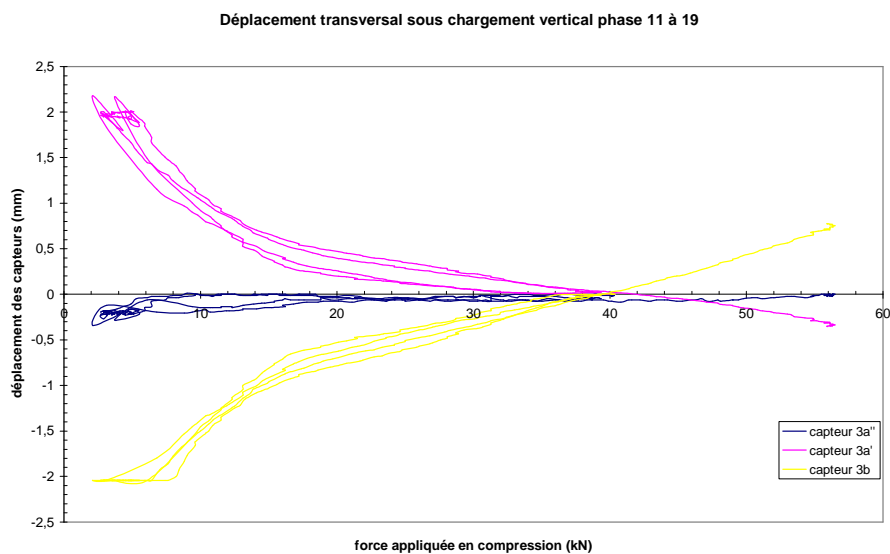


Figure 3.49 : Déplacement transversal de la structure bois sous chargement vertical

La structure se déplace de manière homogène selon la direction 3. La face A « rentre » dans la structure alors que la face B s'éloigne de sa position initiale. Dans cette direction, peu de déformations apparaissent également entre les différents cycles de chargement. La structure bois reste donc dans son domaine de comportement élastique.

4 PARTIE THEORIQUE

4.1 Hypothèses de calcul

La modélisation du comportement des éléments de structure sous une sollicitation axiale et transversale est réalisée à partir de la méthode de calcul aux éléments finis. Cette méthode de calcul est une méthode mathématique d'intégration numérique des équations aux dérivées partielles mises sous forme variationnelle. La méthode des éléments finis est la méthode numérique de référence pour le calcul des solutions de problèmes aux limites. L'idée de base de cette méthode est de remplacer le problème continu par un problème approché en discrétisant la structure.

En première approximation, on veillera à réaliser une modélisation simple des éléments de mur. On prendra comme hypothèse que les matériaux constituant la structure sont élastiques, linéaires et isotropes avec les caractéristiques mécaniques suivantes :

Sources des résultats	Matériaux G.R.E.B	ρ (kg/m ³)	E (MPa)	ν	Rc (MPa)	σ traction (MPa)
Résultats expérimentaux	Bois	550	2655	0,48	28,38	24
	Mortier	1230	382	0,15	0,745	1,4
Résultats expérimentaux + [Danielewicz et Reinschmidt, 2007]	Paille	110	0,75	0,33 (valeur par défaut)		
Base de données COMSOL Multiphysics	Feuillards (aluminium)	2700	70 000	0,33		

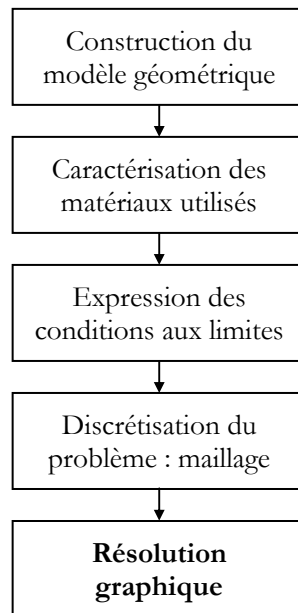
Lors des essais mécaniques sur les échantillons, les matériaux constitutifs de la structure G.R.E.B ont été soumis à un champ de contraintes axial noté $\underline{\sigma}$. Sous l'effet de ce champ, chacun des matériaux s'est déformé engendrant un champ de déformation $\underline{\epsilon}$. Il s'agit désormais d'évaluer la rupture des éléments de mur à partir des matériaux.

La première difficulté rencontrée réside dans la modélisation des assemblages, à la fois bois/bois et bois/enduit. En pratique, les assemblages bois/bois ne sont pas parfaitement encastres car les sections de bois sont simplement vissées. Cependant pour des raisons de simplicité, les assemblages bois/bois modélisés sont supposés encastres. Pour les assemblages bois/enduit, on suppose que les clous assurent la continuité des déplacements selon les directions 1 et 2.

La seconde difficulté rencontrée apparaît dans la modélisation de la paille car la paille modélisée n'est pas maçonnée. La modélisation ne rendra donc pas compte du fait que la paille est disposée dans la structure sous la forme de ballots de paille comprimés et dont les fibres sont orientées selon la direction 2. Ainsi le phénomène d'anisotropie de la paille n'est pas évalué.

4.2 Modélisation en élasticité linéaire isotrope

L'organigramme de résolution d'un problème aux éléments finis sur le logiciel COMSOL Multiphysics est présenté ci-dessous.



Construction du modèle géométrique

Les structures modélisées sur FEMLAB correspondent aux différents éléments de mur testés expérimentalement. Ainsi une approche progressive a été réalisée. Tout d'abord, la structure à ossature bois seule a été modélisée afin d'analyser le comportement mécanique de l'ossature lorsqu'elle est soumise à un chargement vertical et à un banc de cisaillement. Puis les différents matériaux constitutifs des éléments de mur ont été ajoutés un par un à la structure bois afin de comprendre l'influence de l'addition de différents matériaux sur le comportement mécanique de l'élément de mur. Les structures suivantes ont été modélisées afin de comprendre le rôle mécanique de chacun des matériaux dans l'élément de mur G.R.E.B :

- Structure bois seule
- Structure bois avec feuillards métalliques
- Structure bois avec feuillards métalliques et remplissage en paille
- Structure bois avec feuillards métalliques, remplissage en paille et plaques de mortier

Caractérisation des matériaux utilisés

Les caractéristiques mécaniques obtenues lors des expérimentations sur les échantillons de matériaux ont été utilisées pour la caractérisation des matériaux dans la modélisation et ont été récapitulées dans le paragraphe précédent.

Expression des conditions aux limites

Les phénomènes d'anisotropie intervenant dans les matériaux bois et paille ne seront pas évalués.

Pour assurer une meilleure résistance de l'ossature bois sur chantier, les assemblages bois ne sont pas symétriques. Ainsi les éléments de mur modélisés ne présentent pas de plans de symétrie.

Les assemblages bois sont supposés encastrés. On suppose la continuité des déplacements au niveau de l'assemblage bois/mortier.

Le socle sur lequel est posé l'élément de mur lors des expérimentations est rigide. Ainsi le déplacement vertical de la partie inférieure des structures modélisées a été empêché. Les appuis inférieurs de la partie droite de la structure sur laquelle s'applique le banc de cisaillement sont donc modélisés par des appuis simples. Une cale métallique est disposée contre la partie de la structure opposée au chargement. Elle empêche ainsi tout déplacement de la lisse basse selon la direction 2. La partie de la lisse basse située contre la cale ne peut ni se déplacer selon la direction 2, ni selon la direction 1. Ses appuis sont donc modélisés par des rotules.

Une contrainte verticale de $152,5 \text{ kN/m}^2$ est appliquée sur la face supérieure de la structure grâce à un IPN supposé déformable. Le système vérin/capteur de force/IPN permet d'appliquer une contrainte latérale sur la surface de l'IPN de $94,9 \text{ kN/m}^2$. Les contraintes sont nulles partout ailleurs.

Les conditions aux limites appliquées dans la modélisation des éléments de mur sont récapitulées sur le schéma suivant (figure 4.1).

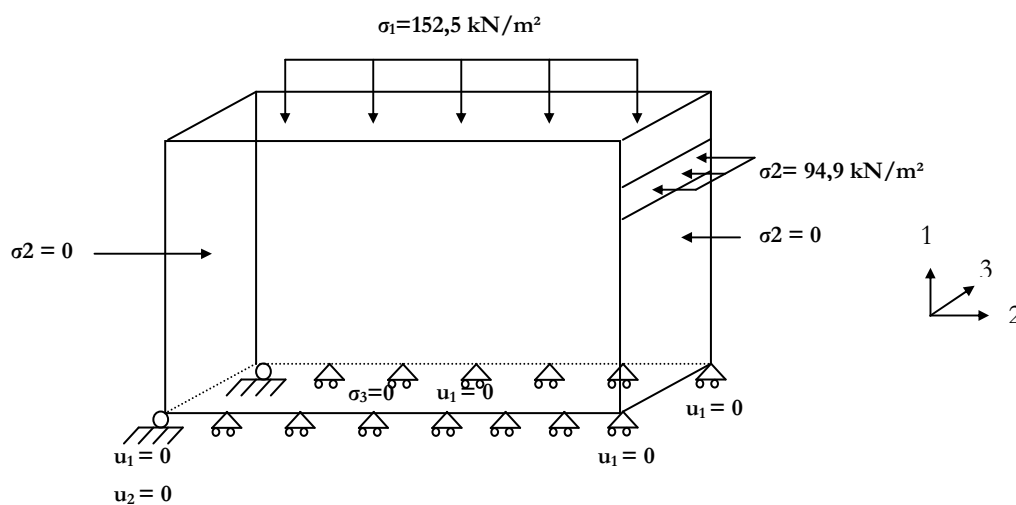


Figure 4.1 : Conditions aux limites sur l'ossature bois

On suppose la continuité de la contrainte normale entre les sections de bois et les bottes de paille. Ainsi un glissement des bottes de paille est possible relativement à l'ossature bois. Cette hypothèse de modélisation approche la réalité expérimentale.

Les feuillards métalliques, fixés à chaque étage de ballots de paille entre les montants sur l'épaisseur de la structure bois, vissés aux montants sont modélisés par des rotules. Ils sont considérés rigides. Ainsi le déplacement selon la direction 3 des feuillards est identique sur toute leur longueur.

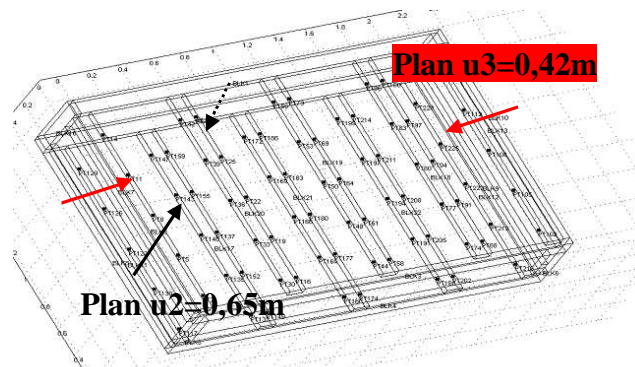
Les clous fixés sur l'ossature bois sont modélisés par des rotules. Le bois et les clous se déplacent de manière identique donc il n'y a pas de glissement des clous sur le bois.

Discretisation du problème : maillage

Le maillage utilisé est un maillage prismatique. Il approxime au mieux les caractéristiques géométriques de la structure 3D modélisée. En première approche, le maillage utilisé sera de type moyen, c'est-à-dire ni très fin, ni très grossier.

Résultats

Les résultats de la modélisation sont présentés par coupes dans le plan $u_3=0,42\text{m}$ (face A de la structure) et dans le plan $u_2=0,65\text{m}$ (plan de coupe de 3 feuillards).



4.2.1 Modélisation de l'ossature bois

- La structure bois nue

L'ossature bois a été modélisée dans les conditions de l'expérimentation, c'est-à-dire avec des assemblages bois en quinconce.

L'ossature bois a été soumise à un chargement vertical de 33,2 kN et à un chargement latéral de 4,8 kN. Ces valeurs de chargements vertical et latéral correspondent aux valeurs de la descente de charge et du chargement du vent sur l'élément de mur. La structure a été maillée avec un maillage moyen. L'emplacement de la section sur laquelle est appliquée le chargement latéral de l'élément de mur en modélisation correspond aux conditions réelles de chargement.

Les résultats de la modélisation sont présentés sur les figures suivantes :

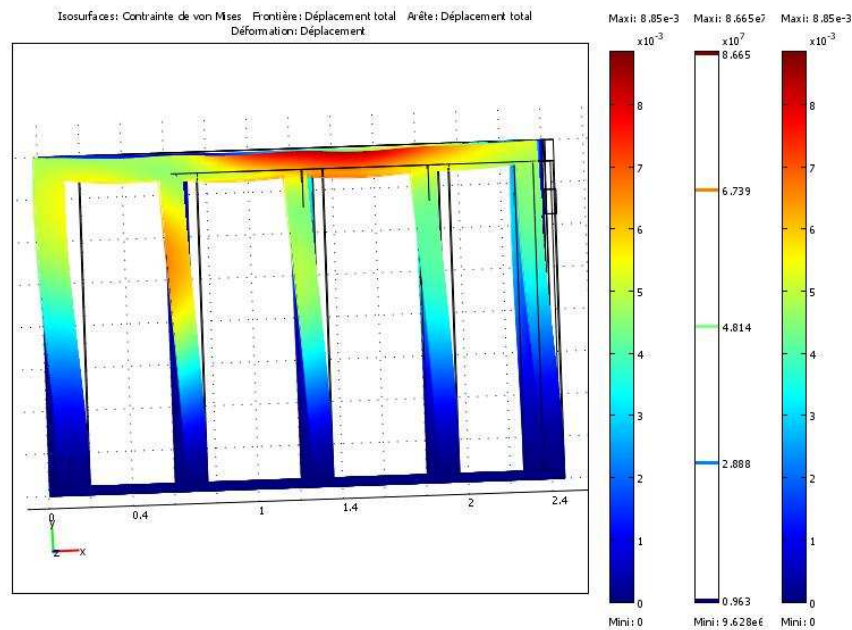


Figure 4.2 : Déformée de l'ossature bois nue vue face A

La figure 4.2 présente la déformée de l'ossature bois nue vue de la face A. L'élément de mur subit des déformations de cisaillement sur la partie haute des montants allant jusqu'à $6 \cdot 10^{-3}$ et subit des déformations verticales sous le chargement vertical de l'ordre de $7 \cdot 10^{-3}$ sur la partie centrale de lisse haute. Le bois atteint alors sa limite élastique en déformation $\epsilon_e = 7 \cdot 10^{-3}$.

Les contraintes de cisaillement et les contraintes normales enregistrées dans la modélisation de l'ossature bois sont les suivantes :

Contraintes appliquées sur la structure	Valeurs moyennes des contraintes (MPa)
σ cisaillement selon la direction 2 plan $u_3=0,42\text{m}$	0,2
σ normale selon la direction 1 plan $u_2=0,65\text{m}$	-1
σ normale selon la direction 1 plan $u_3=0,42\text{m}$	0,1
σ cisaillement selon la direction 3 plan $u_2=0,65\text{m}$	0,1

Figure 4.3 : Contraintes appliquées sur la structure bois

Les contraintes normales sont inférieures à la contrainte de limite élastique du bois évaluée expérimentalement à 20 MPa. Ainsi le bois reste dans son domaine de comportement élastique.

Les figures 4.4 et 4.5 présentent des coupes de la structure dans le plan $u_3=0,02\text{m}$ pour la face B et dans le plan $u_3=0,42\text{m}$ pour la face A. La quinconce des assemblages bois engendre une dissymétrie du déplacement transversal des faces A et B. Sur la face A, la partie supérieure des montants de l'élément de mur se déplace de 5 mm, alors que sur la face B, la partie supérieure des montants de l'élément de mur se

déplace de manière inhomogène entre les différents montants et leur déplacement en cisaillement n'excède pas 0,8 mm.

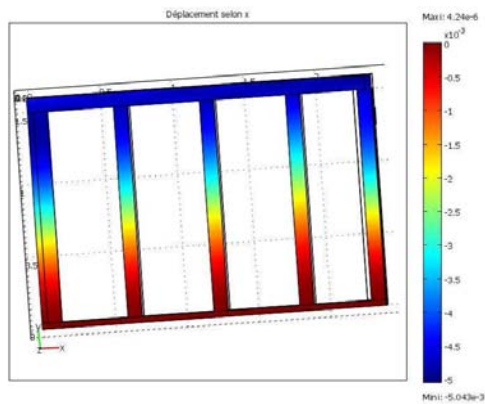


Figure 4.4 : Déplacement selon la direction 2 de la face A

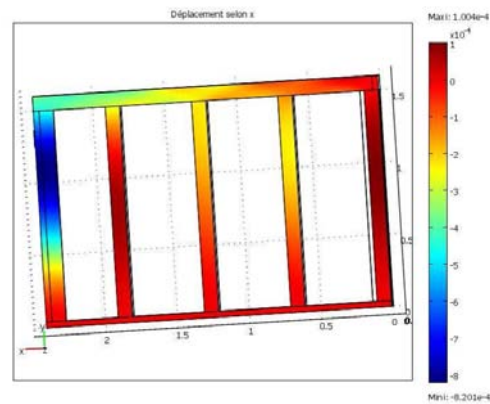


Figure 4.5 : Déplacement selon la direction 2 de la face B

La figure 4.6 présente une coupe en $u_3=0,42\text{m}$ (face A) du déplacement vertical de l'élément de mur. Le déplacement vertical maximal qui apparaît sur les sections situées entre les montants de la lisse haute est de 7 mm. Le reste de la structure se déplace peu. La partie supérieure des montants, qui reprend la charge verticale exercée sur la lisse haute, se déplace de l'ordre de 4mm.

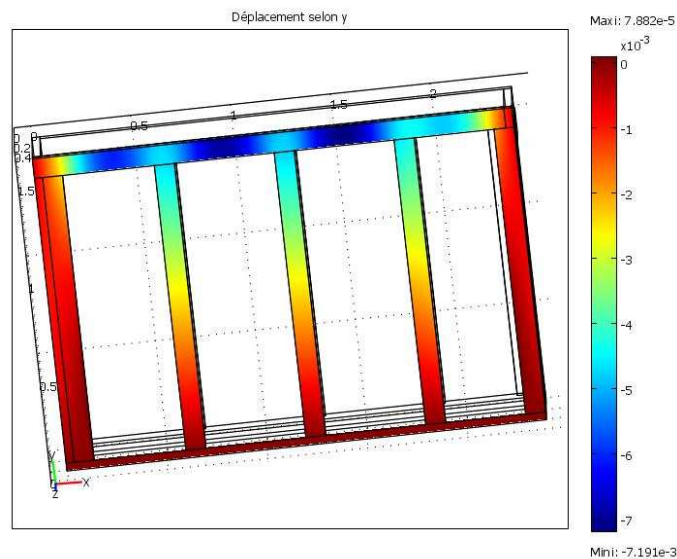


Figure 4.6 : Coupe de déplacement vertical face A

La figure 4.7 présente une coupe selon le plan $u_2=0,64\text{m}$ du déplacement de la structure dans la direction 3. La section des montants disposée aux abords de l'ordonnée $u_1=1\text{m}$ (centre des montants) se déplace de 5mm. Une courbe de déplacement parabolique se dessine autour de cette section, ce qui caractérise le phénomène de flambement des montants selon la direction 3.

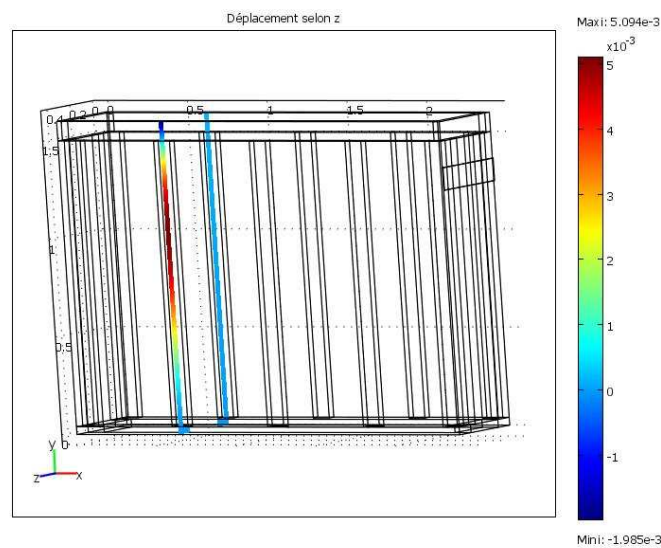


Figure 4.7 : Coupe de déplacement selon la direction 3 dans le plan $u_2=0,64m$

➤ Les assemblages bois/bois

Nous allons étudier les contraintes et les déformations subies par les assemblages bois supposés parfaits. La figure 4.8 présente la contrainte de cisaillement (σ_{21}) selon la direction 2 dans le plan $u_3=0,42m$ de l'assemblage bois situé sur le poteau sur lequel est appliquée la force répartie latérale.

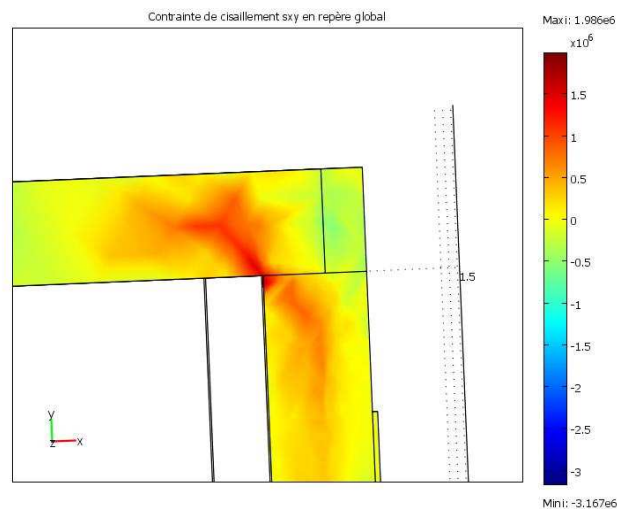


Figure 4.8 : Contrainte locale de cisaillement selon x de l'assemblage bois

L'assemblage bois étant supposé encasté, on retrouve bien la reprise des efforts entre la partie gauche et la partie droite de l'assemblage, ainsi qu'entre la lisse haute et le poteau d'angle.

La figure 4.9 présente la déformation de cisaillement (ϵ_{21}) selon la direction 2 dans le plan $u_2=0,42m$ de l'assemblage bois du poteau sur lequel est appliquée la force latérale répartie.

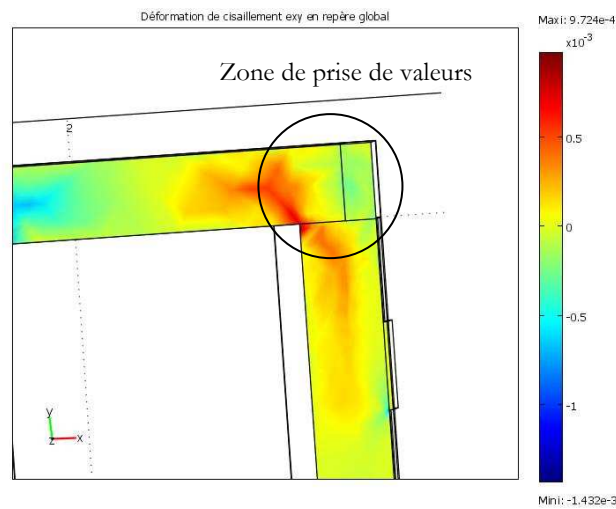


Figure 4.9 : Déformation de cisaillement selon la direction 2 de l'assemblage bois

De la même manière que pour la contrainte de cisaillement, la figure 4.9 met en évidence le caractère parfait des assemblages avec la continuité des déformations entre la lisse haute et le poteau et entre partie gauche et la partie droite de l'assemblage.

Le tableau suivant (figure 4.10) récapitule les déplacements, déformations et contraintes enregistrées dans les trois directions orthogonales au niveau des assemblages. Les valeurs reportées dans le tableau correspondent à des valeurs moyennes déterminées dans la zone des assemblages (Cf. figure 4.9).

Directions	σ (MPa)	ϵ	Déplacement (m)
Selon la direction 2	$\sigma_{21} = 0,1$	$\epsilon_{21} = 0,05.10^{-3}$	$4,5.10^{-3}$
Selon la direction 1	$\sigma_{11} = 0,4$	$\epsilon_{11} = 0,2.10^{-3}$	$0,4.10^{-3}$
Selon la direction 3	$\sigma_{32} = 0,4$	$\epsilon_{32} = 0,2.10^{-3}$	$0,5.10^{-3}$

Figure 4.10 : Tableau récapitulatif pour les assemblages bois

σ_{11} et ϵ_{11} sont inférieurs aux valeurs limites élastiques du bois, respectivement de 20 MPa et 0.007. Ainsi les assemblages restent dans leur domaine de comportement élastique.

4.2.2 Modélisation de l'ossature bois avec construction progressive

4.2.2.1 Ossature bois avec feuillards métalliques

La modélisation de l'ossature bois avec les feuillards métalliques est réalisée dans les mêmes conditions que la modélisation de la structure bois seule.

Les feuillards sont modélisés par des barres d'aluminium vissées sur la face intérieure des montants de la structure bois. Les feuillards ne subissent pas de déformation. Ainsi les deux points d'attache des feuillards ont le même déplacement selon la direction 3.

➤ Sollicitations de l'ossature bois avec feuillards

La figure 4.11 présente la déformée de l'élément de mur vue de la face A.

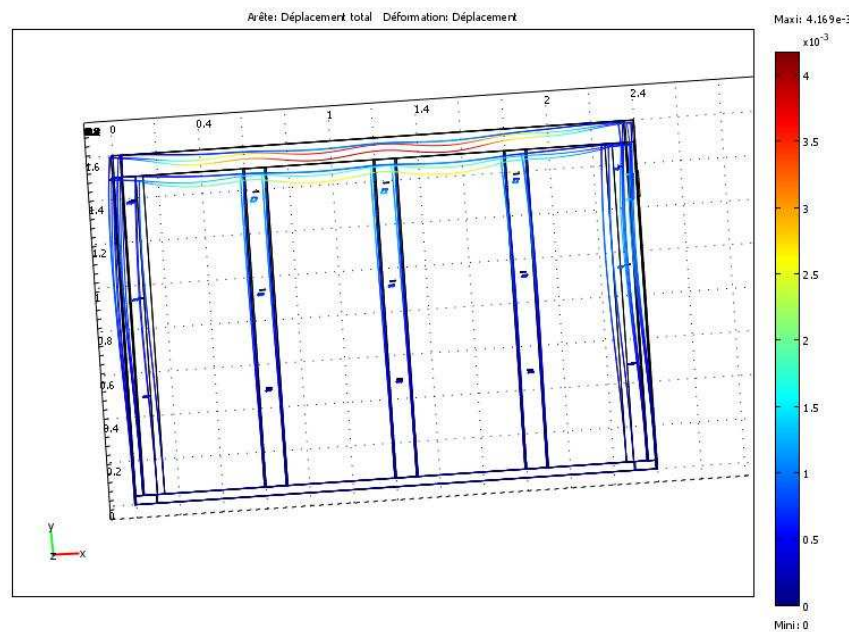


Figure 4.11 : Déformée vue face A de la structure bois/feuilards

Globalement, la structure bois avec les feuilards métalliques se déforme moins que la structure bois seule. Les poteaux d'extrémités se déforment de $1,5 \cdot 10^{-3}$, alors que les montants subissent de faibles déformations (de l'ordre de $0,8 \cdot 10^{-3}$). Les feuilards ont ainsi permis de rigidifier la structure bois. Les sections de la lisse haute situées entre les montants, qui ne profitent pas de la présence de feuilards entre les montants, se déforment ainsi toujours de l'ordre de $2,4 \cdot 10^{-3}$. Les déformations enregistrées sont inférieures à la déformation limite élastique de $7 \cdot 10^{-3}$.

Le tableau suivant (figure 4.12) présente les contraintes de cisaillement et les contraintes normales enregistrées dans la modélisation de l'ossature bois avec feuilards.

Contraintes appliquées sur la structure	Valeurs moyennes des contraintes (MPa)
σ cisaillement selon la direction 2 plan $u_3=0,42\text{m}$	0,1
σ normale selon la direction 1 plan $u_3=0,42\text{m}$	-1,6
σ cisaillement selon la direction 3 plan $u_2=0,65\text{m}$	1,1

Figure 4.12 : Tableau récapitulatif des contraintes pour la structure bois/feuilards

Les contraintes enregistrées sur la structure bois avec feuilards sont très inférieures à la contrainte limite élastique du bois ($\sigma_e=20\text{MPa}$) donc la structure bois reste dans son domaine de comportement élastique.

La figure 4.13 présente le déplacement de la structure bois avec feuilards selon la verticale vu de la face A (plan $u_3=0,42\text{m}$).

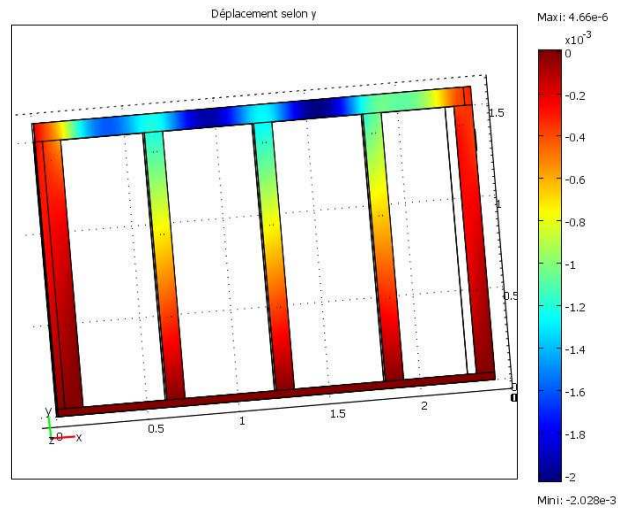


Figure 4.13 : Coupe selon la section $u_3=0,42m$ du déplacement selon la direction 1

Les sections de bois de la lisse haute situées entre les montants se déplacent de 2mm. Ils flambent sous la charge verticale répartie appliquée sur la lisse haute. Les montants, qui reprennent une partie de la charge appliquée sur la lisse haute, se déplacent de 1,2mm sur la partie haute des montants et de 0,2mm sur la partie basse. Ainsi les feuillards rigidifient la structure en reprenant une partie de la descente de charge sur les montants.

La figure 4.14 présente le déplacement selon la direction 3 de la structure bois avec feuillards dans le plan $u_2=0,65m$.

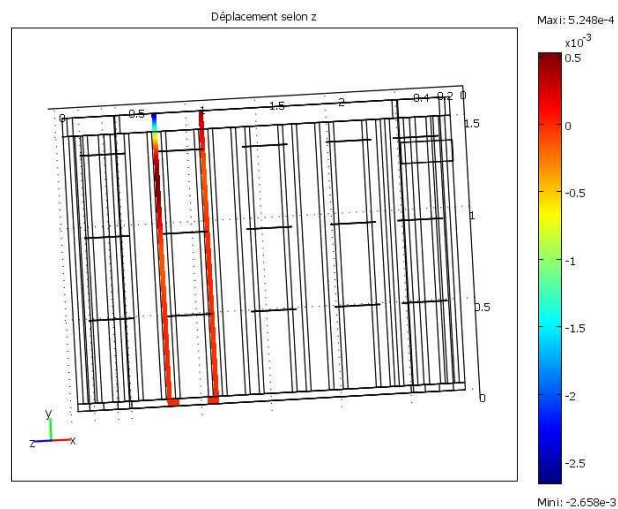


Figure 4.14 : Coupe selon la section $u_2=0,64m$ du déplacement selon la direction 3

Les montants ont un déplacement uniforme selon la direction 3 de l'ordre de 0,5 mm. Les feuillards rigidifient la structure selon la direction 3 empêchant ainsi le flambement des montants. Seule la partie supérieure de la face A de la lisse haute subit toujours un déplacement significatif u_3 de 2,5 mm.

➤ Sollicitations subies par les feuillards

Les feuillards subissent des contraintes et des déformations différentes de la structure bois. Nous allons étudier les contraintes, déformations et déplacements liées aux feuillards dans la direction 3 dans le plan $u_2=0,65m$. La figure 4.15 présente la contrainte de cisaillement selon la direction 3.

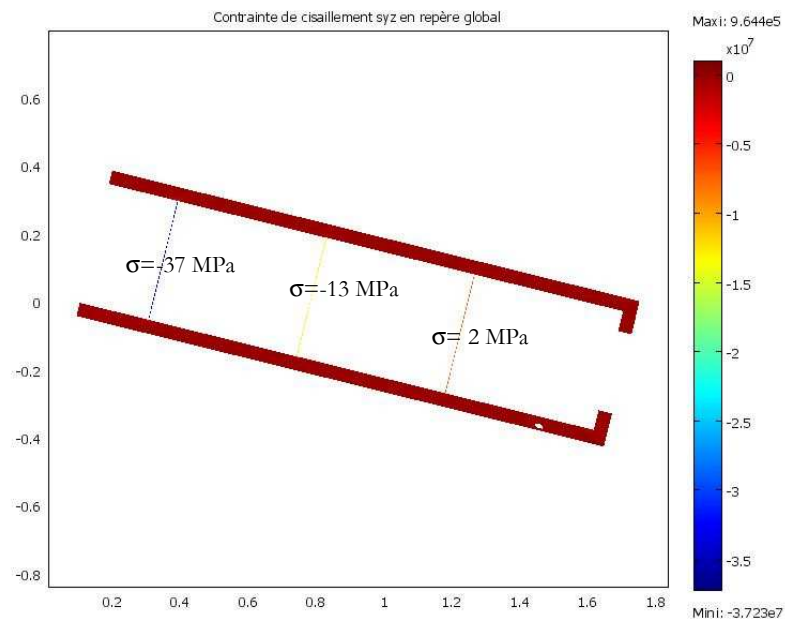


Figure 4.15 : Contrainte de cisaillement selon la direction 3 dans le plan $u_2=0,65m$

La contrainte de cisaillement des feuillards diffère suivant la hauteur à laquelle se trouve le feuillard. Le feuillard situé sur la partie haute du montant reprend une contrainte de traction de -2 MPa alors que le feuillard situé sur la partie basse reprend 37 MPa. Les feuillards tendent à lutter contre le flambement des montants en reprenant les contraintes de traction des montants.

La figure 4.16 présente les déformations de cisaillement des feuillards selon la direction 3 dans le plan $u_2=0,65m$.

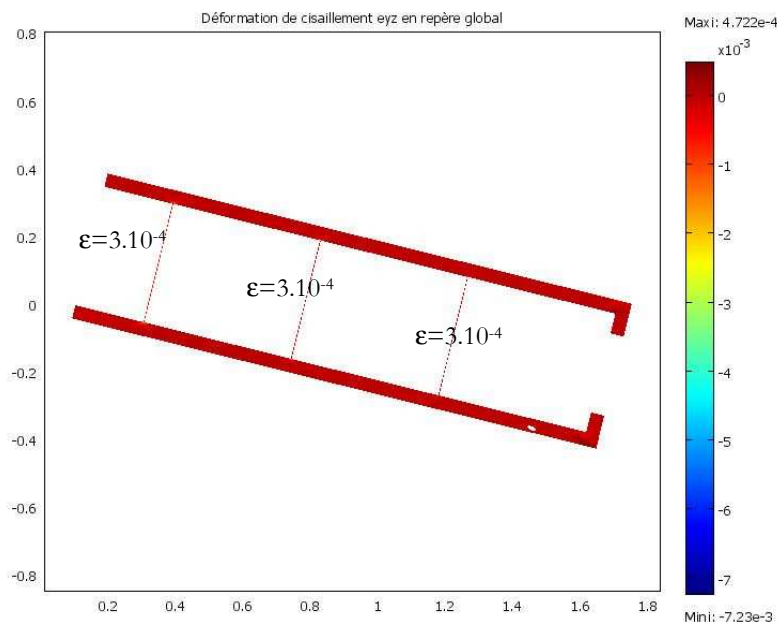


Figure 4.16 : Déformation de cisaillement selon la direction 3 dans le plan $u_2=0,65m$

En l'absence de feuillards, les montants flambent. La déformation des montants est inhomogène sur la hauteur des montants. Les feuillards rigidifient la structure, empêchant alors tout flambement des montants. Pour cela, ils reprennent les contraintes de cisaillement des montants. Les feuillards se

déforment alors de manière identique de l'ordre de 3.10^{-4} . Puisqu'ils ont tous la même longueur, ils se déplacent donc de manière identique selon la direction 3.

4.2.2.2 Ossature bois avec feuillards métalliques et remplissage en paille

Les résultats de la modélisation sont présentés sur les figures suivantes :

La figure 4.17 présente la déformée de la structure à ossature bois avec remplissage paille et feuillards vue de la face A.

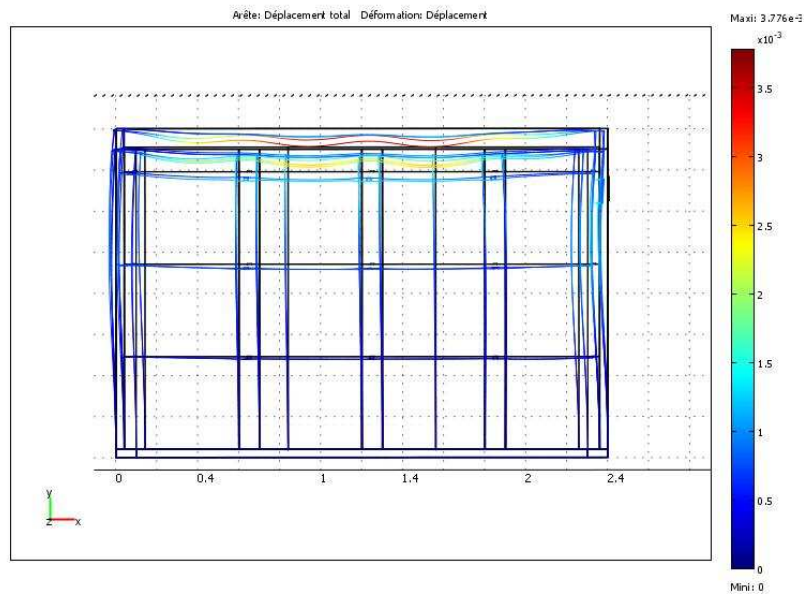


Figure 4.17 : Déformée de la structure bois/paille/feuillards dans le plan $u_3=0,42m$

Globalement la structure bois se déforme peu (de l'ordre de $0,8.10^{-3}$). Les poteaux d'extrémités subissent des déformations plus conséquentes (de $1,5.10^{-3}$). Il en est de même pour les sections de la lisse haute situées entre les montants qui se déforment de $2,4.10^{-3}$. Les feuillards et les bottes de paille ont ainsi permis de rigidifier la structure bois en reprenant une partie des efforts de compression et de cisaillement appliqués sur l'ossature bois. Les déformations enregistrées sont inférieures à la déformation limite élastique du bois qui est de 7.10^{-3} . Ainsi la structure reste dans son domaine de comportement élastique.

Les contraintes de cisaillement et les contraintes normales enregistrées pour la structure bois dans la modélisation de l'ossature bois avec feuillards et remplissage en paille sont récapitulées dans le tableau suivant (figure 4.18).

Contraintes appliquées sur la structure	Valeurs moyennes des contraintes (MPa)
σ cisaillement selon la direction 2 dans le plan $u_3=0,42m$	0,1
σ normale selon la direction 1 dans le plan $u_3=0,42m$	1
σ normale selon la direction 1 dans le plan $u_2=0,65m$	1
σ cisaillement selon la direction 3 dans le plan $u_2=0,65m$	0,9

Figure 4.18 : Tableau récapitulatif des contraintes pour la structure bois/feuillards/paille

Les contraintes normales sont très inférieures à la contrainte limite élastique du bois de 20 MPa. La structure bois avec feuillards et remplissage en paille reste dans son domaine de comportement élastique.

La figure 4.19 présente le déplacement selon la direction 2 de la structure bois/feuillards/paille vue de la face A.

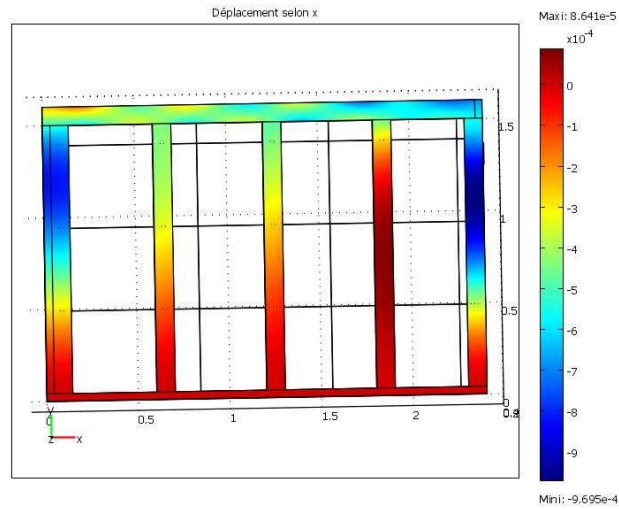


Figure 4.19 : Déplacement selon la direction 2 vue de la face A pour la structure bois/feuillards/paille

Les déplacements enregistrés selon la direction 2 sont faibles (de l'ordre de 10^{-4} m). Les déplacements maximums, observés pour les poteaux d'angle, sont de $9,7 \cdot 10^{-4}$ m. La paille et les feuillards reprennent les efforts de cisaillement subis par la structure. Ainsi les trois montants se déplacent de manière différente dans des domaines de faible déplacement (entre $0,3 \cdot 10^{-4}$ m et $4,2 \cdot 10^{-4}$ m).

Les déplacements selon la direction 1 enregistrés sur la figure 4.20 sont de l'ordre du millimètre. Le déplacement de la structure suit une courbe parabolique. En effet, les montants reprennent la majorité des efforts de compression. La partie haute des montants se déplace alors de $1,1 \cdot 10^{-3}$ m. Les sections de la lisse haute situées entre les montants se déplacent de $1,9 \cdot 10^{-3}$ m alors que les poteaux d'angle ne se déplacent que de $3 \cdot 10^{-6}$ m. Les déplacements de la structure sont comparables à ceux de la structure bois avec feuillards. Ainsi la paille ne reprend pas les efforts de compression subis par la structure bois.

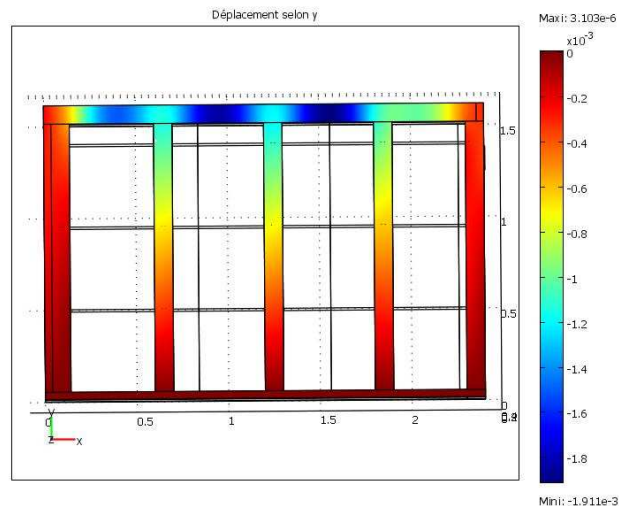


Figure 4.20 : Déplacement selon la direction 1 dans le plan $u_3=0,42$ m pour la structure bois/feuillards/paille

Enfin, les déplacements selon la direction 3 sont faibles (de l'ordre de 10^{-4} m) et le déplacement de la structure est uniforme sur toute la hauteur. Les bottes de paille reprennent donc une partie des efforts de compression appliqués sur la lisse haute, empêchant ainsi le flambement des montants (Cf. figure 4.21).

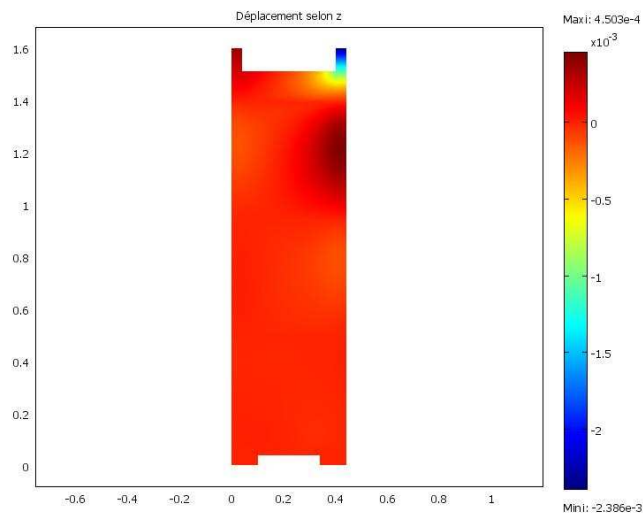


Figure 4.21 : Déplacement selon la direction 3 dans le plan $u_2=0,65m$ pour la structure bois/feuillards/paille

4.2.2.3 Ossature bois avec feuillards métalliques, remplissage en paille et plaques de mortier

La modélisation de l'élément de mur G.R.E.B complet avec ossature bois, feuillards, remplissage en paille et plaques de mortier est réalisée dans les mêmes conditions que la modélisation de la structure bois seule. La seule différence réside dans le choix du maillage. Afin de limiter le nombre de degrés de libertés dans la résolution numérique et de réduire les durées de calcul, la structure a été maillée avec un maillage extrêmement grossier.

La figure 4.22 présente la déformée de la structure vue de la face A.

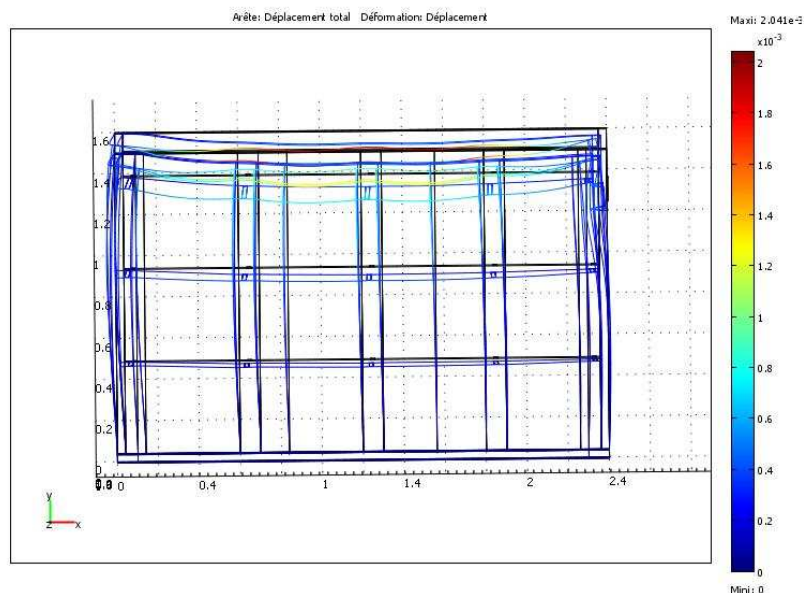


Figure 4.22 : Déformée de la structure bois/feuillards/paille/mortier

La déformation maximale est observée pour la paille qui se déforme de $1,4 \cdot 10^{-3}$. La structure bois se déforme peu, la déformation maximale enregistrée est de $0,8 \cdot 10^{-3}$ pour les sections de la lisse haute situées entre les montants. Ainsi les déformations subies par le bois sont inférieures à la déformation limite

élastique du bois qui est de 7.10^{-3} donc le bois a un comportement élastique. Le mortier subit des déformations similaires au bois. La déformation maximale du mortier est de $0,8.10^{-3}$ sur la partie haute de la structure. Or la déformation limite élastique du mortier est de 3.10^{-3} . Ainsi le mortier reste dans son domaine de comportement élastique.

Les contraintes de cisaillement et les contraintes normales enregistrées pour la structure bois dans la modélisation de l'élément de mur G.R.E.B complet sont récapitulées dans le tableau suivant (figure 4.23).

Matériaux	Bois		Mortier	
Contraintes appliquées sur la structure	σ moyen (MPa)	Comparaison avec σ_e compression bois=20 MPa	σ moyen (MPa)	Comparaison avec σ_{em} compression=0,052 MPa
σ cisaillement selon la direction 2 dans le plan $u_3=0,42m$	$\sigma_{21} = 0,05$		$\sigma_{21} = 0,05$	
σ normale selon la direction 1 dans le plan $u_3=0,42m$	$\sigma_{11} = -1$	< 20	$\sigma_{11} = 0,01$	< 0,052
σ normale selon la direction 1 dans le plan $u_2=0,65m$	$\sigma_{11} = 1$	< 20		
σ cisaillement selon la direction 3 dans le plan $u_2=0,65m$	$\sigma_{32} = 1$			

Figure 4.23 : Tableau récapitulatif des contraintes pour l'élément de mur complet

Les contraintes normales enregistrées selon les trois directions orthogonales sur la structure bois sont très inférieures à la contrainte limite élastique du bois. La structure bois de l'élément de mur G.R.E.B reste donc dans son domaine de comportement élastique. Pour le mortier, la contrainte normale selon la direction 1 est inférieure à la contrainte limite élastique.

La figure 4.24 présente les déplacements de l'élément de mur complet selon la direction 2 vue de la face A.

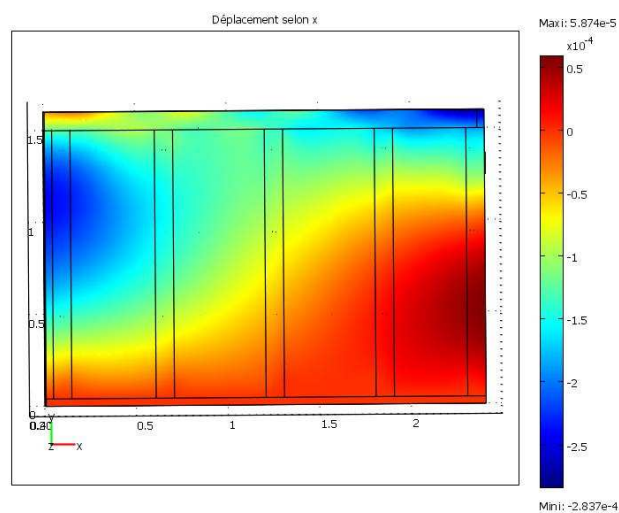


Figure 4.24 : Déplacement selon la direction 2 face A pour la structure bois/fenillards/paille/mortier

Sur l'ensemble de la structure, les déplacements enregistrés selon la direction 2 sont très faibles ($<10^{-4}$ m). Le côté de la lisse haute soumis directement au chargement latéral ne profite pas de la présence des plaques de mortier. Il se déplace ainsi de $2,8 \cdot 10^{-4}$ m. De même le poteau d'angle opposé au chargement de cisaillement reprend les efforts de cisaillement qui se transmettent à travers la structure. Il se déplace également de $2,8 \cdot 10^{-4}$ m. La paille, les feuillards et le mortier reprennent les efforts de cisaillement subis par la structure bois. Ainsi l'ensemble se déplace de manière uniforme et subit de très faibles déplacements (entre $0,5 \cdot 10^{-4}$ m et $1,5 \cdot 10^{-4}$ m).

La figure 4.25 présente le déplacement selon la direction 1 de l'élément de mur vue de la face A.

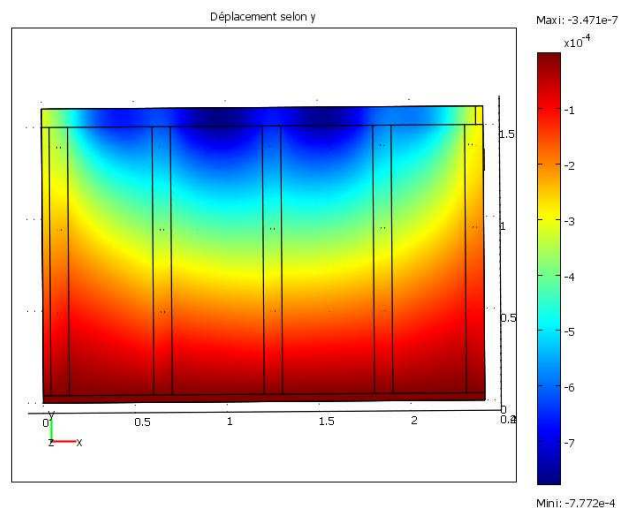


Figure 4.25 : Déplacement selon la direction 1 dans le plan $u_3=0,42m$ pour la structure bois/feuillards/paille/mortier

L'élément de mur complet a un déplacement parabolique selon la direction 1 avec une transmission des efforts graduée selon la hauteur. L'ensemble de la structure reprend le chargement en compression de la lisse haute de manière uniforme. Les déplacements maximums enregistrés sont de $7,7 \cdot 10^{-4}$ m sur les sections situées au centre des montants de la lisse haute. Le centre de la structure se déplace de $3 \cdot 10^{-4}$ m alors que la partie basse de la structure ne se déplace plus que de $3,4 \cdot 10^{-7}$ m.

Les déplacements selon la direction 3 sont également de l'ordre de 10^{-4} m et la structure se déplace uniformément dans cette direction (Cf. figure 4.26). Les déplacements selon la direction 3 sont similaires aux déplacements selon la direction 3 de la structure bois/feuillards/paille. Ainsi le mortier n'influe pas sur le déplacement de la structure bois selon la direction 3.

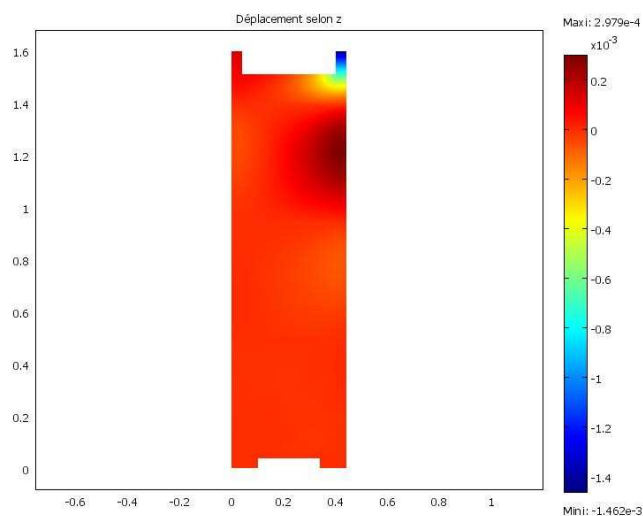


Figure 4.26 : Déplacement selon la direction 3 dans le plan $u_2=0,65m$ pour la structure bois/feuillards/paille/mortier

4.2.2.4 Comparaison des modélisations de construction progressive de l'élément de mur G.R.E.B

La figure ci-dessous (figure 4.27) explicite la localisation des zones d'études des différentes structures.

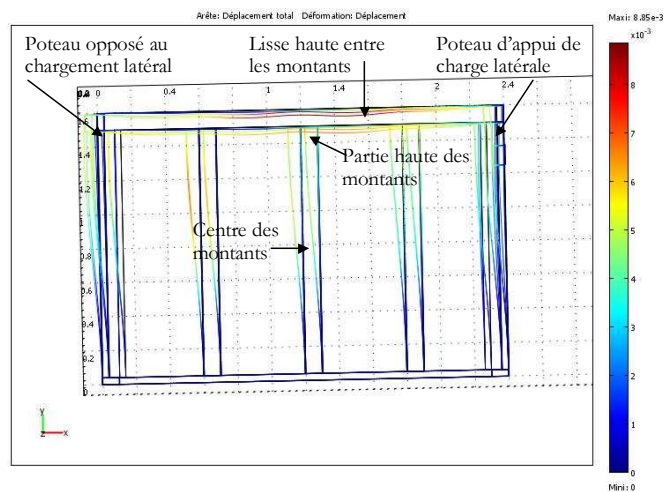


Figure 4.27 : Emplacement des zones d'étude des structures

Les déplacements enregistrés sur les différentes structures sont récapitulés dans le tableau ci-dessous (figure 4.28).

Déplacements (m)	Structure bois	Structure bois/feuillards	Structure bois/feuillards/paille	Structure bois/feuillards/paille/mortier
Selon la direction 2	$\approx 2.10^{-3}$ (max partie haute structure= 5.10^{-3})	3.10^{-4} (max sur les deux poteaux d'angle= $9,3.10^{-4}$)	$\approx 10^{-4}$ (max sur poteaux d'angle= $9,7.10^{-4}$)	$\approx 10^{-4}$
Selon la direction 1	$\approx 2.10^{-3}$ (max centre montants lisse haute= $7,2.10^{-3}$)	$\approx 0,8.10^{-3}$ (max centre montants lisse haute= $1,8.10^{-3}$)	$\approx 0,6.10^{-3}$ (max centre montants lisse haute= $1,8.10^{-3}$)	Entre 10^{-4} et $7,7.10^{-4}$ (courbe parabolique)
Selon la direction 3	10^{-3} (max 5.10^{-3} centre des montants)	5.10^{-4}	10^{-4}	10^{-4}

Figure 4.28 : Tableau de comparaison des déplacements des structures

Les feuillards rigidifient la structure, empêchant ainsi le flambement des montants. Le flambement des montants est également réduit par la présence des plaques de mortier qui imposent une continuité des déplacements au niveau des assemblages bois/mortier. Les efforts de cisaillement de la structure sont repris par la paille et en grande partie par les plaques de mortier. Les déplacements latéraux deviennent alors faibles (de l'ordre de 0,3 mm). Enfin les plaques de mortier reprennent les efforts verticaux appliqués sur la structure bois, permettant ainsi de réduire le déplacement vertical de la structure bois à 10^{-4} m.

4.2.3 Confrontation des résultats théoriques avec l'expérimentation

Les caractérisations théorique et expérimentale du comportement de la structure bois sont confrontées dans le tableau suivant.

	Expérimental	Modélisation
Types d'assemblages	Vissés	Encastrés
Forces appliquées	38 kN en compression 1 kN en cisaillement	33 kN en compression 4,8 kN en cisaillement
Comportement du bois	Très fort déplacement des assemblages et des montants -> on peut supposer qu'ils se plastifient	Début de plasticité des sections de la lisse haute situées entre les montants

Figure 4.29 : Confrontation de la théorie aux résultats expérimentaux

Expérimentalement, lorsque la structure bois est soumise à un chargement en compression et à un chargement latéral, elle subit des déplacements significatifs. La modélisation réalisée permet de confronter les valeurs des déplacements expérimentaux aux résultats de la modélisation. Les valeurs expérimentales retenues correspondent aux déplacements maximums dans les trois directions de l'espace pour un chargement vertical de 38 kN et une force latérale de 1 kN. Elles sont confrontées aux valeurs théoriques de modélisation. Les résultats sont récapitulés dans le tableau 4.31. La localisation des points de déplacement maximums dans les trois directions de l'espace est explicitée sur la figure 4.30.

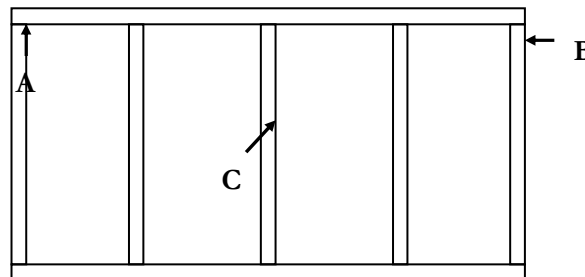


Figure 4.30 : Points d'étude des déplacements selon les directions 1,2 et 3

Déplacements (mm)	Selon la direction 1 au point A	Selon la direction 2 au point B	Selon la direction 3 au point C
Expérimental (F verticale : 38 kN F latérale : 1 kN)	0,25 (Poteau d'angle opposé au chargement latéral)	35,98 (Dans la zone d'application de la force latérale sur le poteau d'angle)	0,59 (Au centre des montants)
Modélisation (F verticale : 33 kN F latérale : 4,8 kN)	1,8 (Poteau d'angle opposé au chargement latéral)	5,04 (Dans la zone d'application de la force latérale sur le poteau d'angle)	5,09 (Au centre des montants)

Figure 4.31 : Comparaison des déplacements théoriques et expérimentaux

Alors qu'elle n'est soumise qu'à une force latérale de 1 kN, la structure bois se déplace beaucoup plus latéralement que ce qui est prévu par la modélisation pour une force latérale de 4,8 kN. Elle résiste donc peu au cisaillement. Ainsi on peut supposer que les assemblages bois se déforment au delà de leur limite de comportement élastique, provoquant ainsi une déformation inhomogène de la structure.

A l'opposé, la structure bois subit des déplacements verticaux et transversaux (directions 1 et 3) inférieurs aux déplacements attendus par la théorie alors que le chargement en compression appliqué est similaire. La structure bois résiste ainsi à la compression et au flambement.

5 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Dans ce mémoire de Travail de Fin d'Etudes, des mesures mécaniques sur la construction paille ont été présentées. L'étude de caractérisation mécanique des constructions en paille selon la technique du G.R.E.B a porté sur la détermination des propriétés mécaniques de différents échantillons de matériaux de construction utilisés et sur la modélisation du comportement d'éléments de mur soumis aux conditions réelles de chargement suivie d'une phase d'expérimentation sur différents éléments de mur.

Un premier dispositif expérimental a été mis en place pour caractériser les propriétés mécaniques des échantillons. Les limites de déformation et de contrainte élastique ont été déterminées et les grandeurs mécaniques pertinentes de caractérisation mécanique du bois et du mortier ont ensuite été exploitées dans la modélisation du comportement des éléments de mur.

Un second dispositif expérimental a été mis en place pour tester les éléments de mur sous un chargement en compression et en cisaillement correspondant à des conditions de chargement réelles. Les résultats obtenus ont permis à la fois de caractériser la souplesse des assemblages bois, mais aussi de déterminer les zones de comportement plastique sur l'ossature bois. L'essai sur la structure bois a permis de mettre en exergue l'importance de la caractérisation du comportement des assemblages bois. En effet, l'incertitude sur la caractérisation théorique de la rigidité des assemblages a mené expérimentalement à des déformations plastiques de la structure bois non prévues par la modélisation.

La modélisation a été réalisée en suivant une approche progressive permettant ainsi d'évaluer l'influence de chacun des matériaux sur le comportement mécanique global d'un élément de mur. Il apparaît que les feuillards permettent de rigidifier la structure réduisant considérablement le flambement des montants. D'autre part, la paille reprend les efforts de compression et de cisaillement de la structure bois, limitant ainsi les déplacements dans les directions correspondantes. Enfin le mortier joue le rôle de plaque de contreventement. Par la suite, nous pourrions comparer les résultats théoriques aux résultats expérimentaux obtenus lors d'un essai sur un élément de mur complet.

Il serait intéressant de compléter ce Travail de Fin d'Etudes par une modélisation des bottes de paille et des assemblages bois en ayant recours à des lois de comportement afin de tenir compte à la fois de la maçonnerie des bottes de paille et de la souplesse des assemblages. D'autre part, les éléments de mur restants doivent être testés afin de déterminer le rôle mécanique joué par la paille, mais aussi d'évaluer la résistance du mortier au cisaillement pour des durées de séchage différentes. Enfin, en première approximation les matériaux modélisés dans les éléments de mur ont été définis avec un comportement élastique linéaire isotrope. Il serait intéressant de confronter cette première approximation à une seconde approximation qui tienne compte du caractère anisotrope des bottes de paille et de l'ossature bois.

BIBLIOGRAPHIE

Articles scientifiques

WEISS Johnny and STONE Laurie, *Houses of straw*, solar today, Janvier-Février 1996

GOODHEW Steve, GRIFFITHS Richard, WOOLLEY Tom, *An investigation of the moisture content in the walls of a straw-bale building*, Building and environment, 17 Novembre 2003

SIMONSEN John, *Utilizing straw as a filler in thermoplastic building materials*, Construction and Building Materials, 1996

BAINBRIDGE David, *High performance low cost buildings of straw*, Agriculture, Ecosystems and Environment, Editions Elsevier Science B.V Amsterdam, 24 Mars 1986

LAGHDIR Aziz, *Matériaux de constructions-Bois*, Département des sciences du bois et de la forêt, Université de Laval, Québec, Septembre 2004

Références littéraires

BROSSAMAIN Vincent et THEVARD Jean-Baptiste, *Construire son habitation en paille selon la technique du G.R.E.B*, Edition V.BROSSAMAIN, Mars 2006

OLIVA Jean-Pierre, *L'isolation écologique, Conception, Matériaux, Mise en œuvre*, Editions Terre Vivante, 2001

GRELAT Alain, *Utilisation de la paille en parois de maisons individuelles à ossature bois, Extrait du rapport final, Tome 2, Expérimentations en laboratoire*, Edité par le Centre d'Expertise du Bâtiment et des Travaux Publics, Juillet 2004

GRELAT Alain, *Utilisation des matériaux renouvelables en parois de maisons individuelles à ossature bois*, Edité par le Centre d'Expertise du Bâtiment et des Travaux Publics, Octobre 2005

DANIELEWICZ I. et REINSCHMIDT Jan, *Electromechanic tests with big bales at the University of applied science Magdeburg-Stendal*, Rapport interne à l'Université de Magdeburg-Stendal, 2007

AWI, Architecte WITTE Adelgund, *Osez le bois pour notre planète*, Présentation Power Point à Orléans, 18 décembre 2007

ANDERSEN Arthur, *Le chauffage domestique au bois*, Publié par l'ADEME, Janvier 2001

Sites internet consultés

Association Pour la PROMotion et la Construction d'Habitations Ecologiques en Paille (Approche Paille), AG du RFCP, *Construire en paille avec la technique du GREB*, www.approchepaille.fr, Novembre 2007

Groupe de Recherche Ecologique de la Batture, (G.R.E.B), *Synthèse des expérimentations en architecture rurale*, www.approchepaille.fr, Février 2004

S.O Mac Donald, *La construction en bottes de paille*, www.builderswithoutborders.org, traduit sur www.lamaisonenpaille.com, Nouveau Mexique, Décembre 1999

Id Maison, *Mise en œuvre de la technique « Autrichienne »*, *Construction : et si vous faisiez le gros œuvre ?*, www.ideesmaison.com, 22 Novembre 2007

Article tiré du Moniteur, *Maison de paille, le Jura donne le ton*, www.lemoniteur-expert.com, 2003

Comité Nationale pour le Développement du Bois, www.cndb.org, 2007

Références normatives

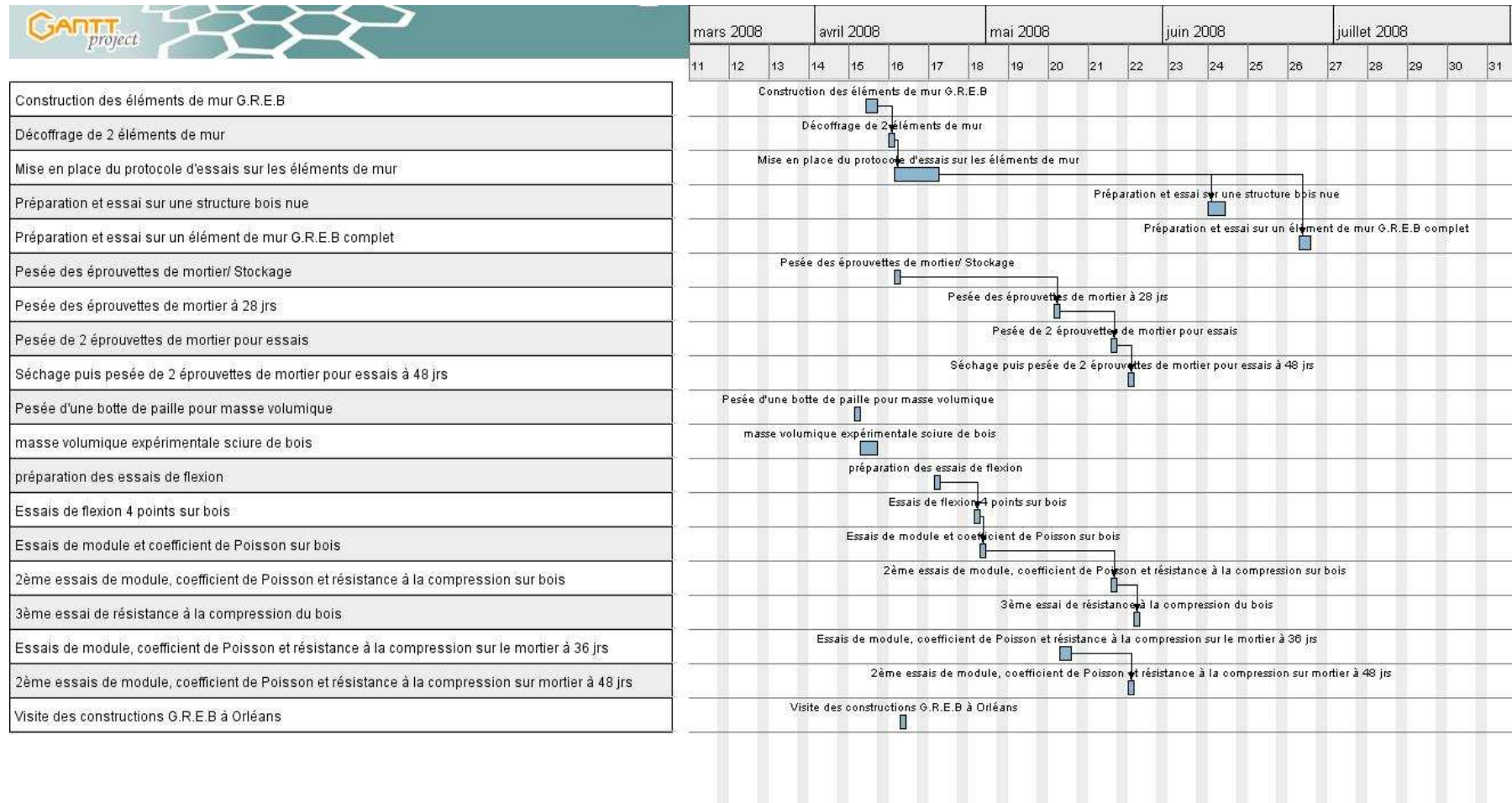
DTU 31.2 : *Construction de bâtiments à ossature en bois*

Eurocode 0, Eurocode 1 (charges de neige et de vent) et Eurocode 5

NF EN 338 : *Classes de résistances du bois de structures*

ANNEXES

ANNEXE A : PLANNING EXPERIMENTAL



ANNEXE B : CONSTRUCTION DES ELEMENTS DE MUR

Observations : il était prévu de réaliser deux structures bois avec deux essences différentes (Pin, et Douglas), cependant les planches de bois ont été mélangées lors de la livraison.

Mur A : ossature bois

Mur C : ossature bois + paille + feuillard

Difficultés rencontrées :

- Faiblesse de l'ossature (vis dépassant dans le coin du bas de la structure) entraînant la non planéité de l'ossature

Mur D : ossature bois + paille + feuillard + mortier clouage 30 cm

Difficultés rencontrées :

- Un montant fendu sur la moitié de sa longueur
- Un montant avec un nœud au milieu

Mur E : ossature bois Pin + paille + feuillard + mortier clouage 30 cm + chapeau 5 cm de mortier

Difficultés rencontrées :

- Un montant fendu au niveau des vis
- Moisissure au décoffrage dans les trous de mortier (décoffrage 4 jours après le coulage)

Mur F : ossature bois Pin + paille + feuillard + mortier clouage 10 cm

Difficultés rencontrées :

- décalage des poteaux de 4cm dans l'ossature quinconcée
- trous dans le mortier dus à une mauvaise vibration et à un mortier trop compact sur le haut du mur dus aux bulles dans le mortier au moment du coulage
- une bande de mur avec paille apparente car mélangée au mortier lors du coulage car le coffrage a été mis plus haut que l'étage de paille lors du coulage
- petites bandes d'interstices entre le mortier et le bois sur le haut du mur du à une galette de paille rajoutée pour compléter la hauteur. Un mélange paille/mortier s'est crée car la botte de paille s'est trop étalée sur le mortier. Dans d'autres cas le léger écartement entre le bois et le mortier est du au retrait lors du séchage du mortier

Mur G : ossature bois Pin +paille + feuillard + mortier clouage 10 cm avec chapeau de mortier de 5cm

Difficultés rencontrées :

- Un montant éclaté des deux cotés sur l'ossature
- Trous au décoffrage, la paille devient apparente. Les trous sont rebouchés au mortier
- Ficelle de la botte de paille apparente. Création d'un trou pour couper la ficelle et rebouchage avec du mortier

Une colonne d'appui a également été réalisée afin de tester l'assemblage bois/bois.

ANNEXE C : FICHES RECAPITULATIVES DES ESSAIS

➤ MORTIER

Essais de résistance à la compression à 36 jours sur des éprouvettes cylindriques 16cm x 32cm

Types d'essais	Eprouvette 1	Eprouvette 7	Eprouvette 8	Moyenne
RC (MPa)	0.82	0.75	0.59	0.72
ϵ max	0.0098	0.0099	0.0129	0.0109

Essais de résistance à la compression à 48 jours sur des éprouvettes cylindriques 16cm x 32cm

Types d'essais	Eprouvette 2	Eprouvette B	Moyenne
RC (MPa)	0,70	0,84	0.77
ϵ max	0,011	0,012	0.0115

Essais de flexion 4 points à 36 jours sur des éprouvettes prismatiques 16x16x54 cm³

Types d'essais	Prisme 1
F max (kN)	2,26
Déplacement max du vérin (mm)	0,78
σ traction max (MPa)	1,387

Essais de module à 36 jours sur des éprouvettes cylindriques 16cm x 32cm dans le tiers central

Types d'essais	Eprouvette 1	Eprouvette 8	Moyenne
E (MPa)	989,37	899,07	944,22

Comparaison avec le module à 36 jours sur la longueur de l'éprouvette cylindrique 16cm x 32cm

Types d'essais	Eprouvette 1	Eprouvette 8	Moyenne
E (MPa)	366.67	255.32	310,99
E total graphique RC (MPa)	261.46	168.93	215.20

Essais de module à 48 jours sur des éprouvettes cylindriques 16cm x 32cm dans le tiers central

Types d'essais	Eprouvette 2	Eprouvette B	Moyenne
E (MPa)	382,0	346,2	364,1

Comparaison avec le module à 48 jours sur la longueur de l'éprouvette cylindrique 16cm x 32cm

Types d'essais	Eprouvette 2	Eprouvette B	Moyenne
E (MPa)	400,0	400,0	400,0

Détermination du coefficient de Poisson à 36 jours

Types d'essais	Eprouvette 1	Eprouvette 8	Moyenne
ν	0,14	0,15	0,145

Détermination du coefficient de Poisson à 48 jours

Types d'essais	Eprouvette 2	Eprouvette B	Moyenne
ν	0,13	0,18	0,155

➤ BOIS

Essais de résistance à la compression sur des éprouvettes prismatiques 4x10x56 cm³

Types d'essais	Rc (MPa)	ϵ max
Rc sur Pin essai n°1	17,93	0,015
Rc sur Douglas essai n°1	28,84	0,016
Moyenne essai n°1	23,38	0,0155
Rc sur Pin essai n°2	30,96	0,016
Rc sur Douglas essai n°2	24,25	0,013
Moyenne essai n°2	27,61	0,0145
Rc sur Pin essai n°3	29,2	0,015
Rc sur Douglas essai n°3	29,1	0,019
Moyenne essai n°3	29,15	0,017
Moyenne totale des essais	26,71	0,016

Essais de module sur des éprouvettes prismatiques 4x10x56 cm³ sur le plat du bois le 23 mai 2008

Types d'essais	Pin	Douglas	Moyenne
E (MPa)	2746	2564	2655

Module à 28 jours sur des éprouvettes prismatiques 4x10x56 cm³ à partir de l'essai de résistance à la compression

Types d'essais	Pin	Douglas	Moyenne
E (MPa)	1857	3227	2542

Détermination du coefficient de Poisson

Types d'essais	Pin	Douglas
v direction 1	0,94	0,05
v direction 2	2,11	1,10
v direction 3	1,69	0,37
v direction 4	1,36	1,52

Essais de flexion 4 points à 28 jours sur des éprouvettes prismatiques 4x10x56 cm³. Test sur la surface d'appui 10cm x 56cm

Types d'essais	Pin	Douglas
F max (kN)	16.6	16.23
Déplacement max du vérin (mm)	13.39	11.57
σ traction max (MPa)	43.58	42.60

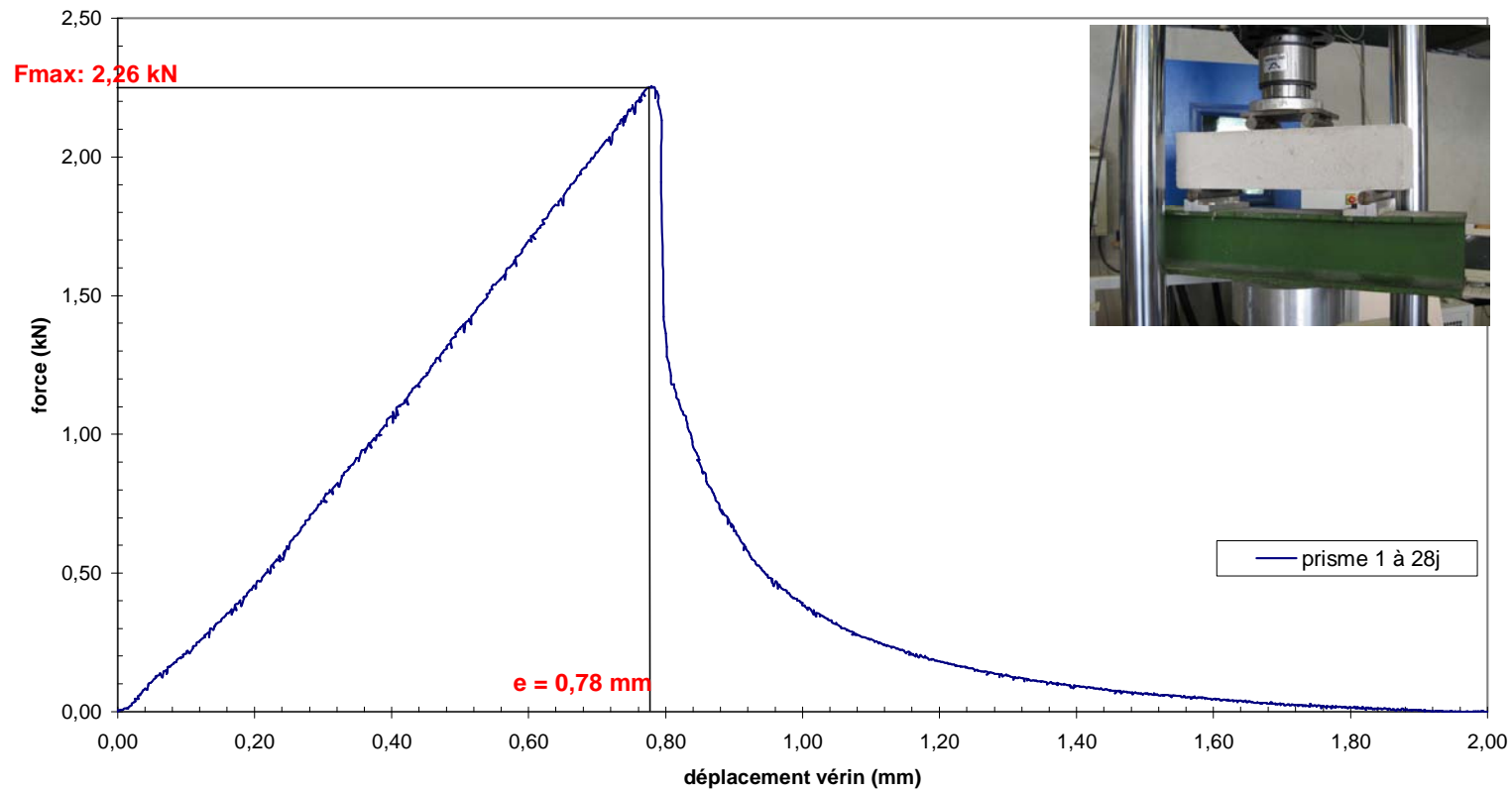
Essais de flexion 4 points à 28 jours sur des éprouvettes prismatiques 4x10x56 cm³. Test sur la surface d'appui 4cm x 56cm

Types d'essais	Pin	Douglas
F max (kN)	23.86	21.89
Déplacement max du vérin (mm)	14,51	14,29
σ traction max (MPa)	25.05	22.98

ANNEXE D : COURBES D'ESSAIS SUR LES ECHANTILLONS

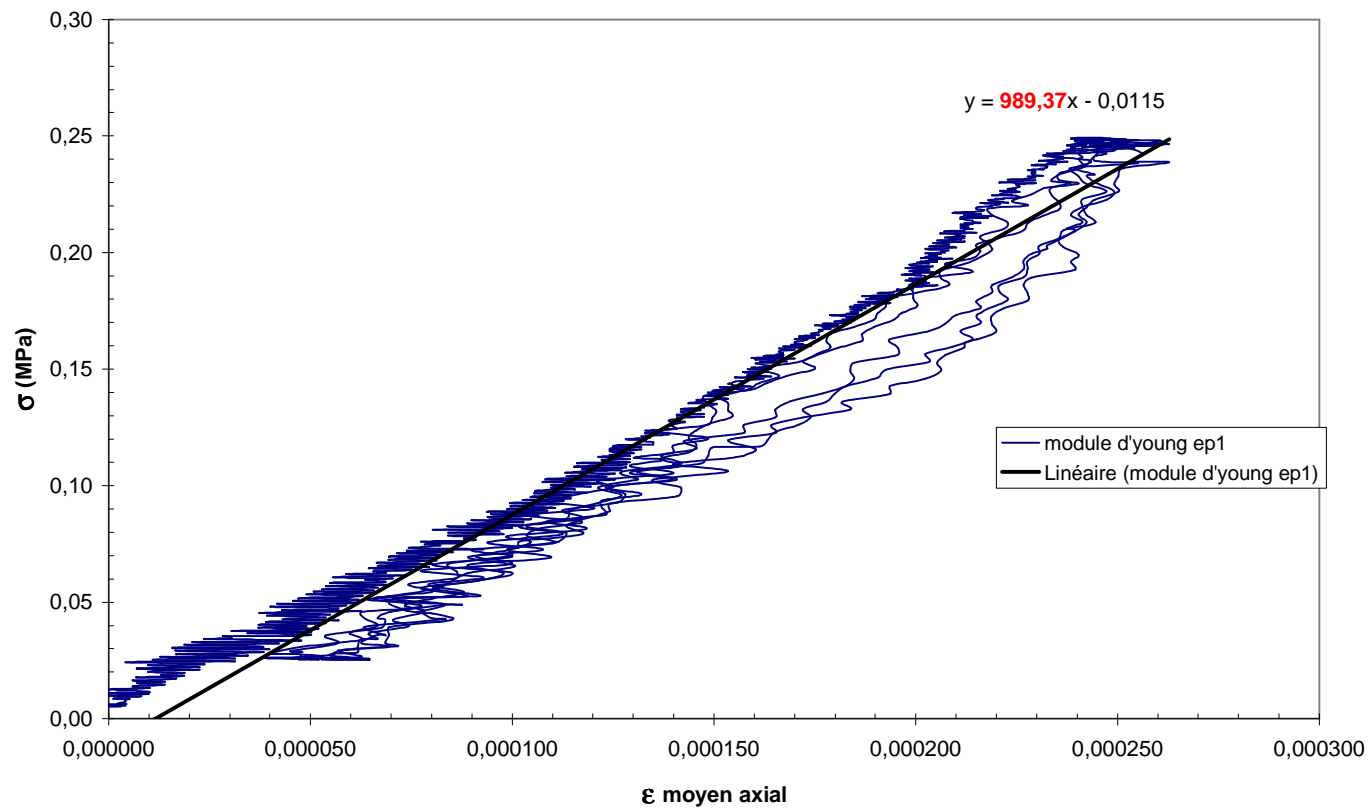
1 FICHE ESSAI : FLEXION 4 POINTS SUR MORTIER

Flexion 4 points sur prisme 1 à 36 jours



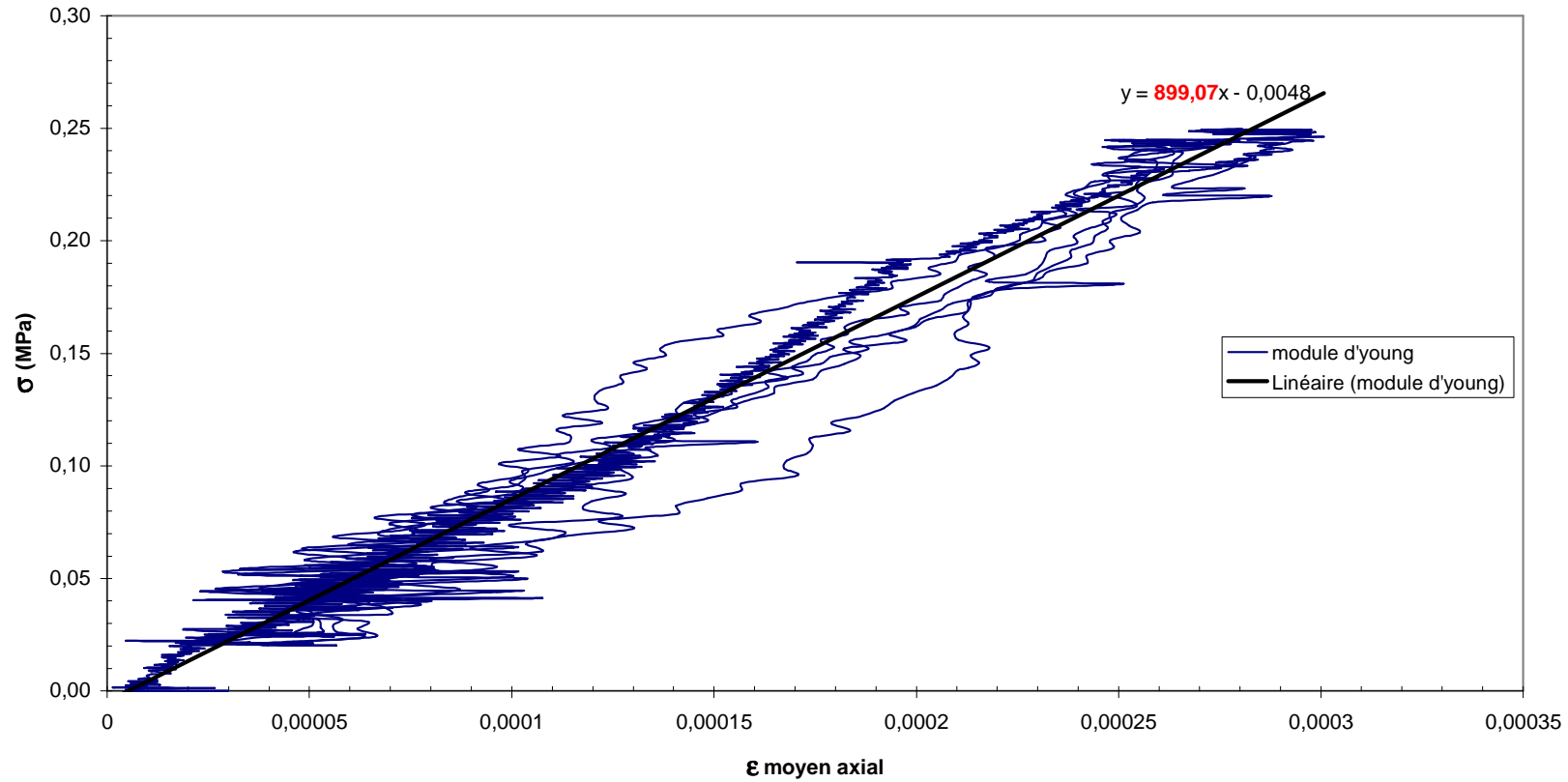
2 FICHE ESSAI : MODULE D'YOUNG DU MORTIER DANS LE TIERS CENTRAL

Module d'Young éprouvette 1 à 36 jours dans le tiers central



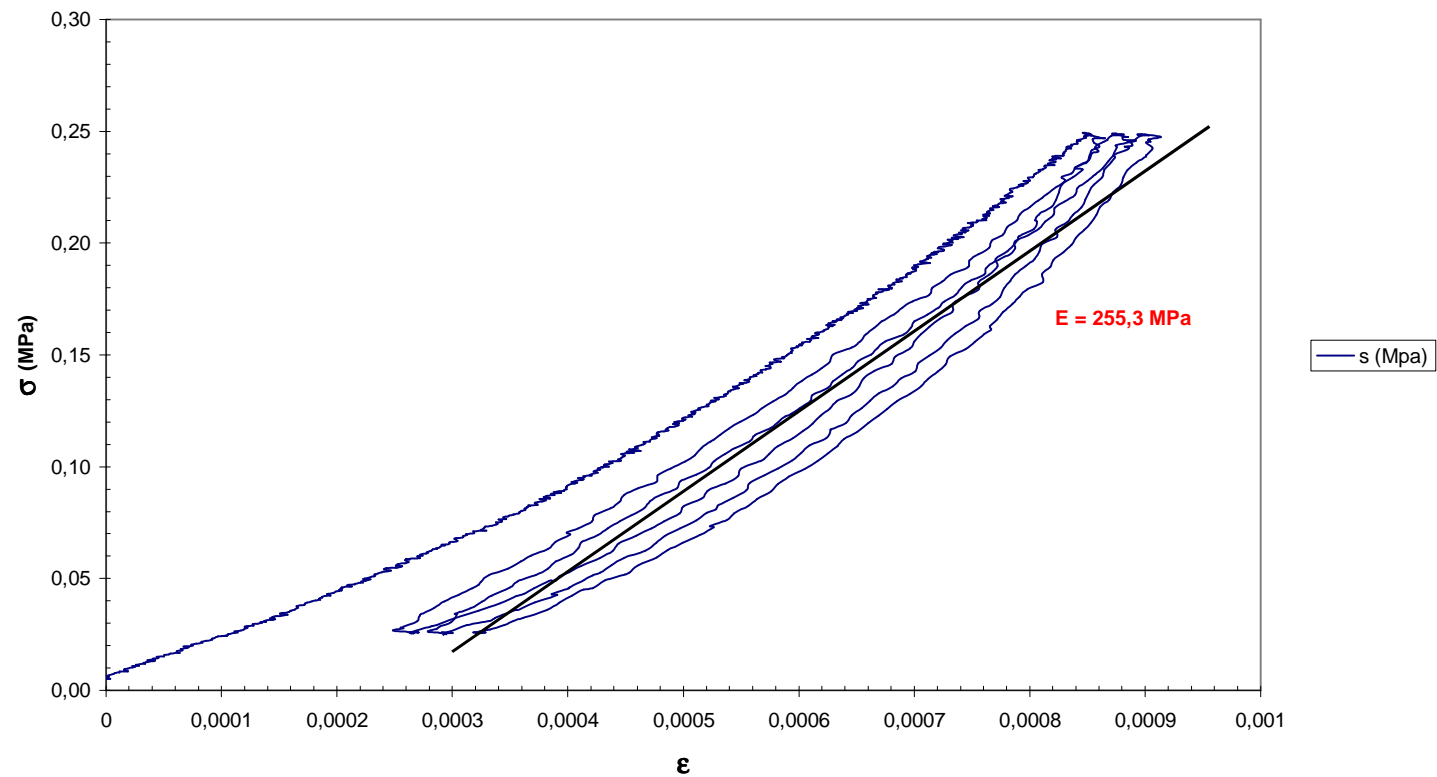
3 FICHE ESSAI : MODULE D'YOUNG DU MORTIER A 36 JOURS DANS LE TIERS CENTRAL

Module d'young éprouvette 8 à 36 jours dans le tiers central



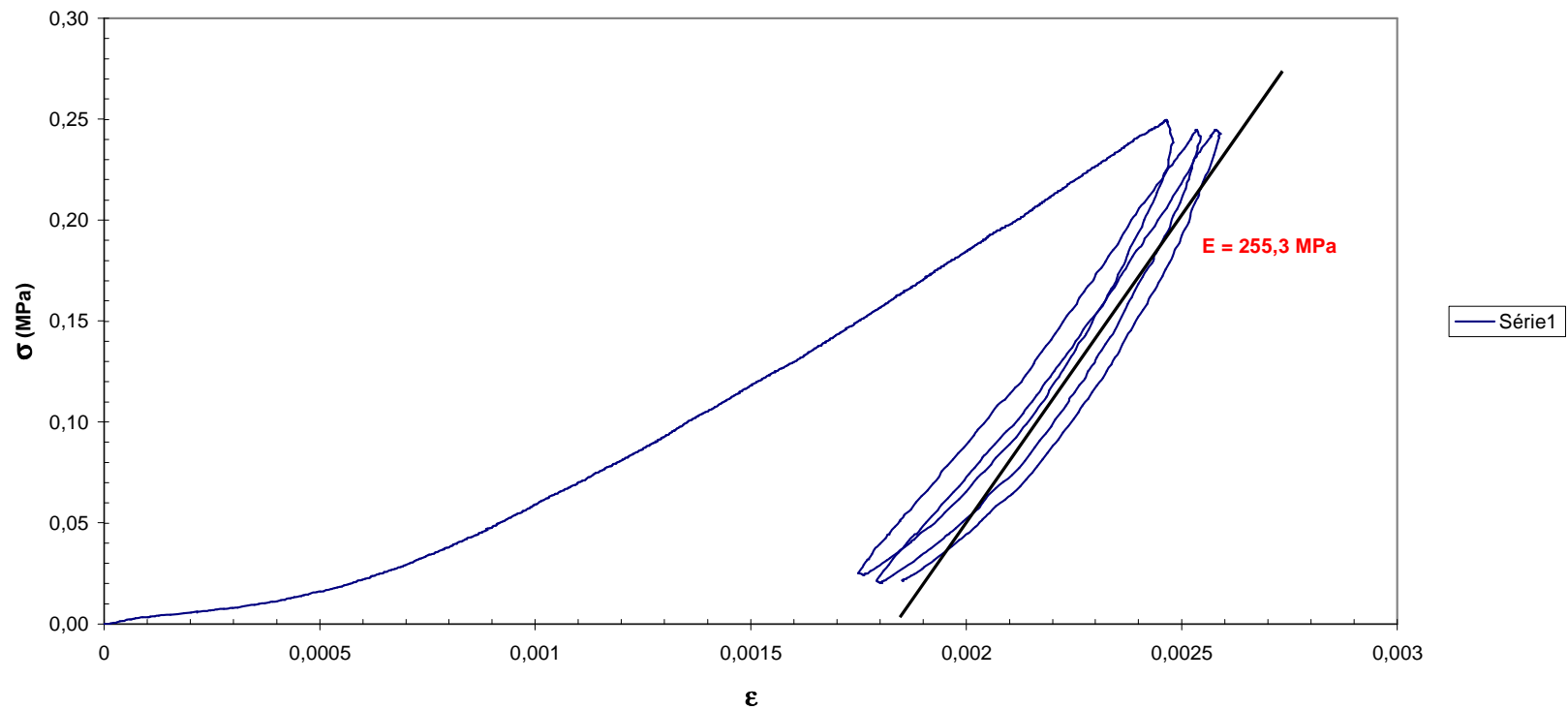
4 FICHE ESSAI : MODULE D'YOUNG DU MORTIER A 36 JOURS SUR LA HAUTEUR DE L'ÉPROUVETTE

Module d'Young du mortier ep n°1 sur la hauteur tot ale de l'éprouvette



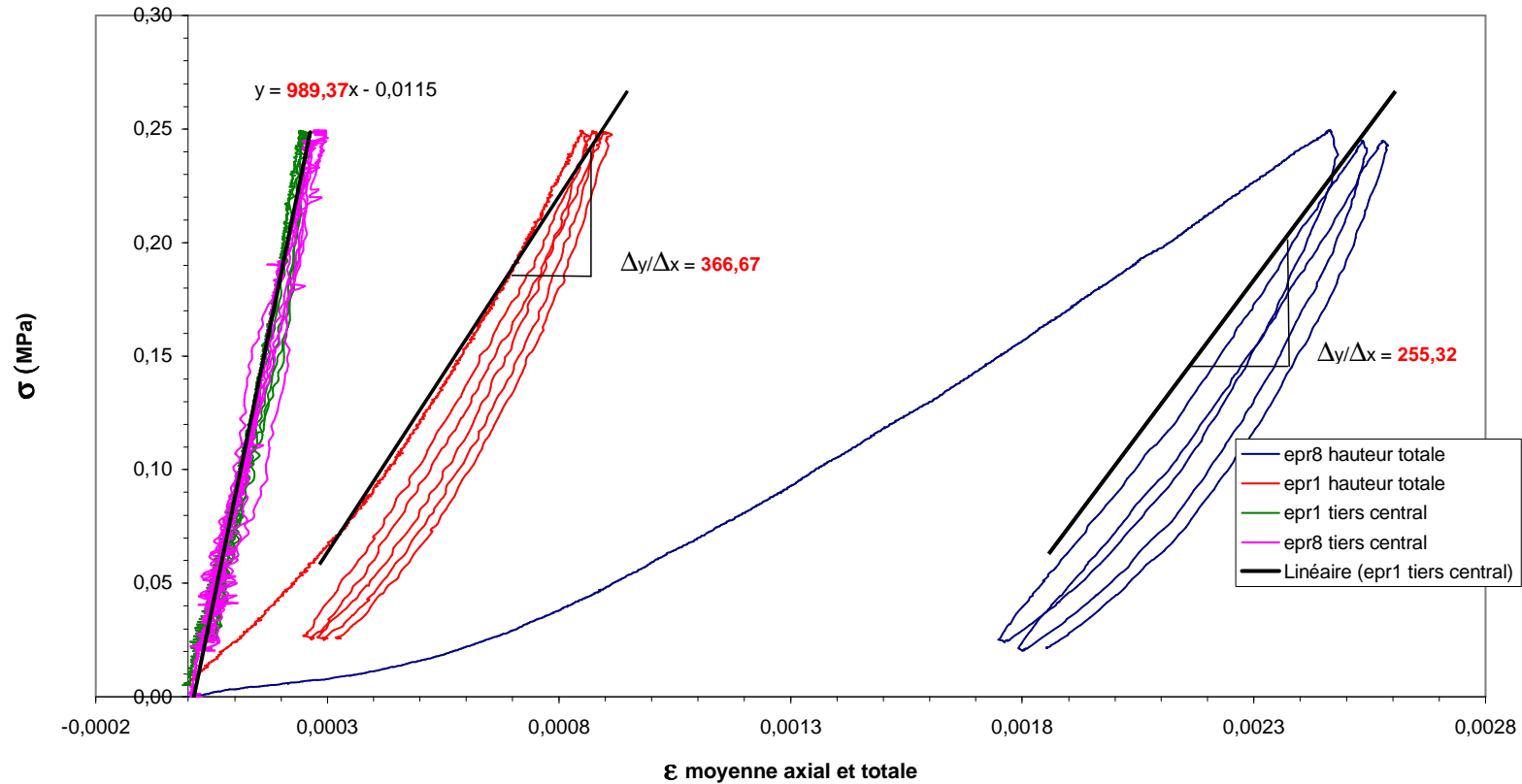
5 FICHE ESSAI : MODULE D'YOUNG DU MORTIER A 36 JOURS SUR LA HAUTEUR DE L'ÉPROUVETTE

Module d'Young ep n°8 sur la hauteur totale de l'éprouvette



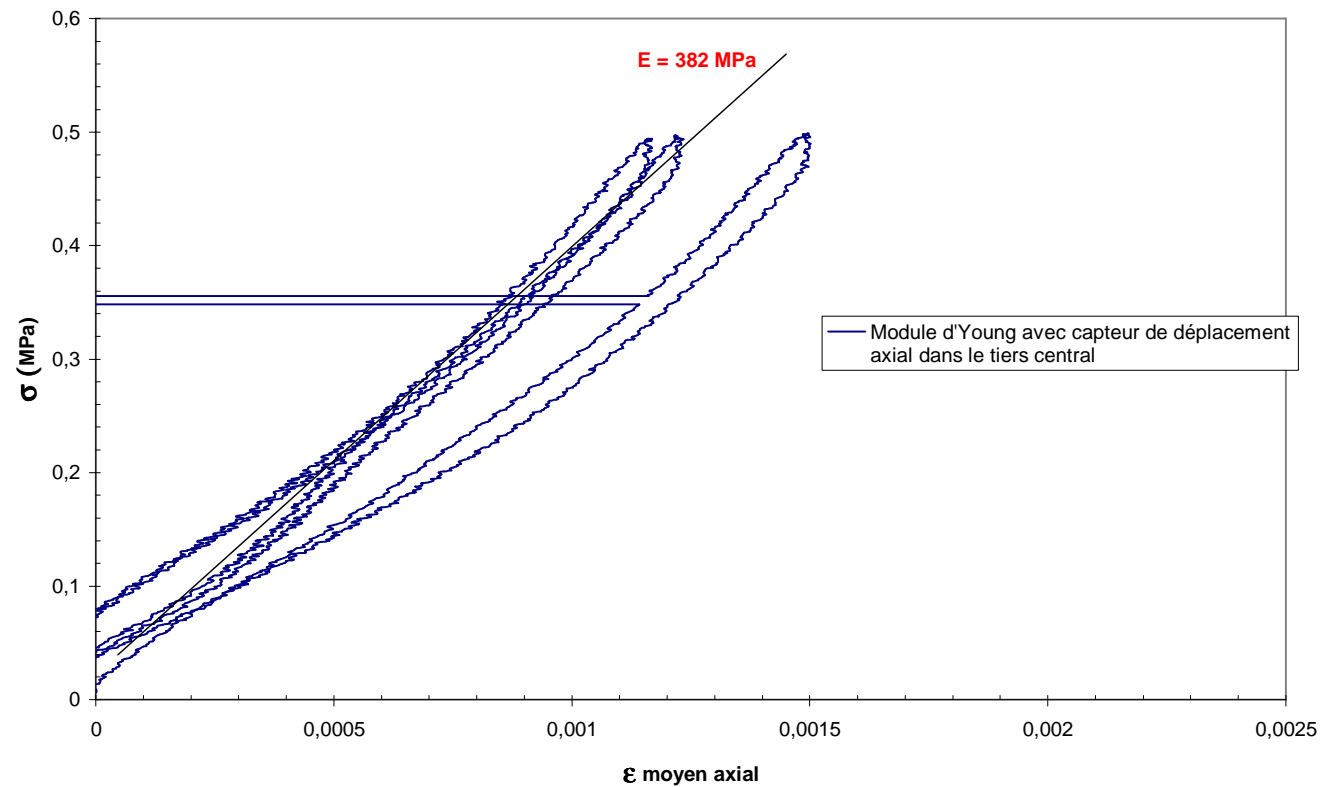
6 FICHE ESSAI : COMPARAISON DES MODULES D'YOUNG SUR LA HAUTEUR TOTALE ET DANS LE TIERS CENTRAL

Comparaison de modules d'young sur les éprouvettes 1 et 8 à 28 jours



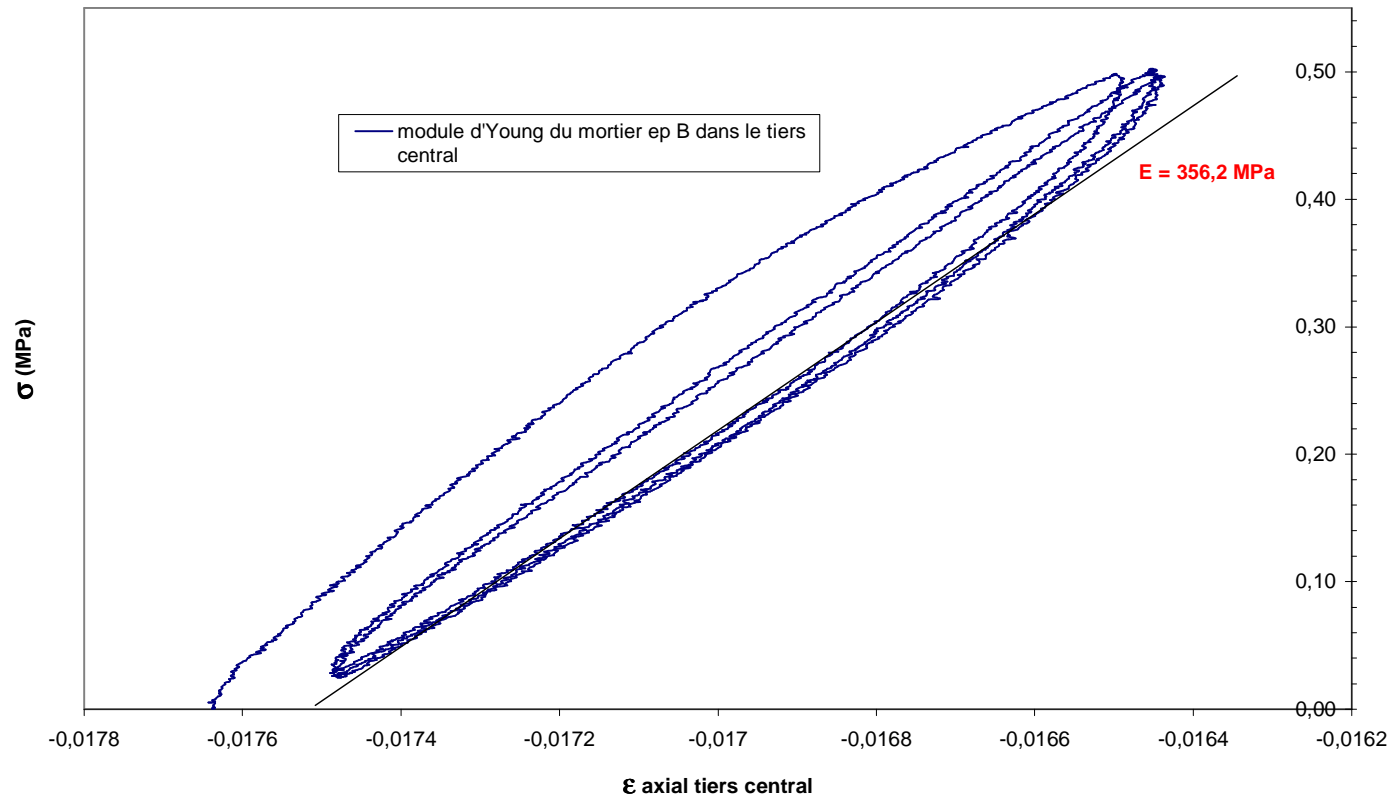
7 FICHE ESSAI : MODULE D'YOUNG DU MORTIER A 48 JOURS DANS LE TIERS CENTRAL

Module d'Young du mortier à 48 jours ep n°2 dans le tiers central



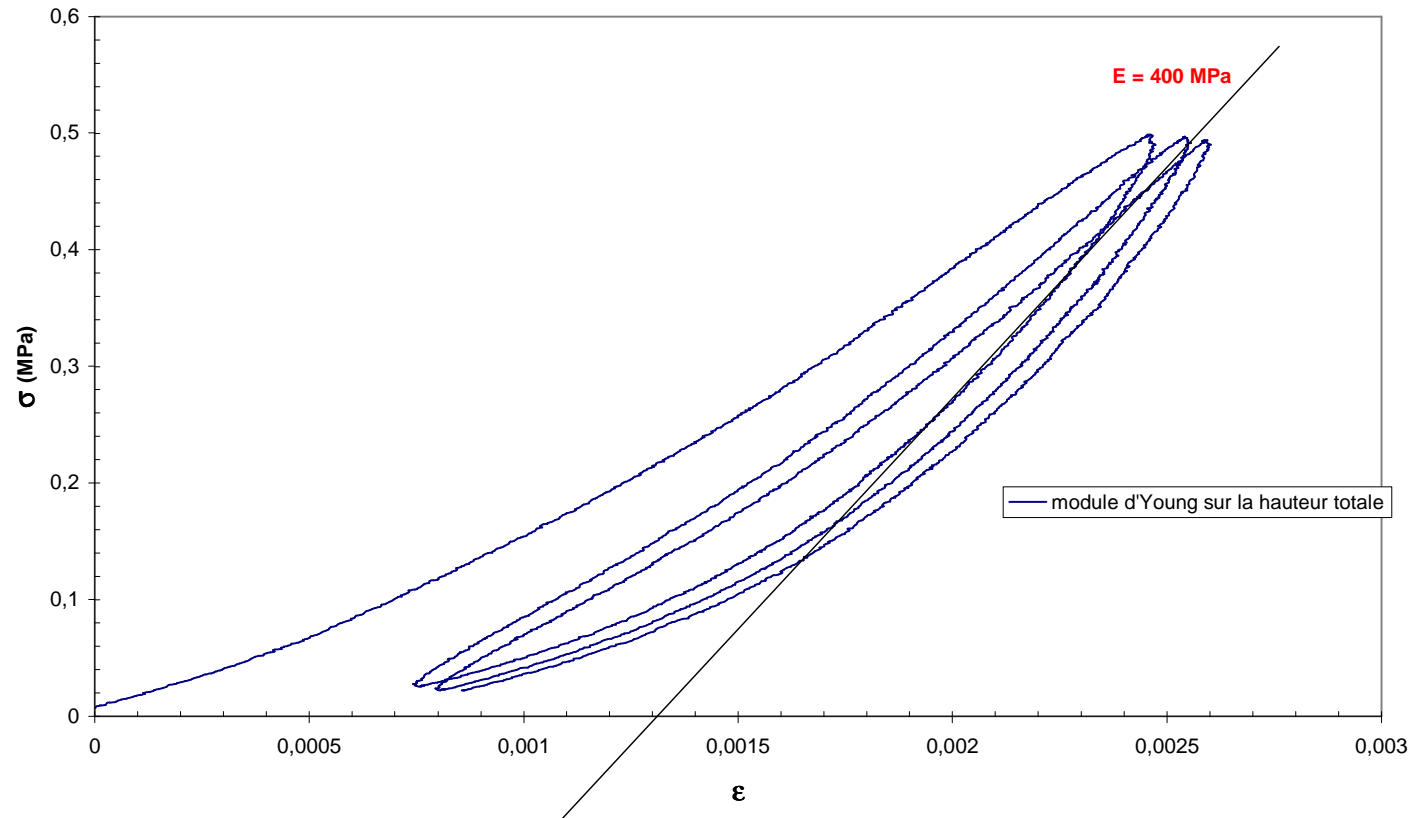
8 FICHE ESSAI : MODULE D'YOUNG DU MORTIER A 48 JOURS DANS LE TIERS CENTRAL

Module d'Young du mortier à 48 jours ep B dans le tiers central



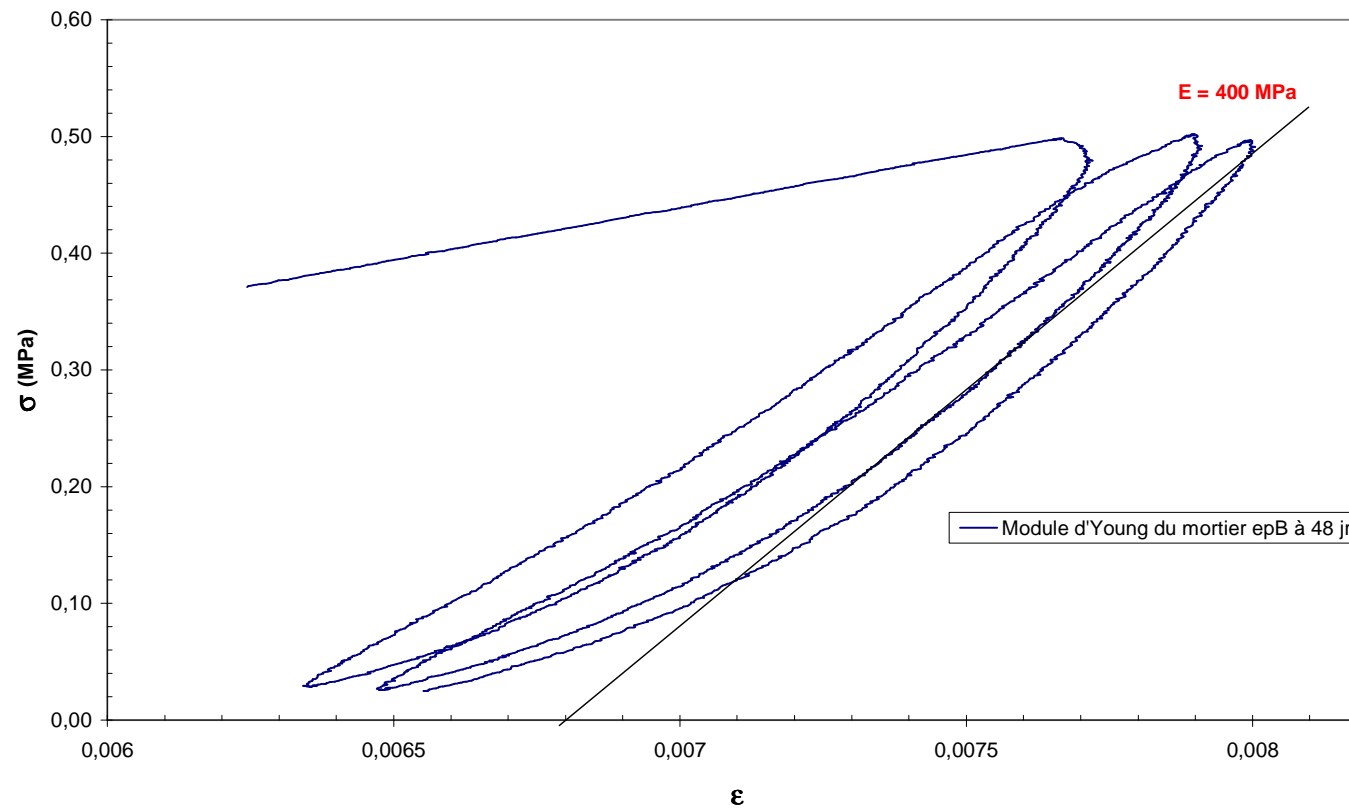
9 FICHE ESSAI : MODULE D'YOUNG DU MORTIER A 48 JOURS SUR LA HAUTEUR DE L'ÉPROUVETTE

Module d'Young du mortier à 48 jours ep n°2 sur la hauteur totale



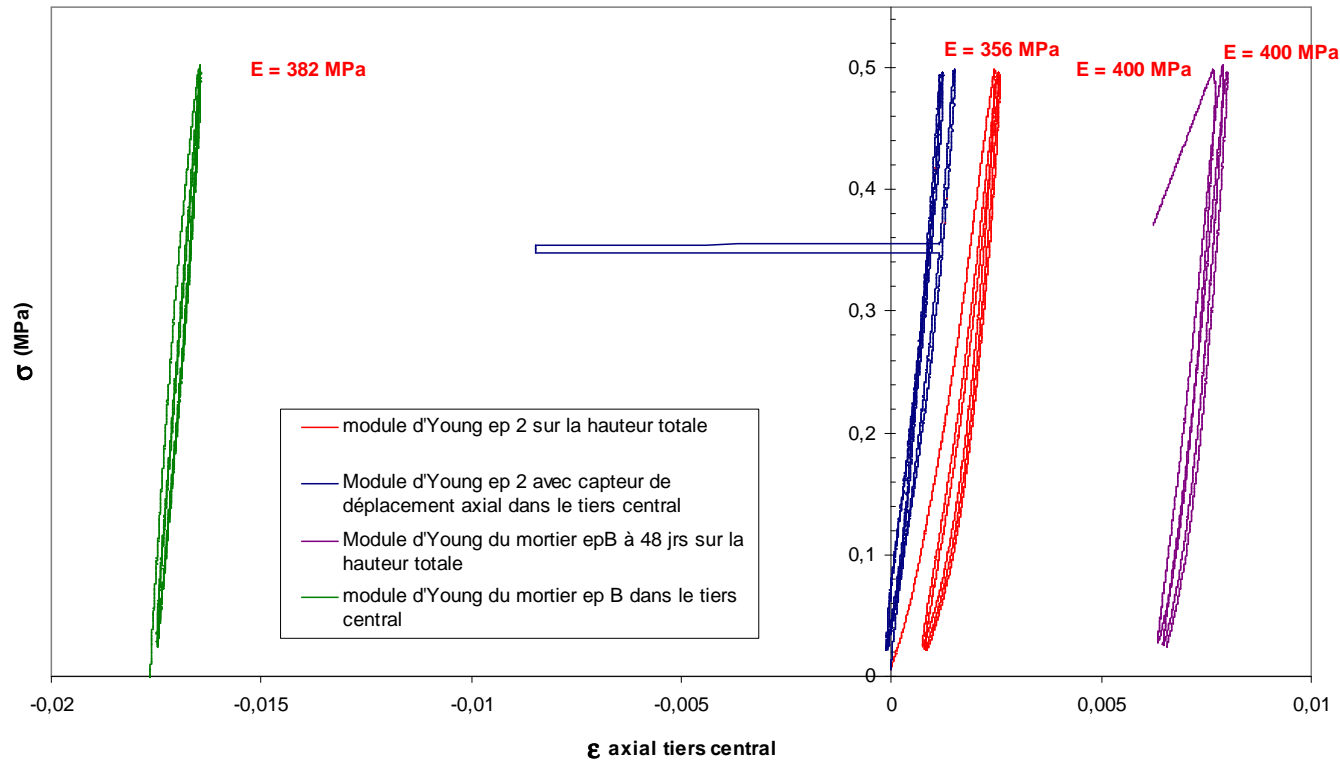
10 FICHE ESSAI : MODULE D'YOUNG DU MORTIER A 48 JOURS SUR LA HAUTEUR TOTALE DE L'EPROUVETTE

Module d'Young du mortier epB à 48 jours sur la hauteur totale

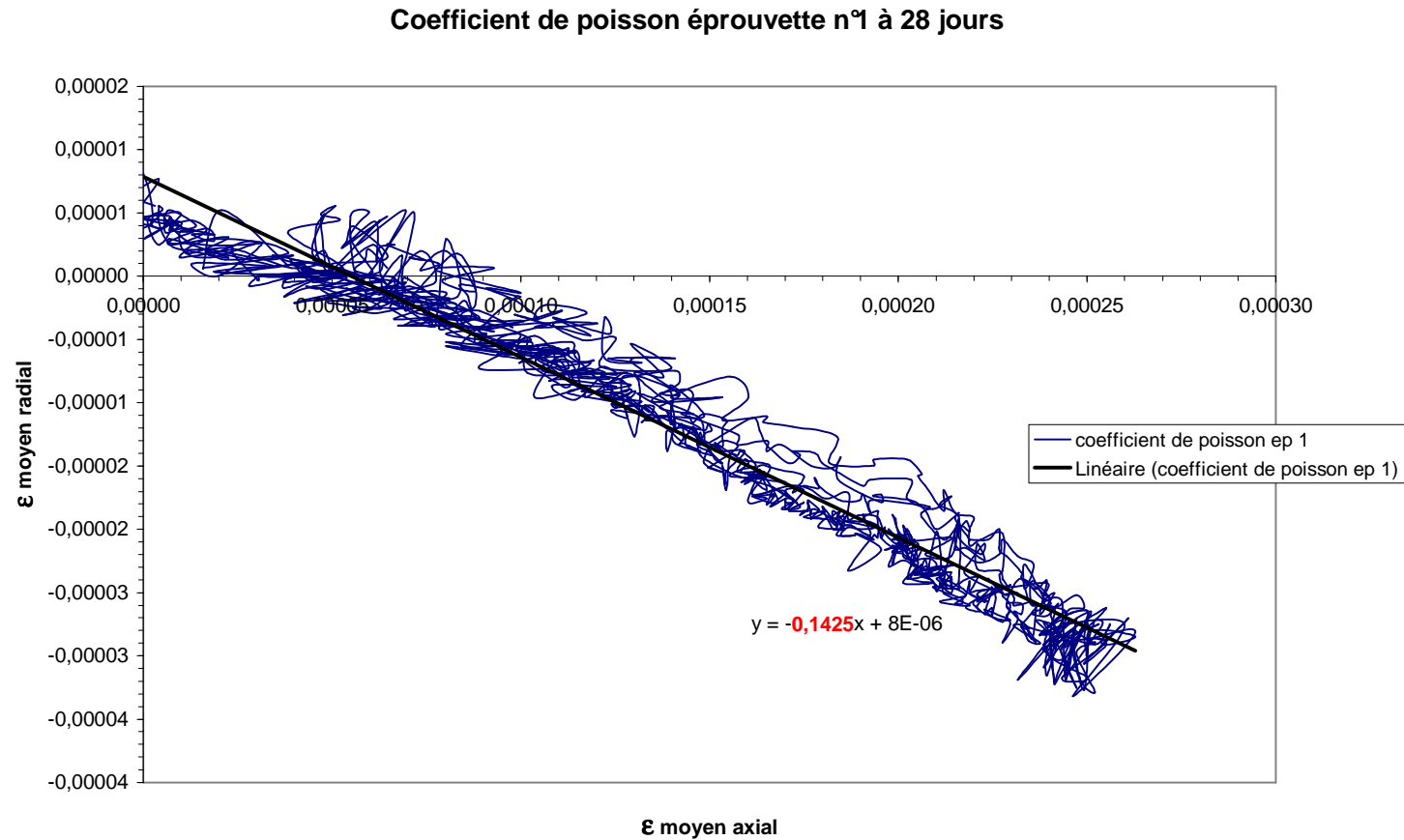


11 FICHE ESSAI : COMPARAISON DES MODULES D'YOUNG DANS LE TIERS CENTRAL ET SUR LA HAUTEUR TOTALE

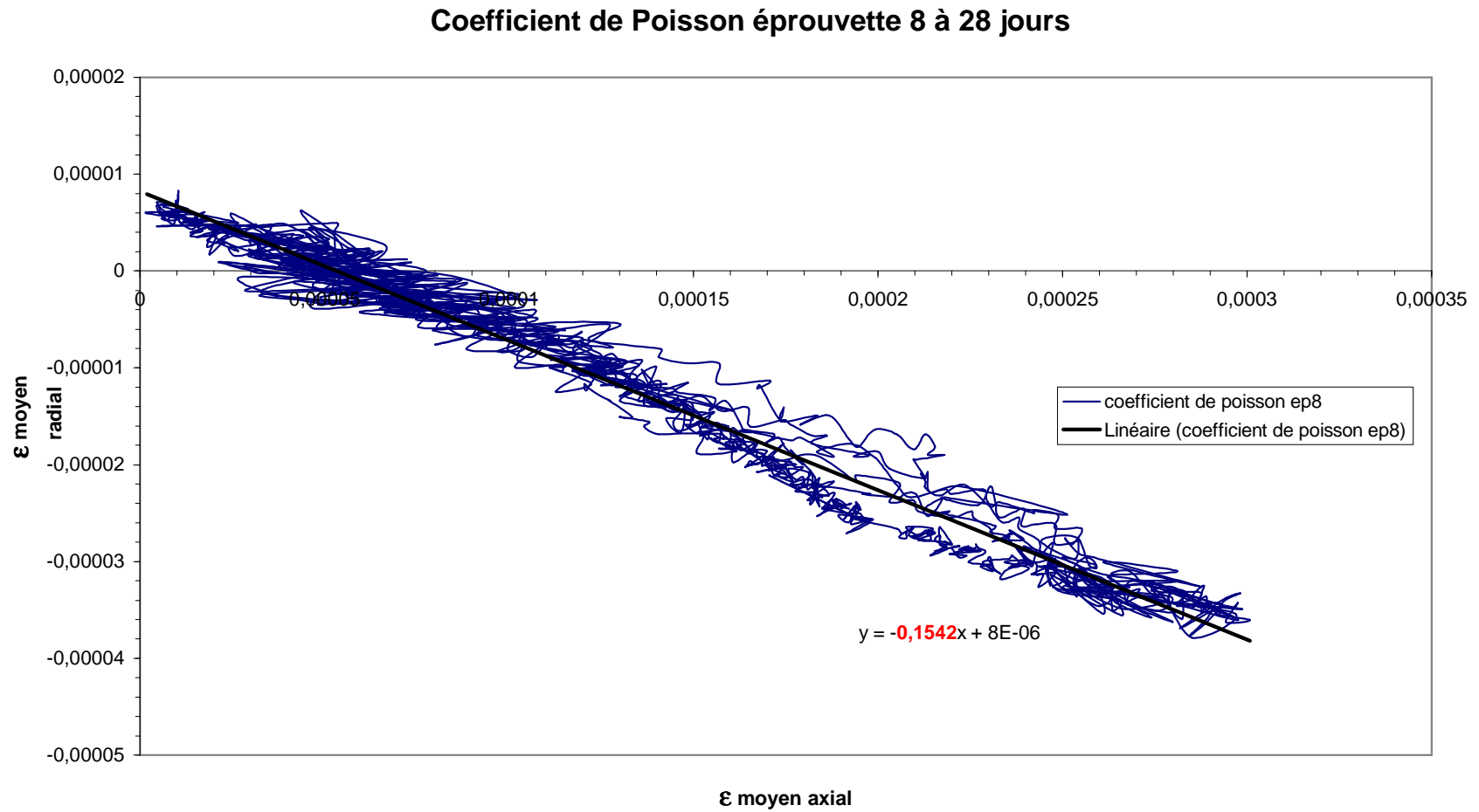
Comparaison des modules d'Young du mortier dans le tiers central et sur la hauteur totale



12 FICHE ESSAI : COEFFICIENT DE POISSON SUR MORTIER A 36 JOURS

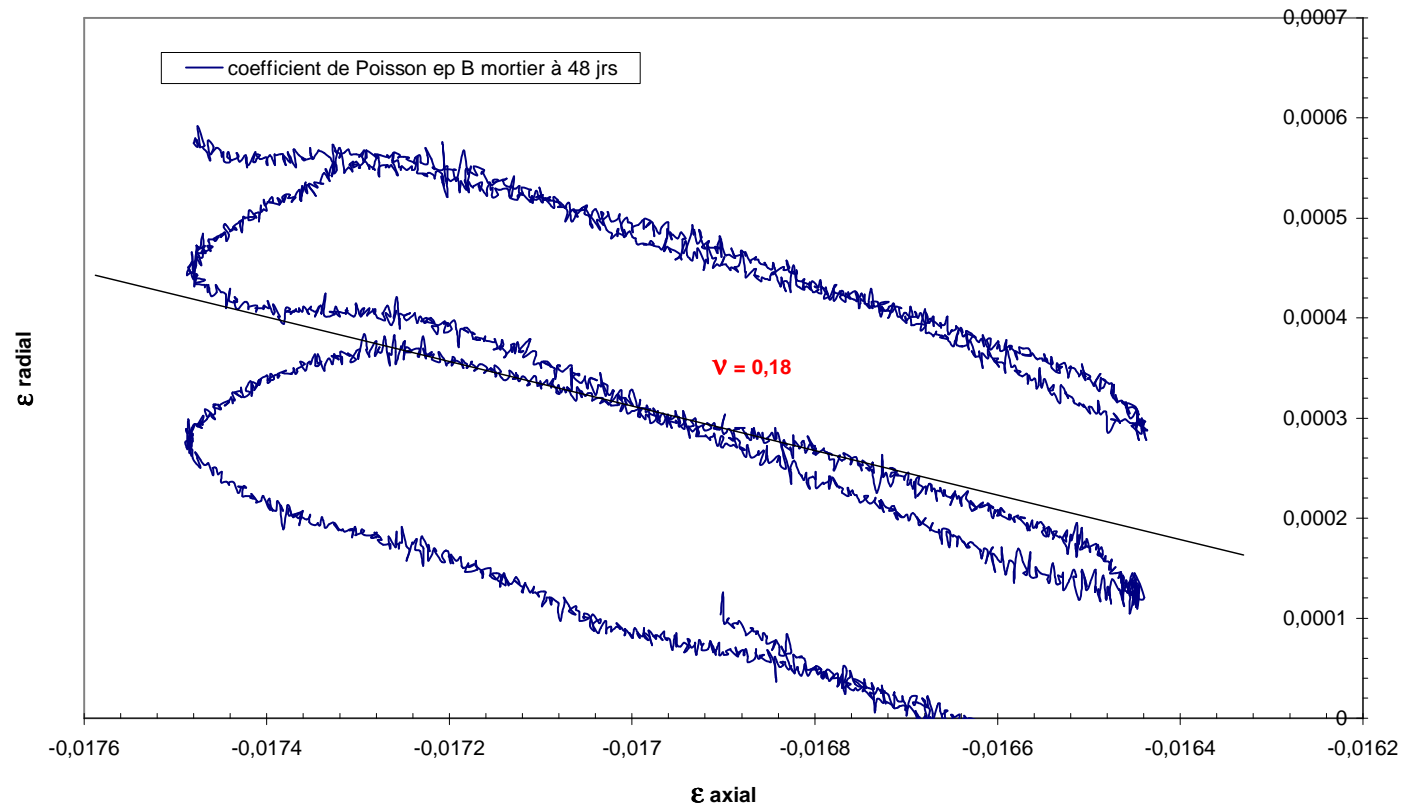


13 FICHE ESSAI : COEFFICIENT DE POISSON SUR MORTIER A 36 JOURS

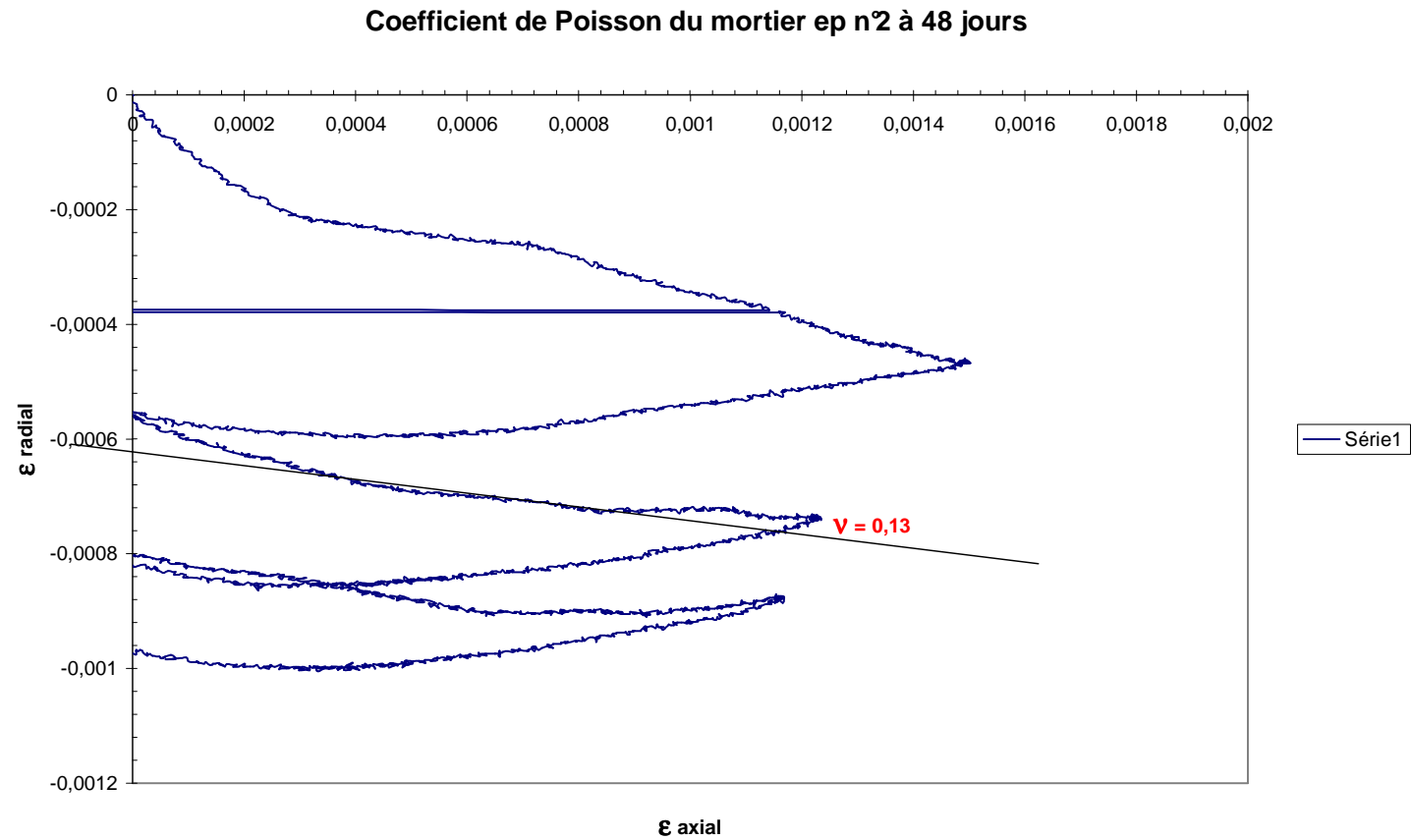


14 FICHE ESSAI : COEFFICIENT DE POISSON SUR MORTIER A 48 JOURS

Coefficient de Poisson ν sur mortier à 48 jours

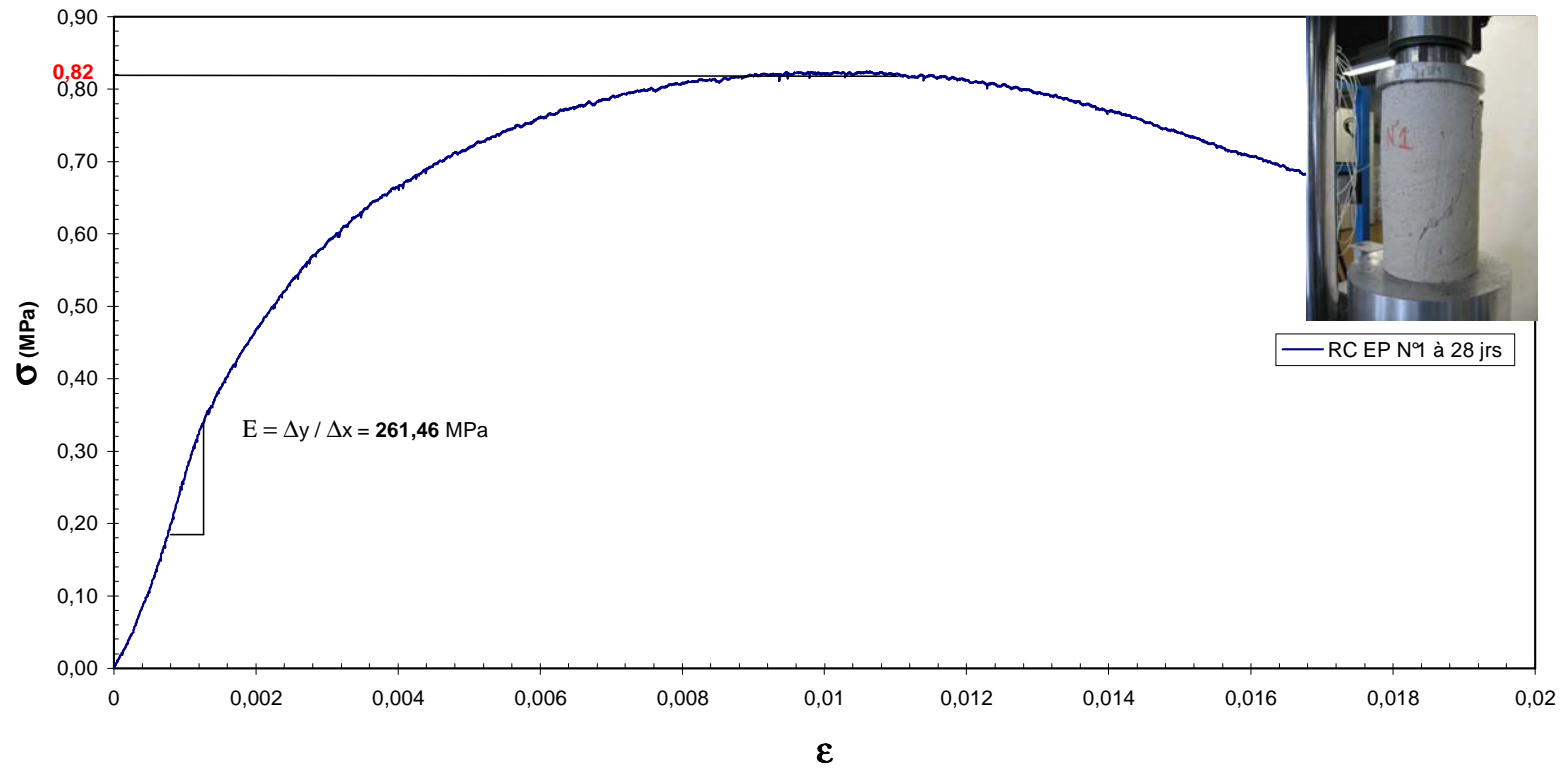


15 FICHE ESSAI : COEFFICIENT DE POISSON SUR MORTIER A 48 JOURS



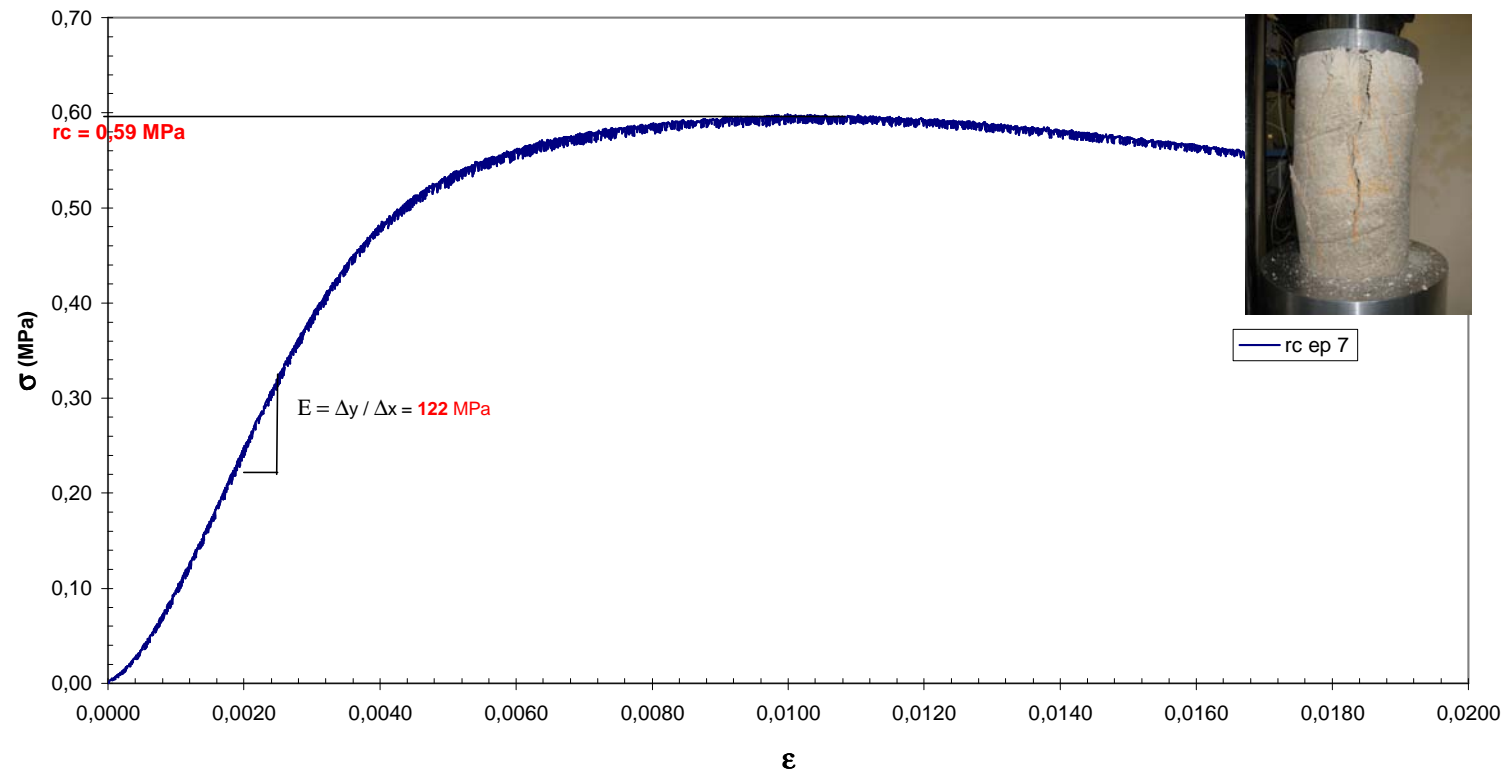
16 FICHE ESSAI : RESISTANCE A LA COMPRESSION DU MORTIER A 36 JOURS

RC ep n°1 à 36 jours



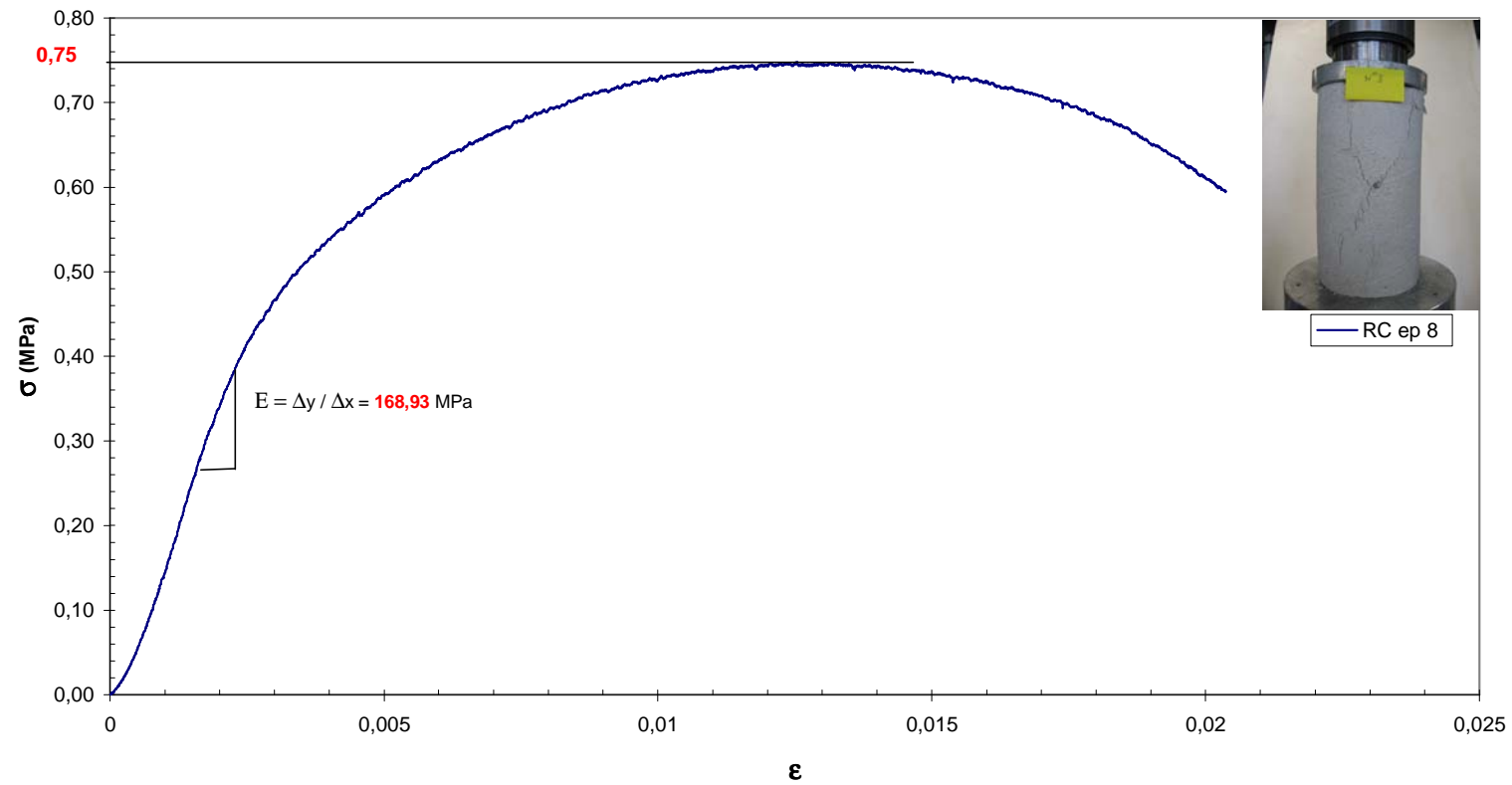
17 FICHE ESSAI : RESISTANCE A LA COMPRESSION DU MORTIER A 36 JOURS

RC ep 7 à 36 jours

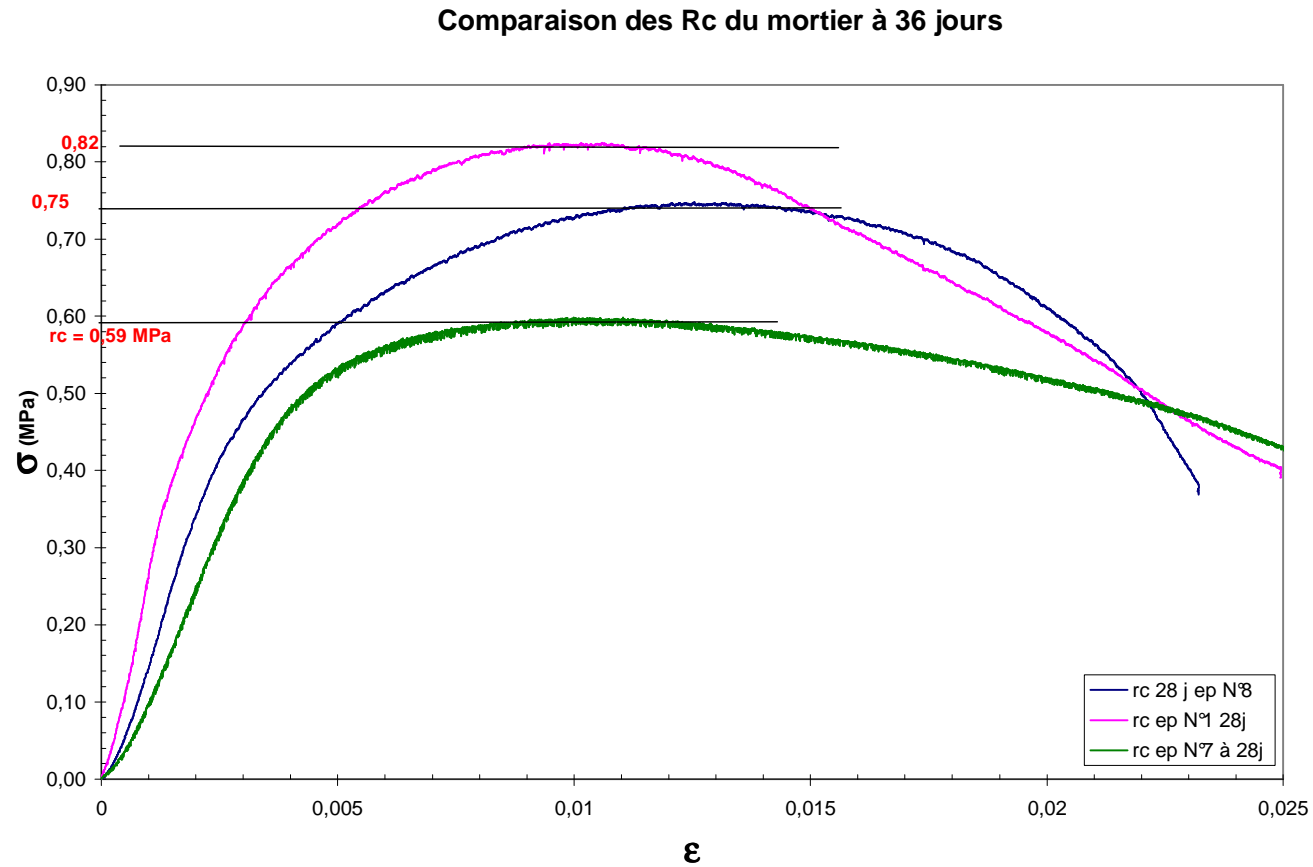


18 FICHE ESSAI : RESISTANCE A LA COMPRESSION DU MORTIER A 36 JOURS

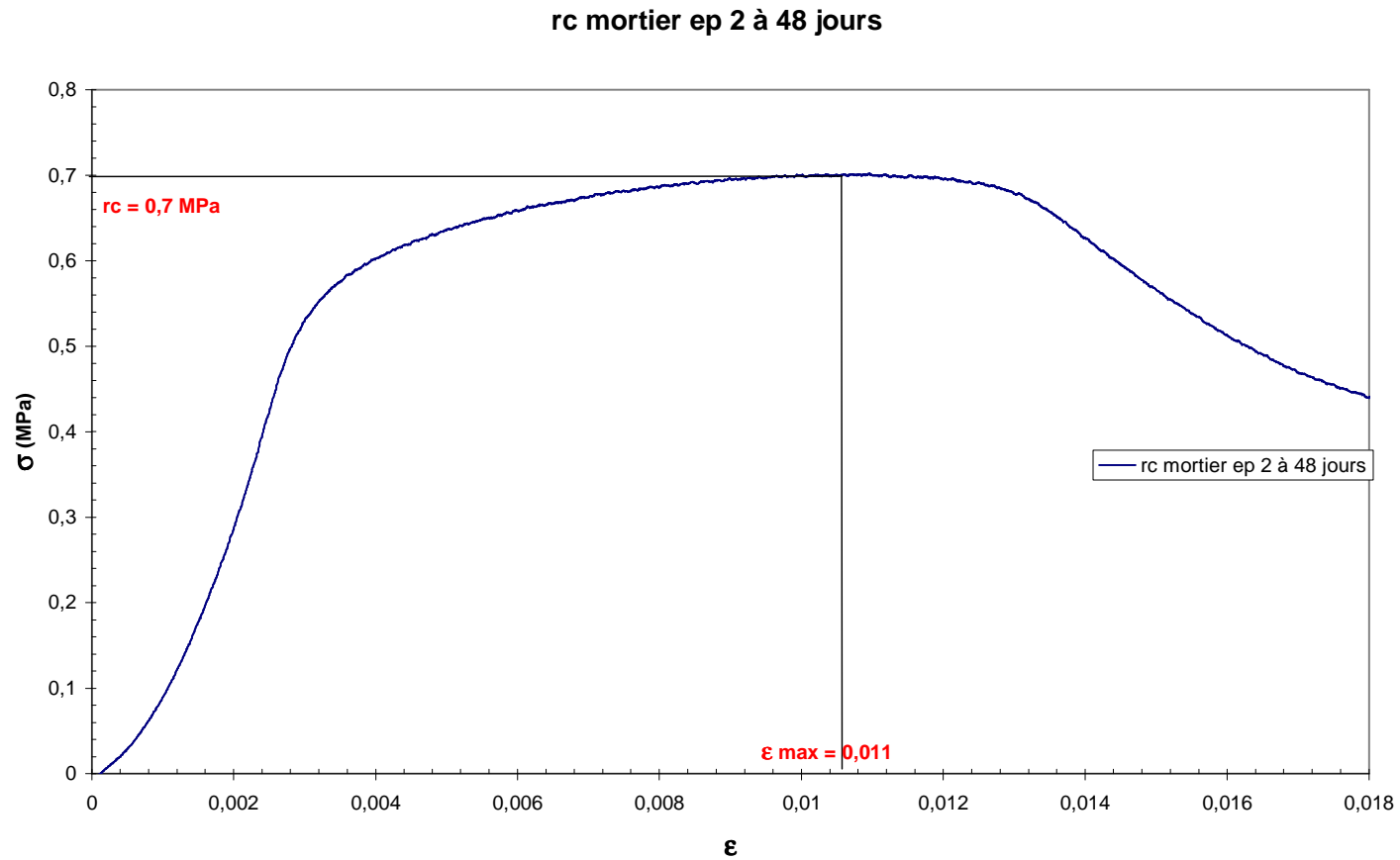
RC ep n°8 à 36 jours



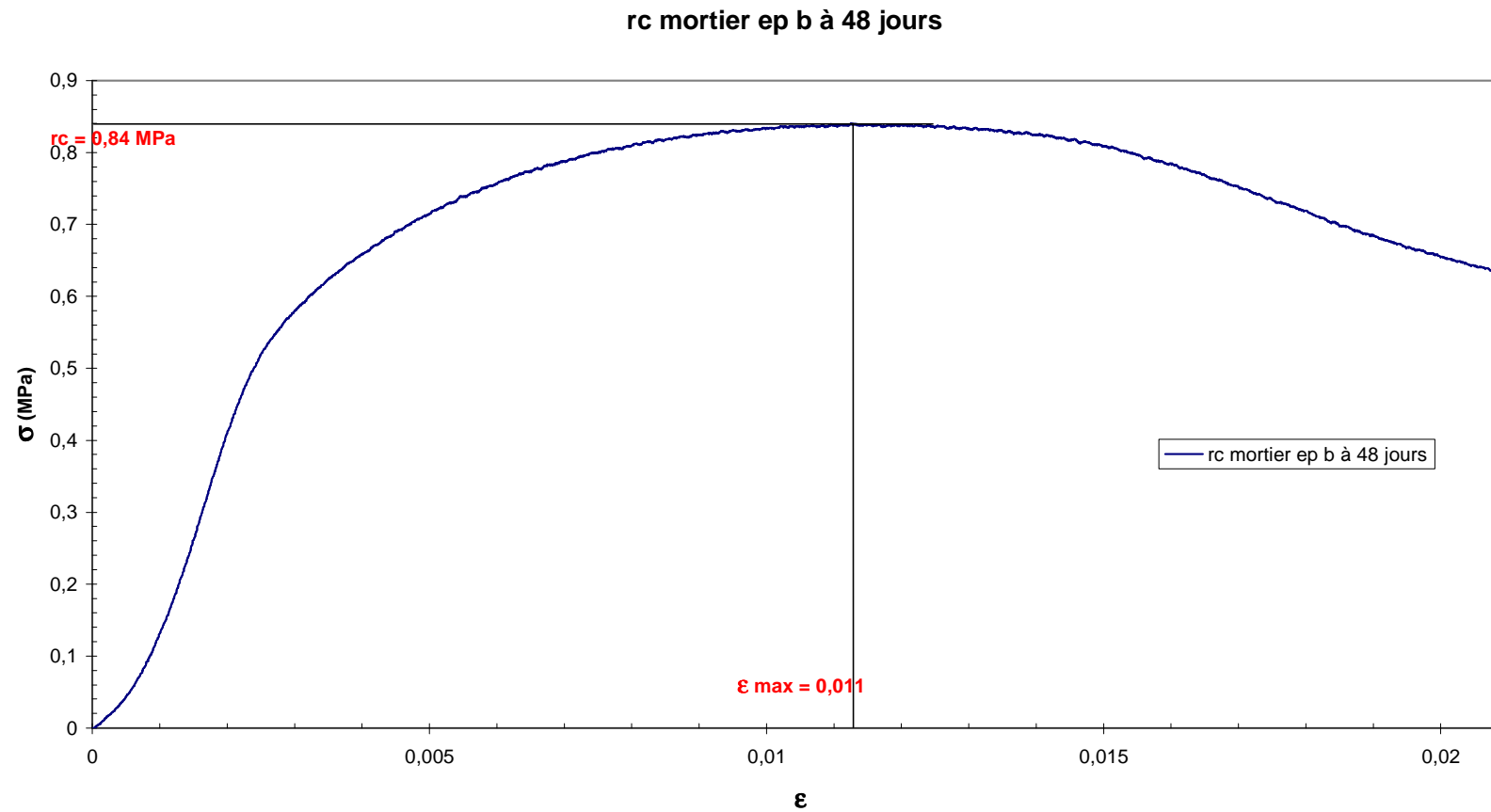
19 FICHE ESSAI : COMPARAISON DES RESISTANCES A LA COMPRESSION DU MORTIER A 36 JOURS



20 FICHE ESSAI : RESISTANCE A LA COMPRESSION DU MORTIER A 48 JOURS

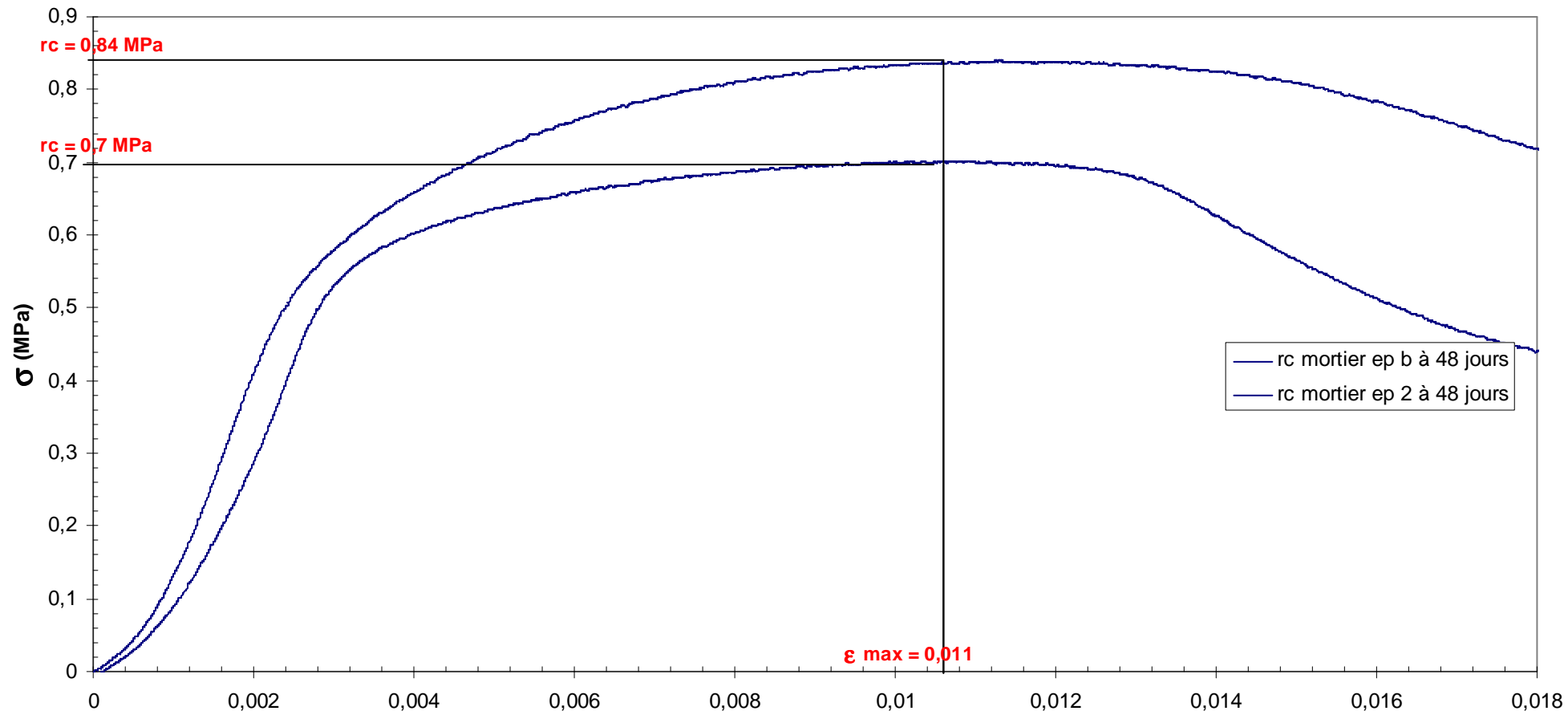


21 FICHE ESSAI : RESISTANCE A LA COMPRESSION DU MORTIER A 48 JOURS

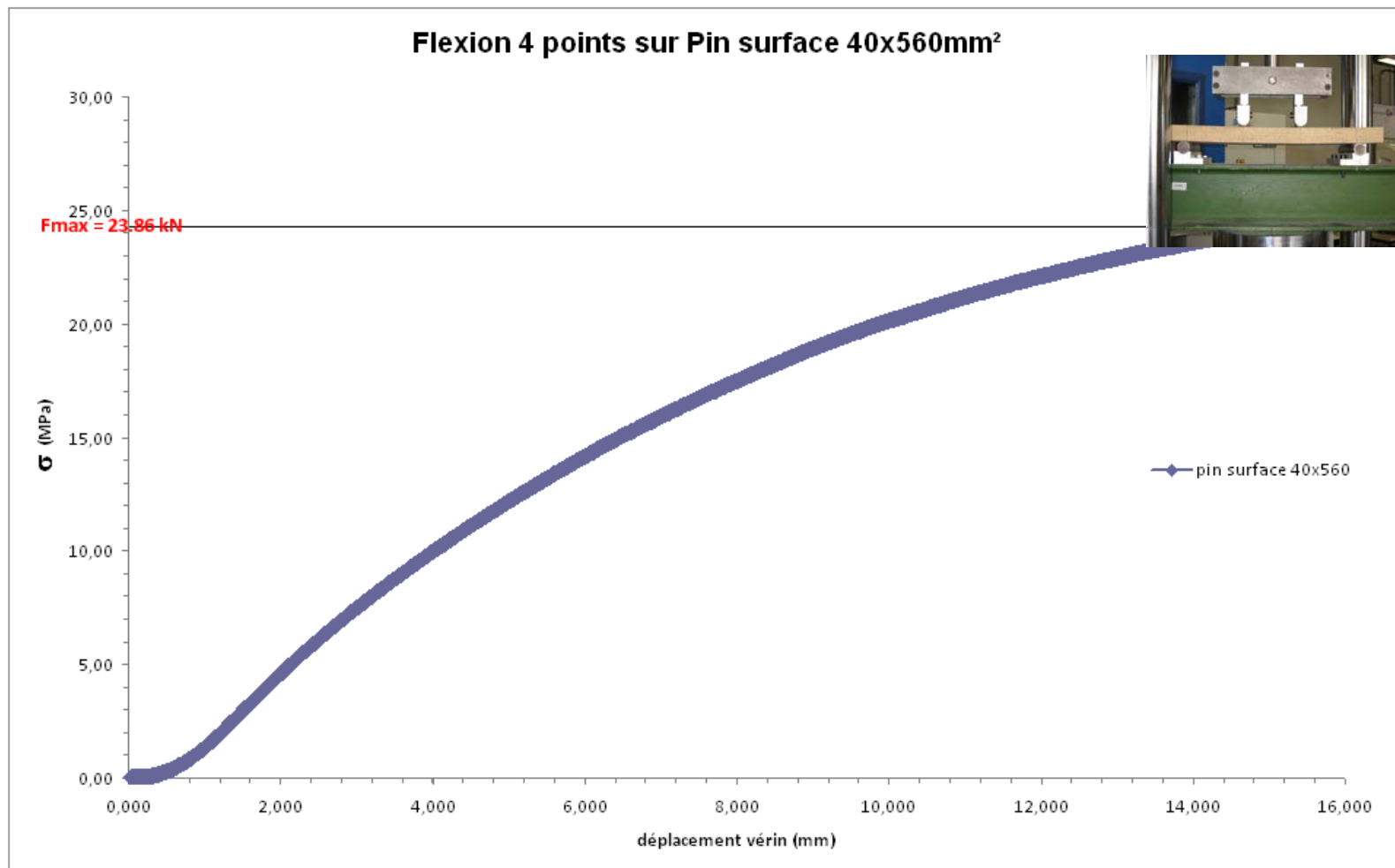


22 FICHE ESSAI : RESISTANCE A LA COMPRESSION DU MORTIER A 48 JOURS

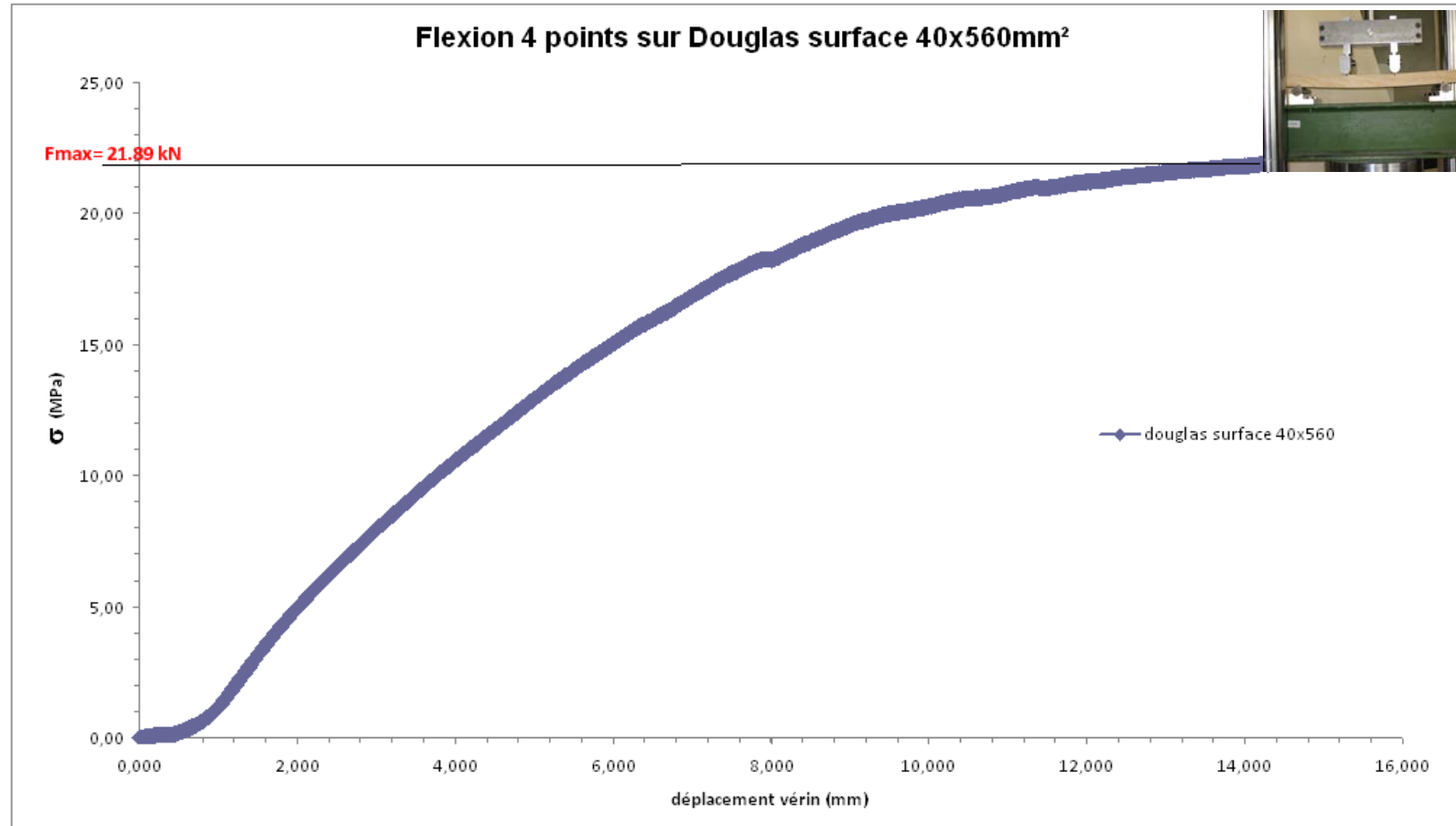
Comparaison des résistances à la compression du mortier à 48 jours



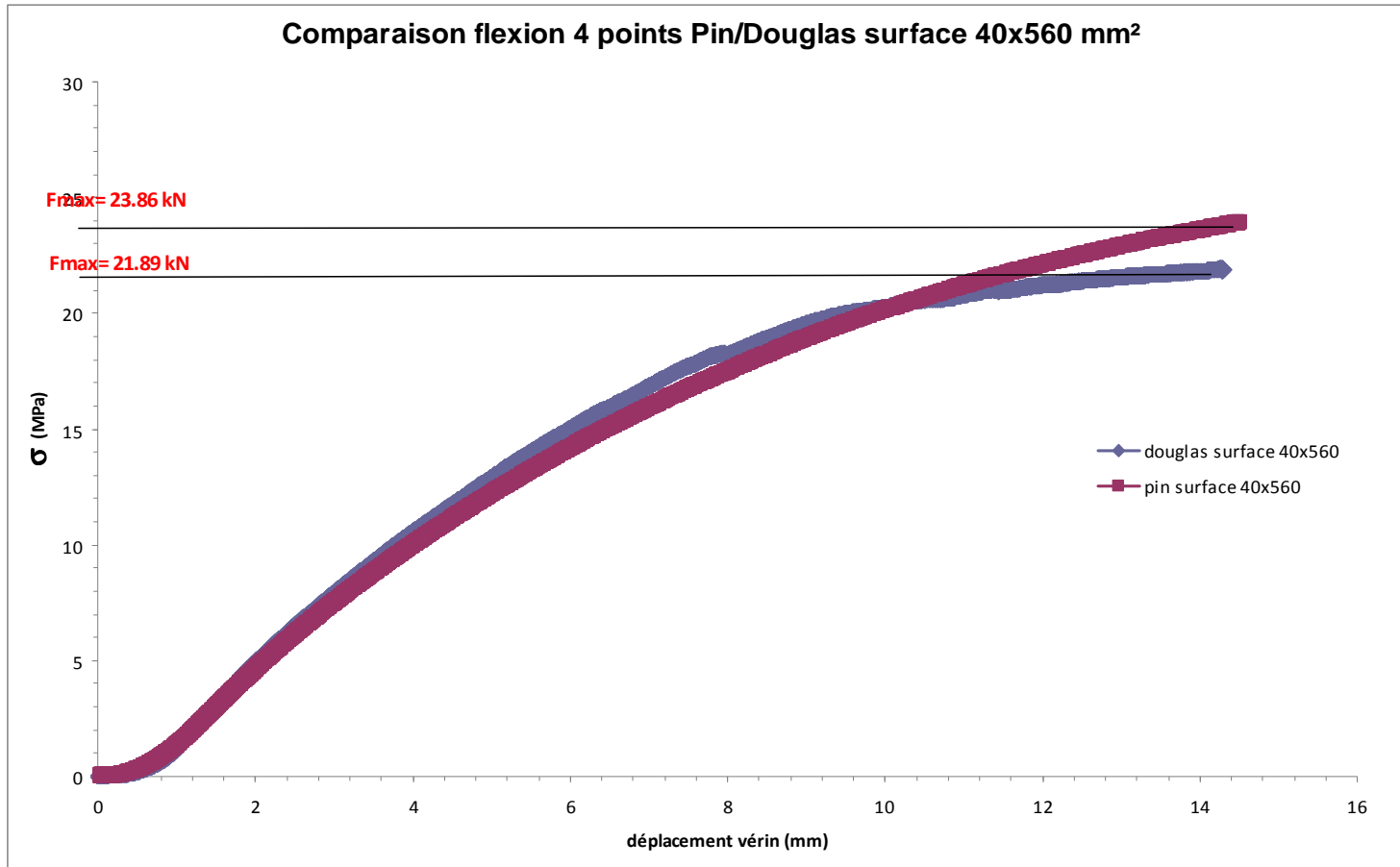
23 FICHE ESSAI : FLEXION 4 POINTS SUR LE PIN SUR LA SECTION 40X560 MM²



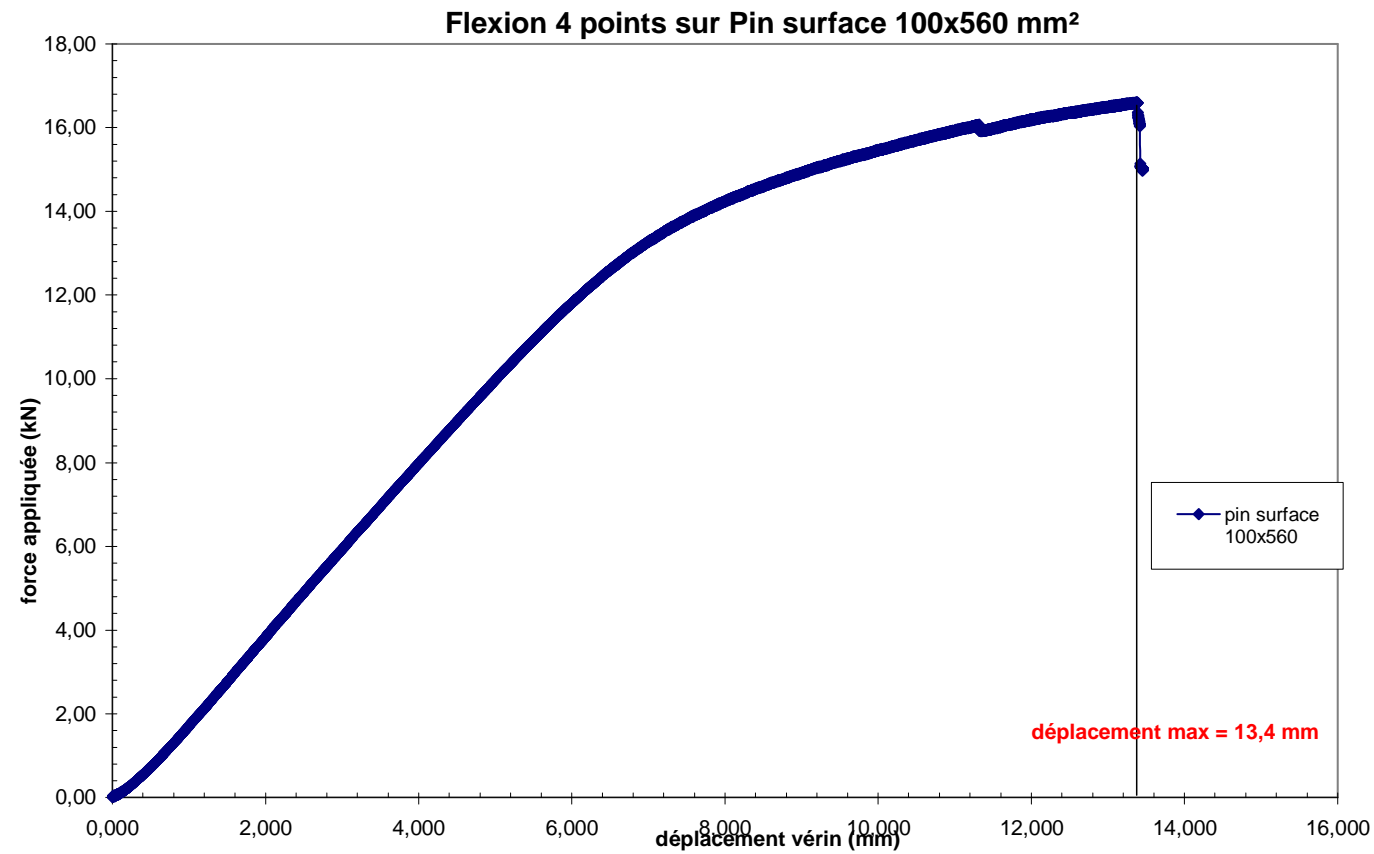
24 FICHE ESSAI : FLEXION 4 POINTS SUR LE DOUGLAS SUR LA SECTION 40x560MM²



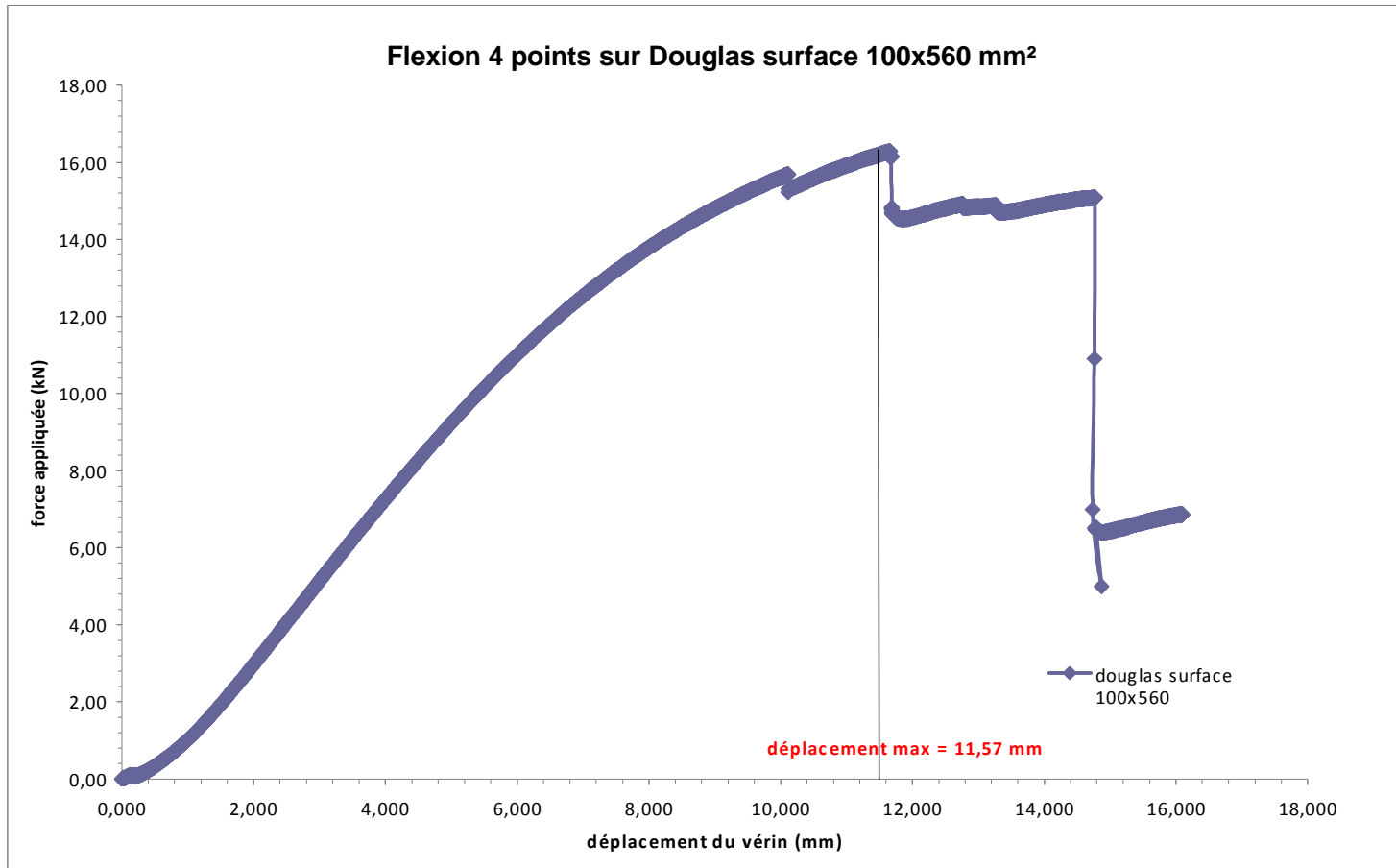
25 FICHE ESSAI : COMPARAISON DES FLEXIONS 4 POINTS SUR LE PIN ET LE DOUGLAS SUR LA SECTION 40X560 MM²



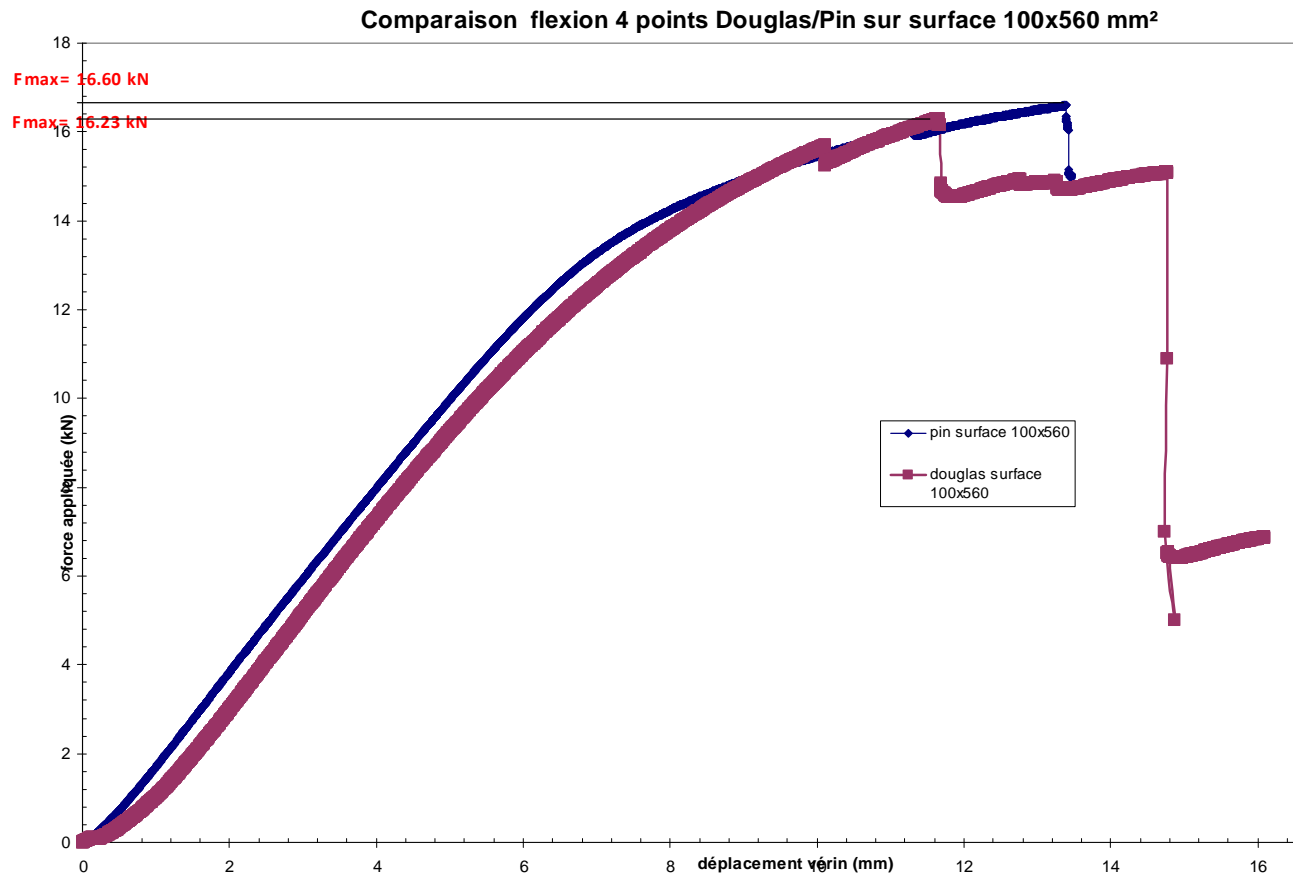
26 FICHE ESSAI : FLEXION 4 POINTS SUR LE PIN SECTION 100x560 MM²



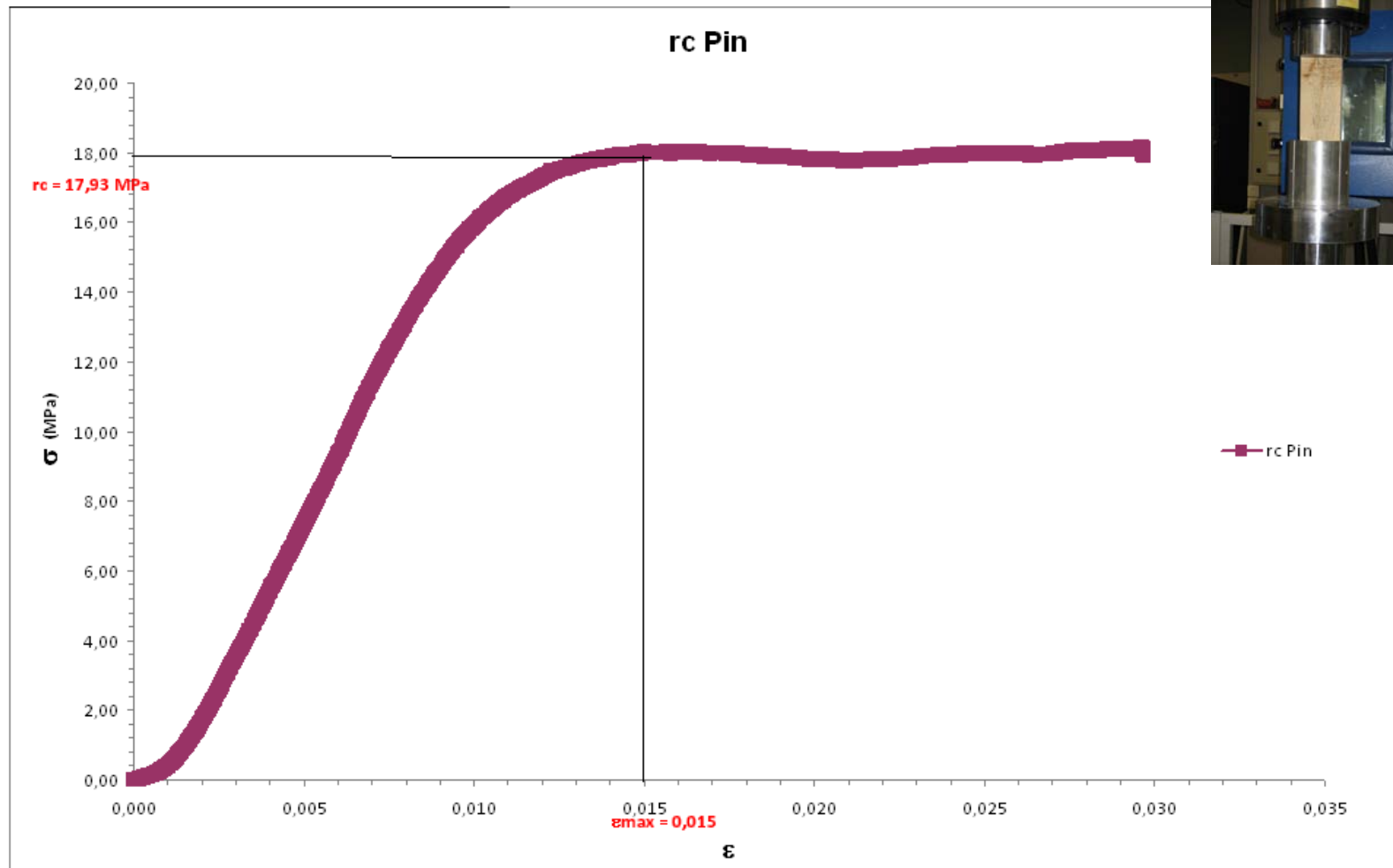
27 FICHE ESSAI : FLEXION 4 POINTS SUR LE DOUGLAS SECTION 100X560 MM²



28 FICHE ESSAI : COMPARAISON DES FLEXIONS 4 POINTS SUR LE PIN ET LE DOUGLAS SECTION 100x560 mm²

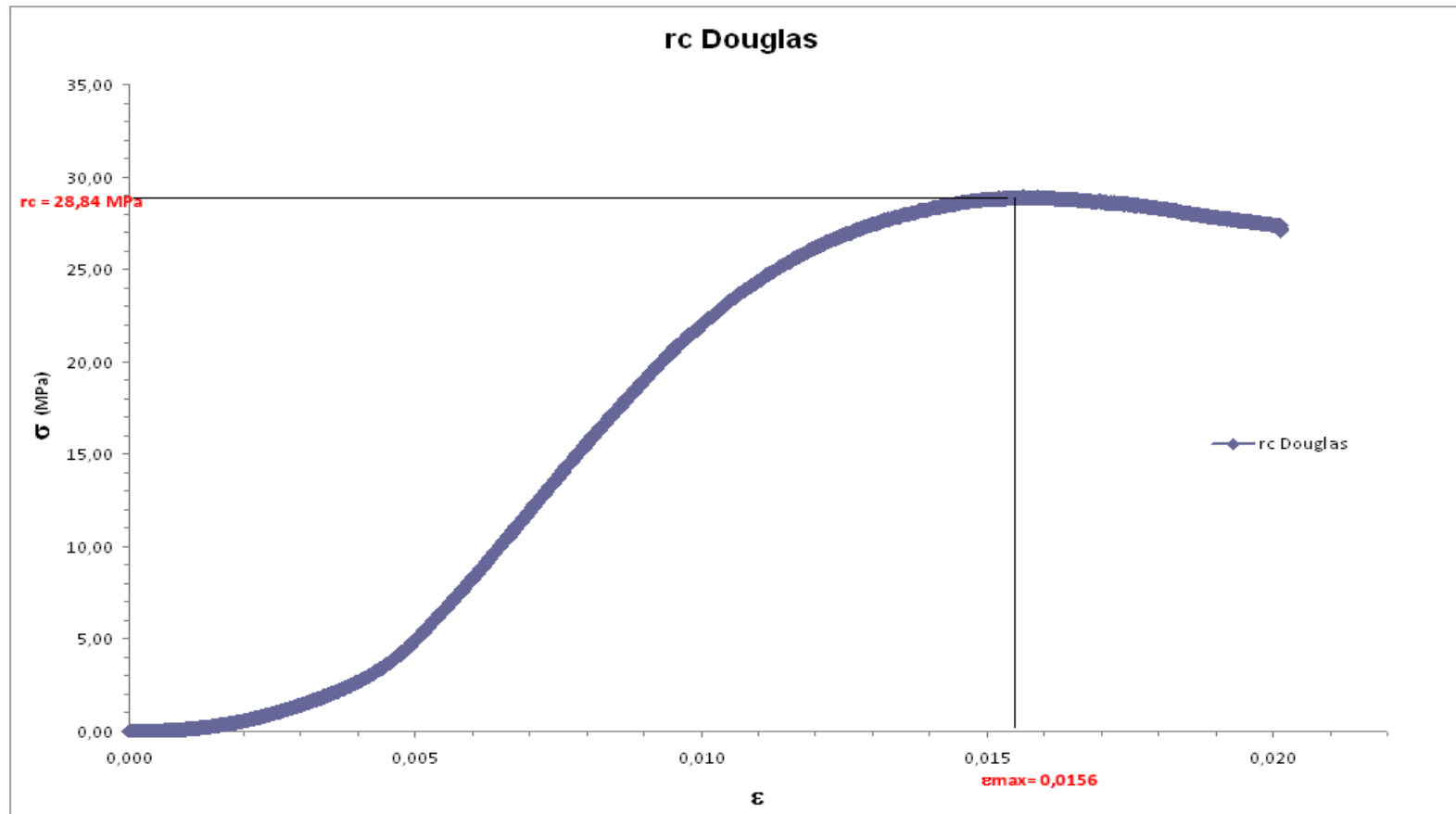


29 FICHE ESSAI : RESISTANCE A LA COMPRESSION SUR LE PIN 1^{ER} ESSAI

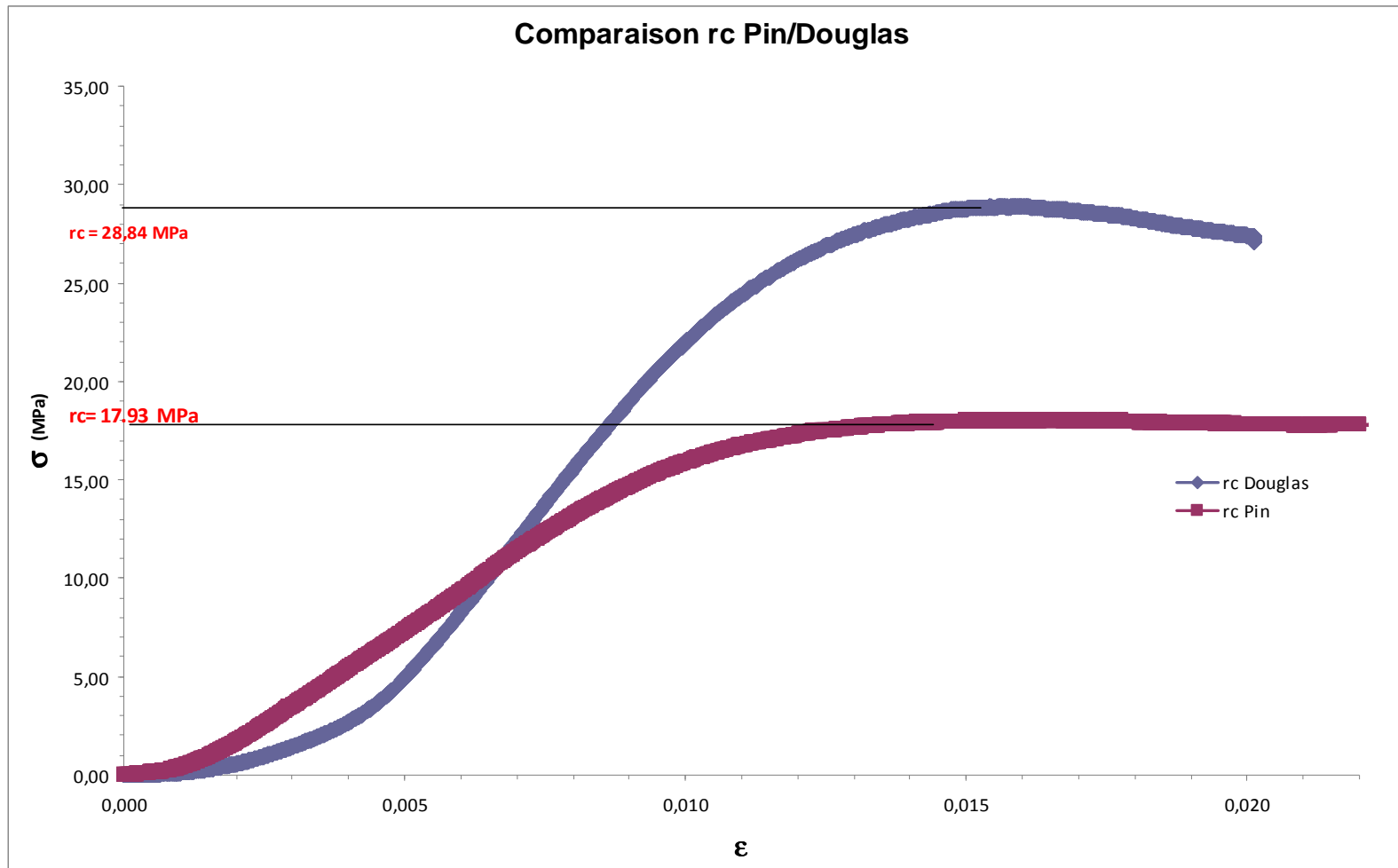


30 FICHE ESSAI : RESISTANCE A LA COMPRESSION SUR LE DOUGLAS

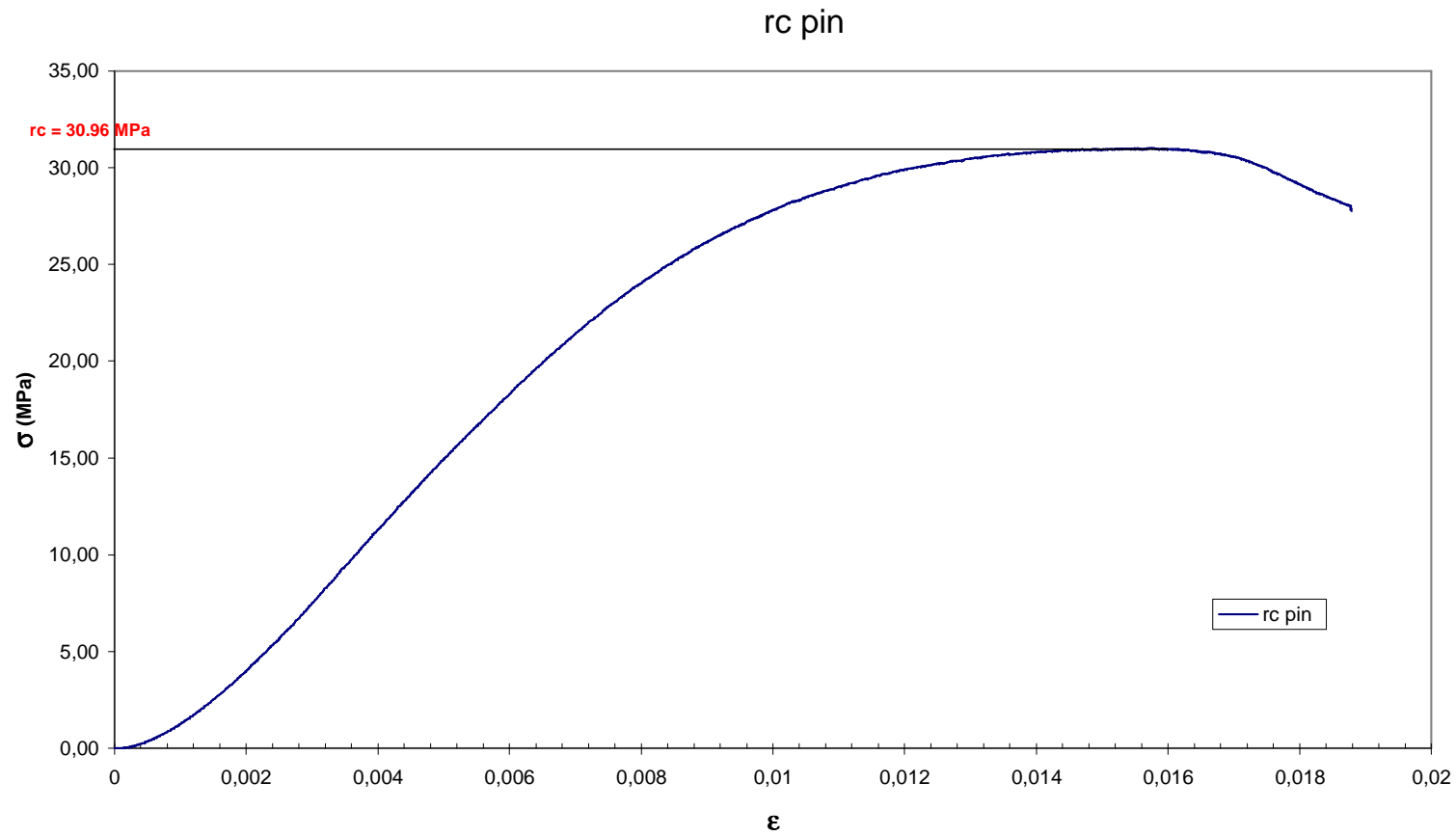
1^{ER} ESSAI



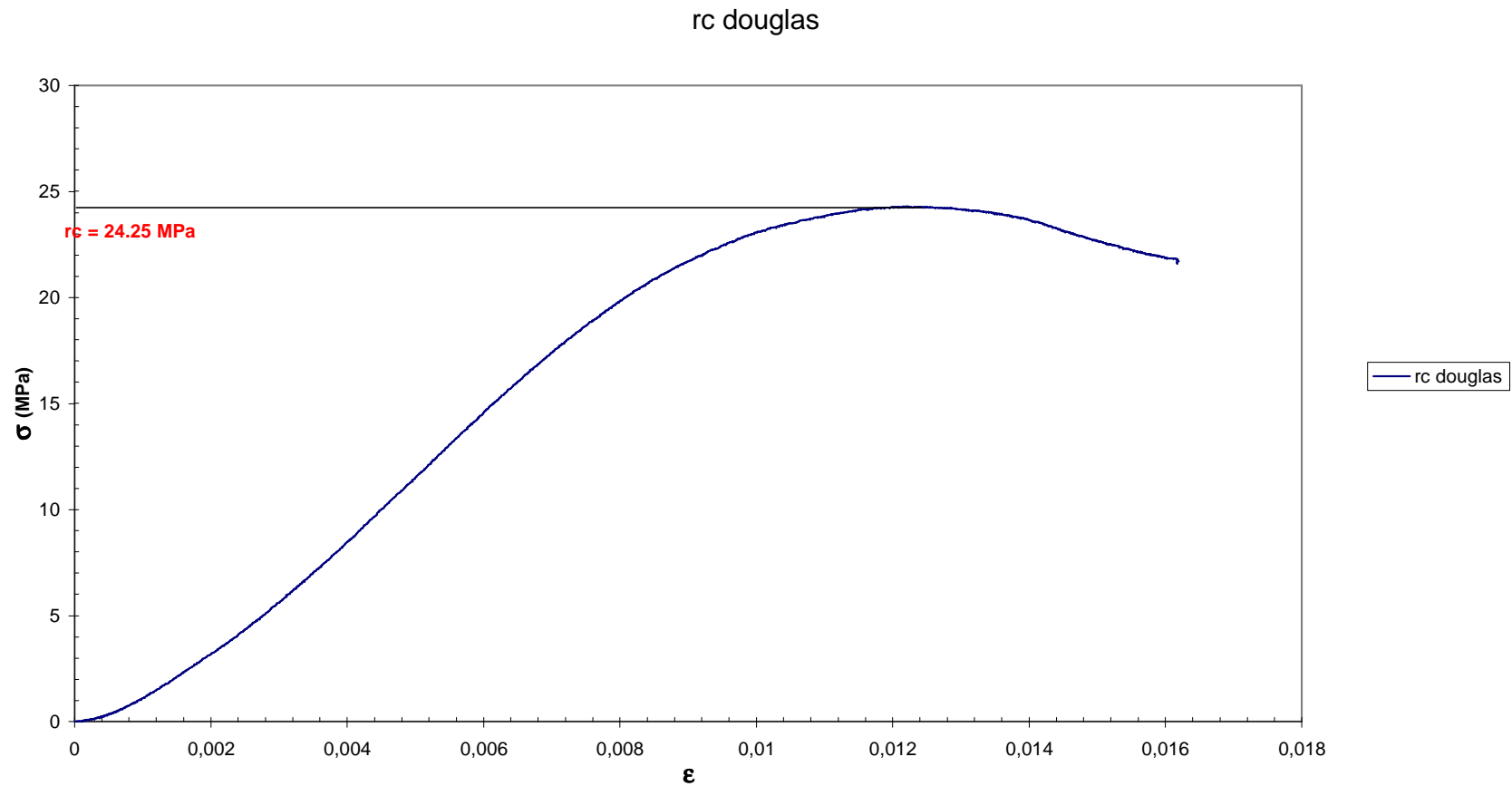
31 FICHE ESSAI : RESISTANCE A LA COMPRESSION SUR LE PIN ET LE DOUGLAS 1^{ER} ESSAI



32 FICHE ESSAI : RESISTANCE A LA COMPRESSION SUR LE PIN 2EME ESSAI

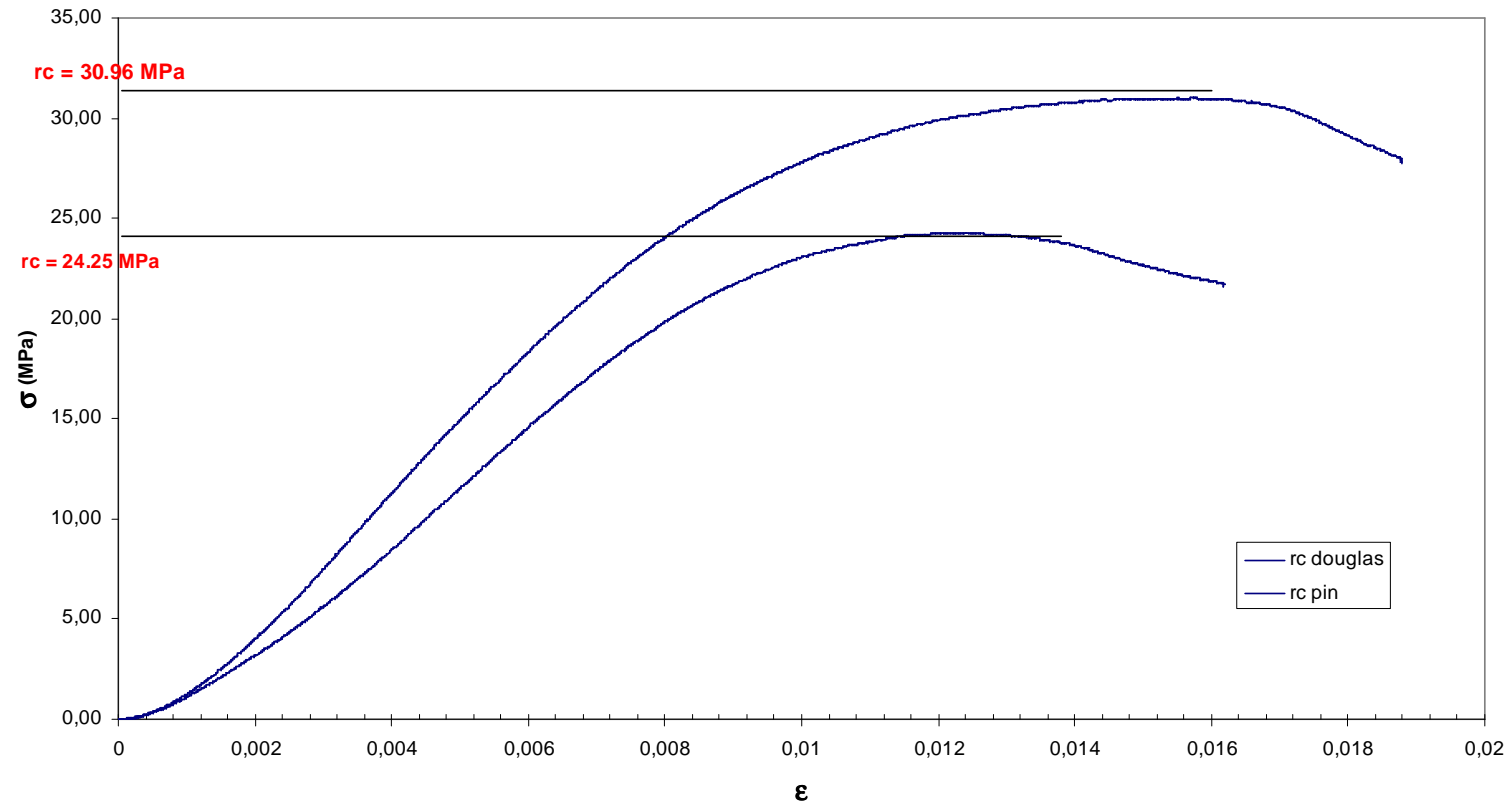


33 FICHE ESSAI : RESISTANCE A LA COMPRESSION SUR LE DOUGLAS 2EME ESSAI

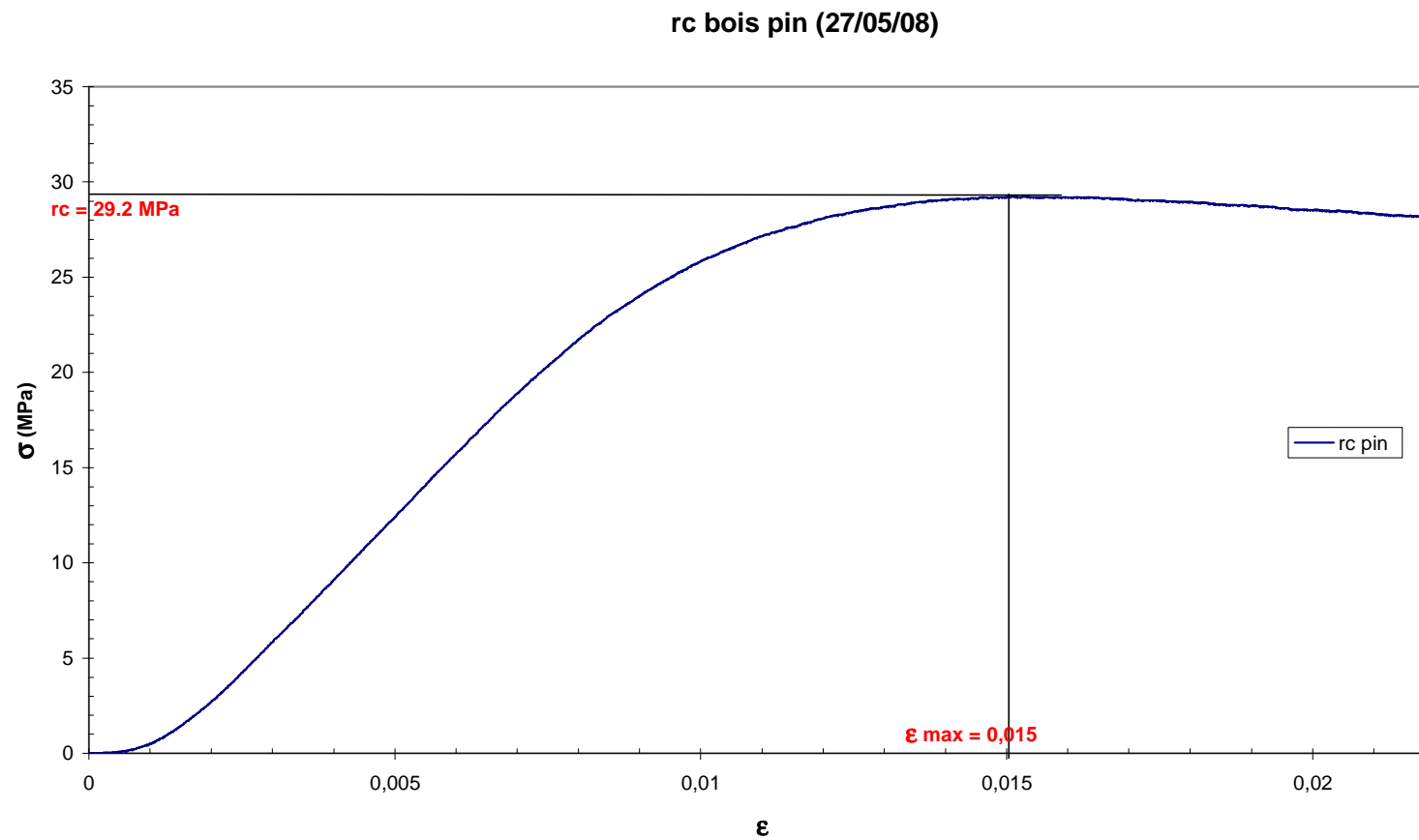


34 FICHE ESSAI : COMPARAISON RC PIN ET DOUGLAS POUR LE 2EME ESSAI

Comparaison rc pin et douglas du 2ème essai

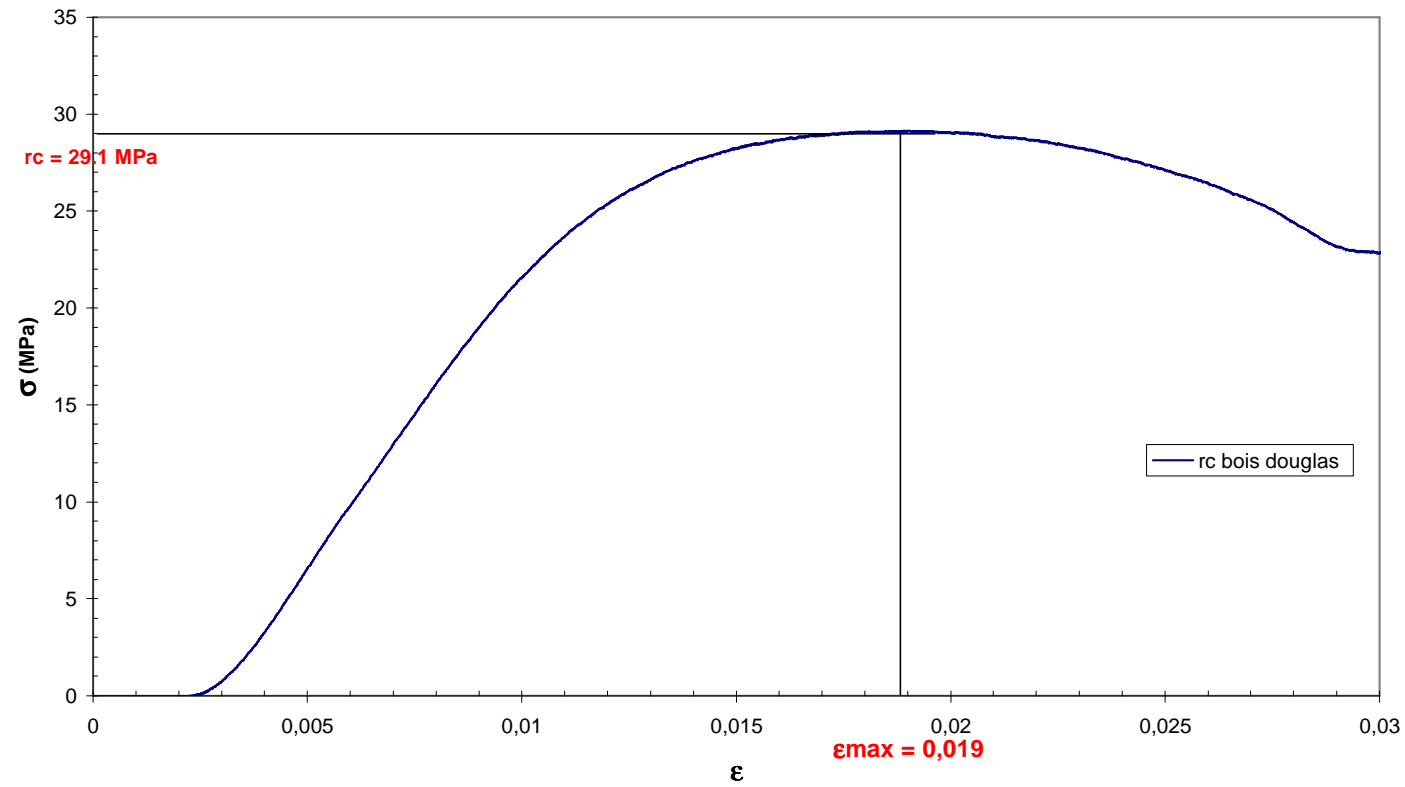


35 FICHE ESSAI : RESISTANCE A LA COMPRESSION DU PIN 3EME ESSAI



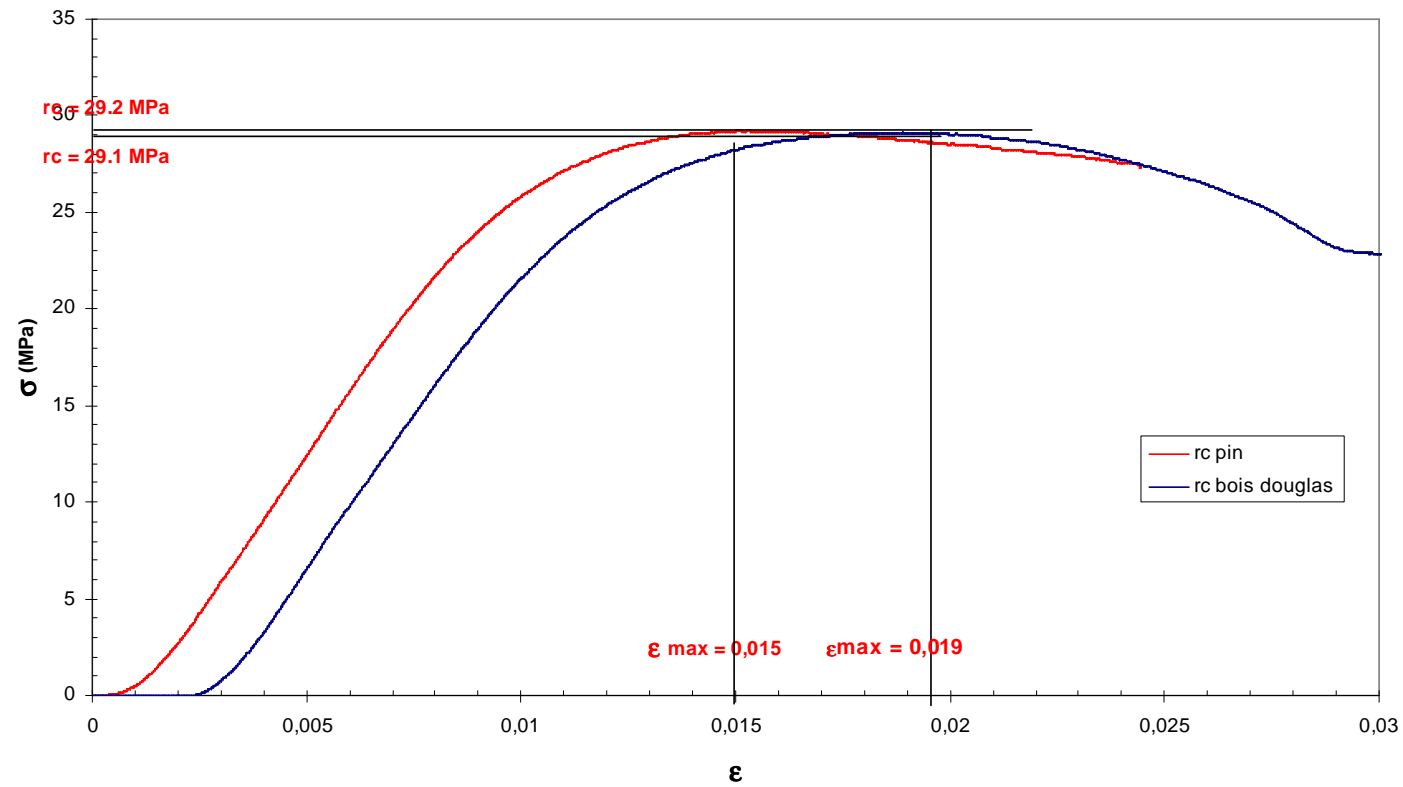
36 FICHE ESSAI : RESISTANCE A LA COMPRESSION DU DOUGLAS 3EME ESSAI

rc bois douglas (27/05/08)

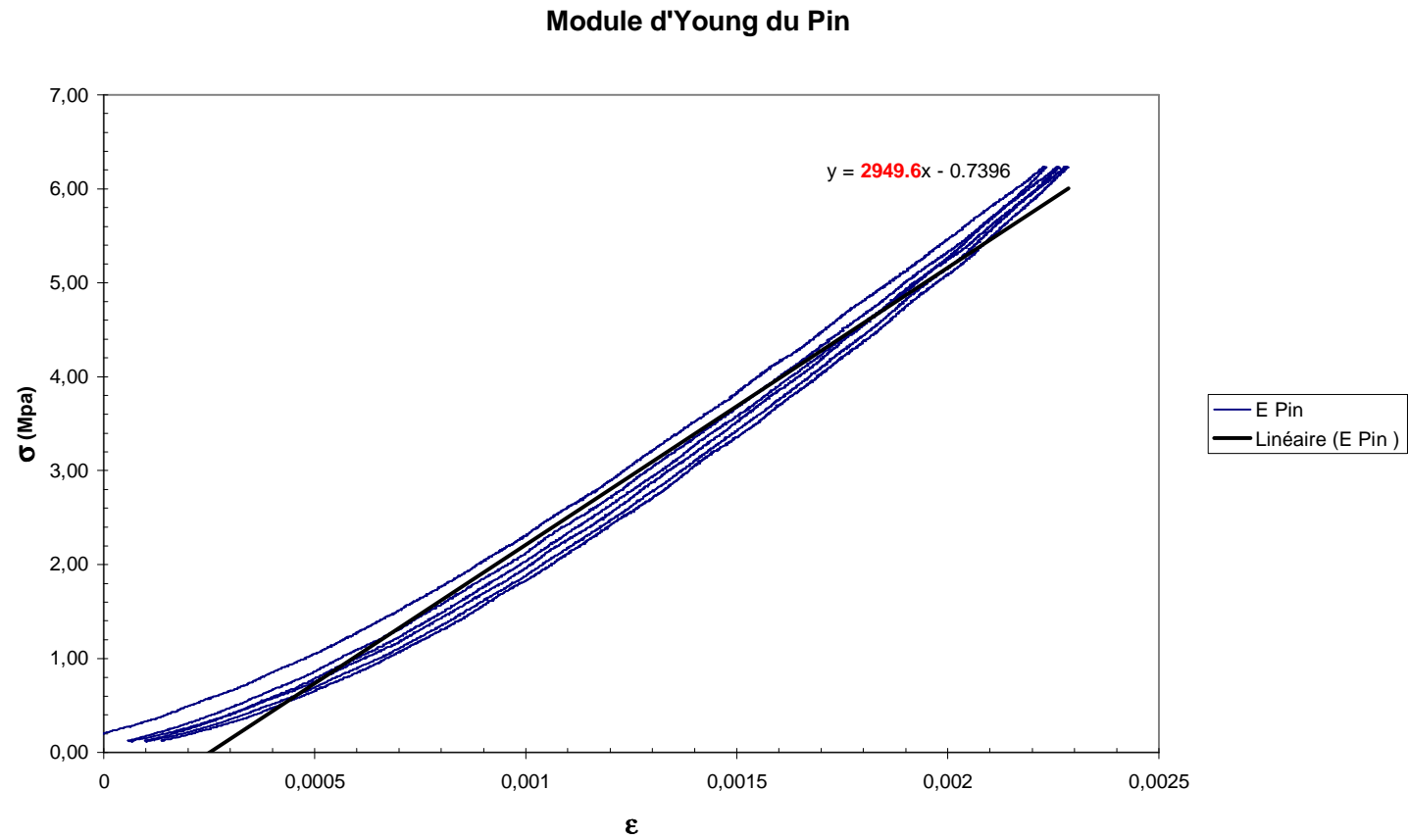


37 FICHE ESSAI : COMPARAISON DES RESISTANCES A LA COMPRESSION DU PIN ET DU DOUGLAS 3EME ESSAI

Comparaison des rc du pin et du douglas 3ème essai

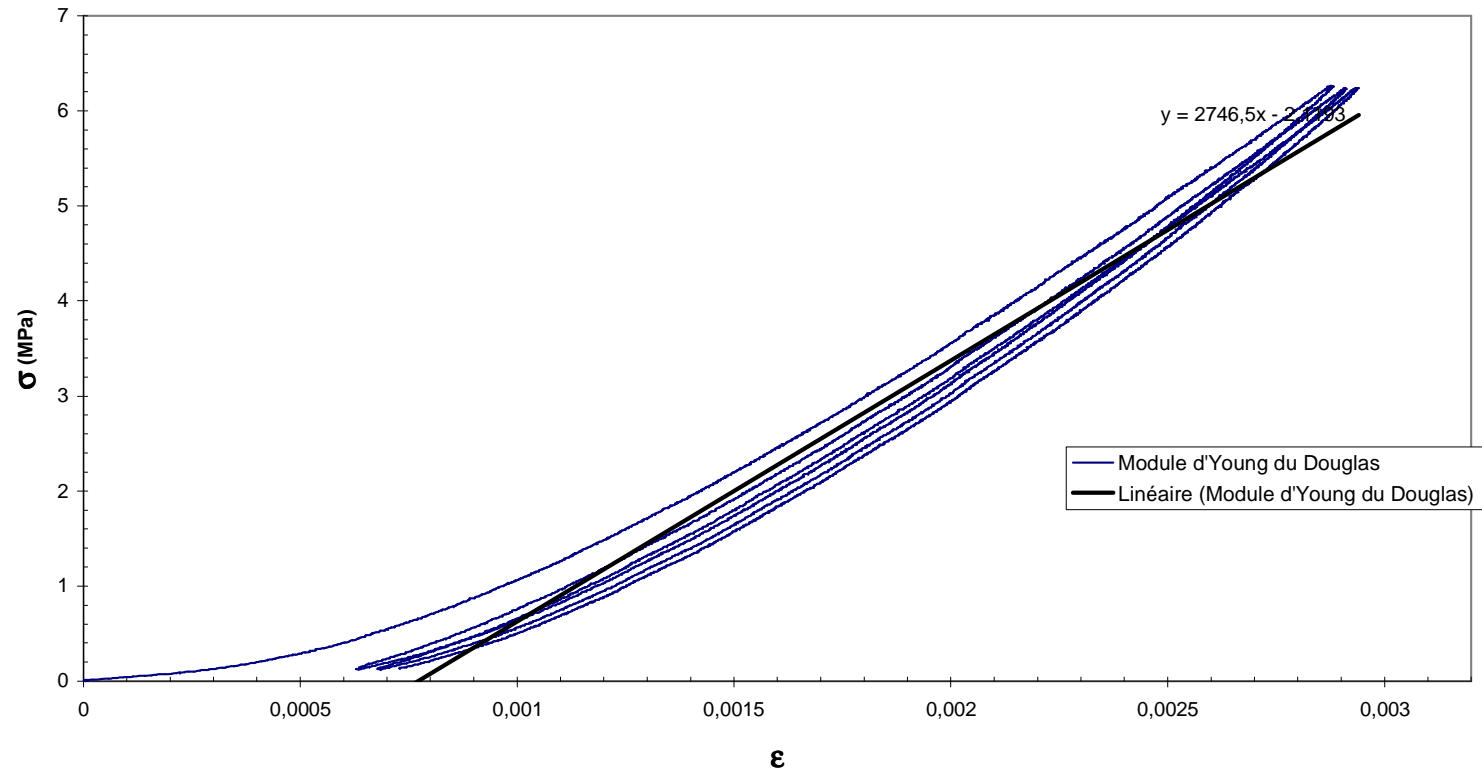


38 FICHE ESSAI : MODULE D'YOUNG DU PIN



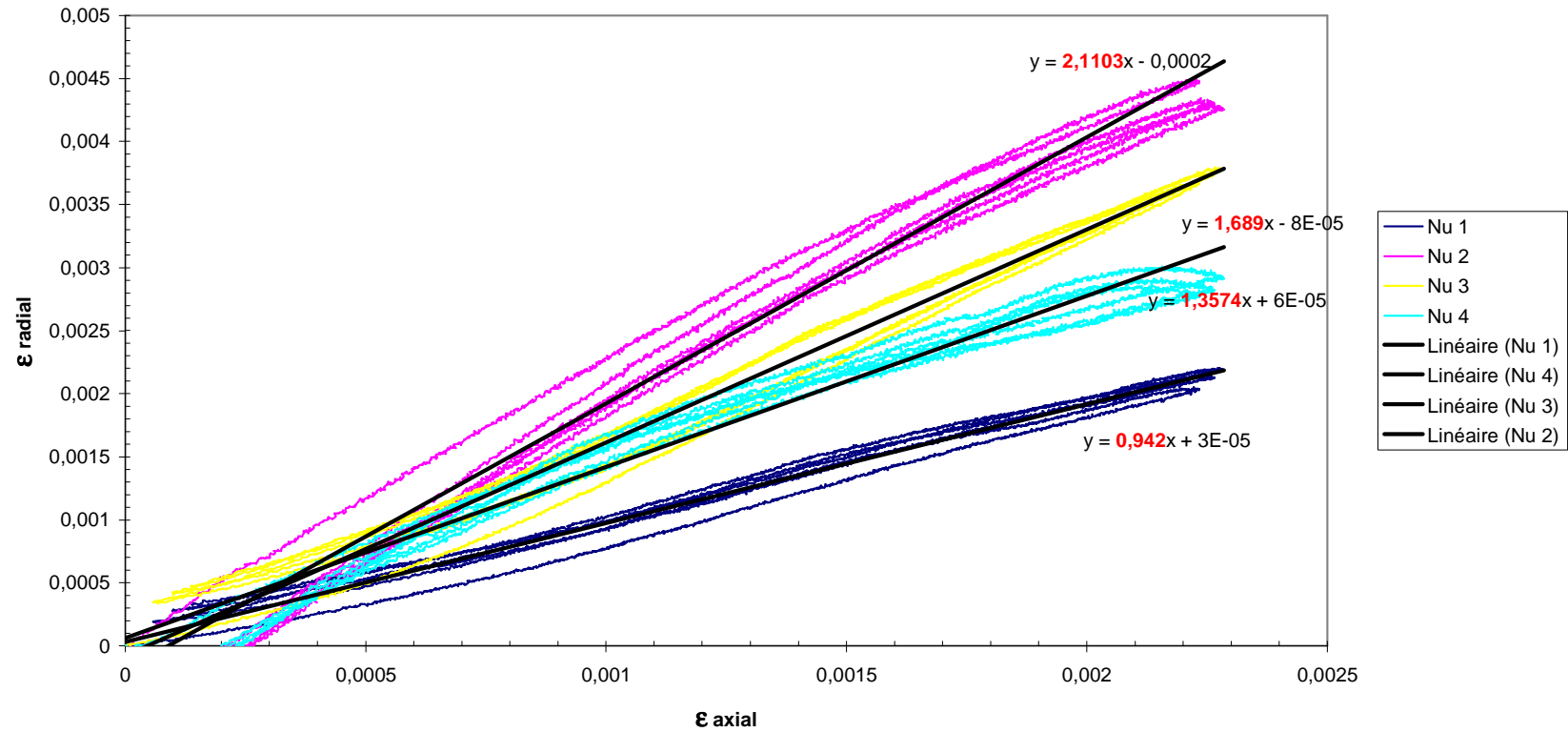
39 FICHE ESSAI : MODULE D'YOUNG DU DOUGLAS

Module d'Young du Douglas



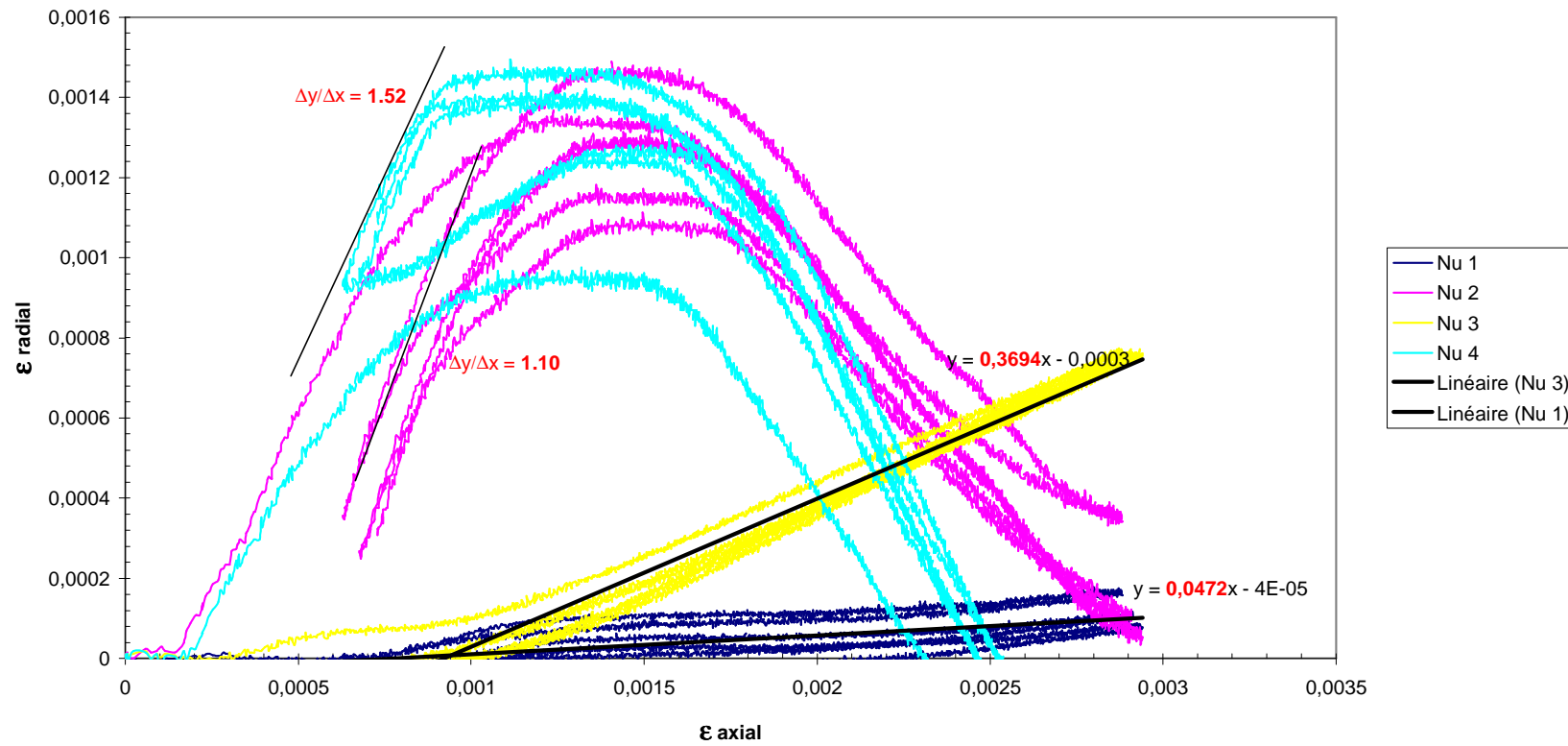
40 FICHE ESSAI : COEFFICIENT DE POISSON DU PIN

Coefficients de Poisson du Pin



41 FICHE ESSAI : COEFFICIENT DE POISSON DU DOUGLAS

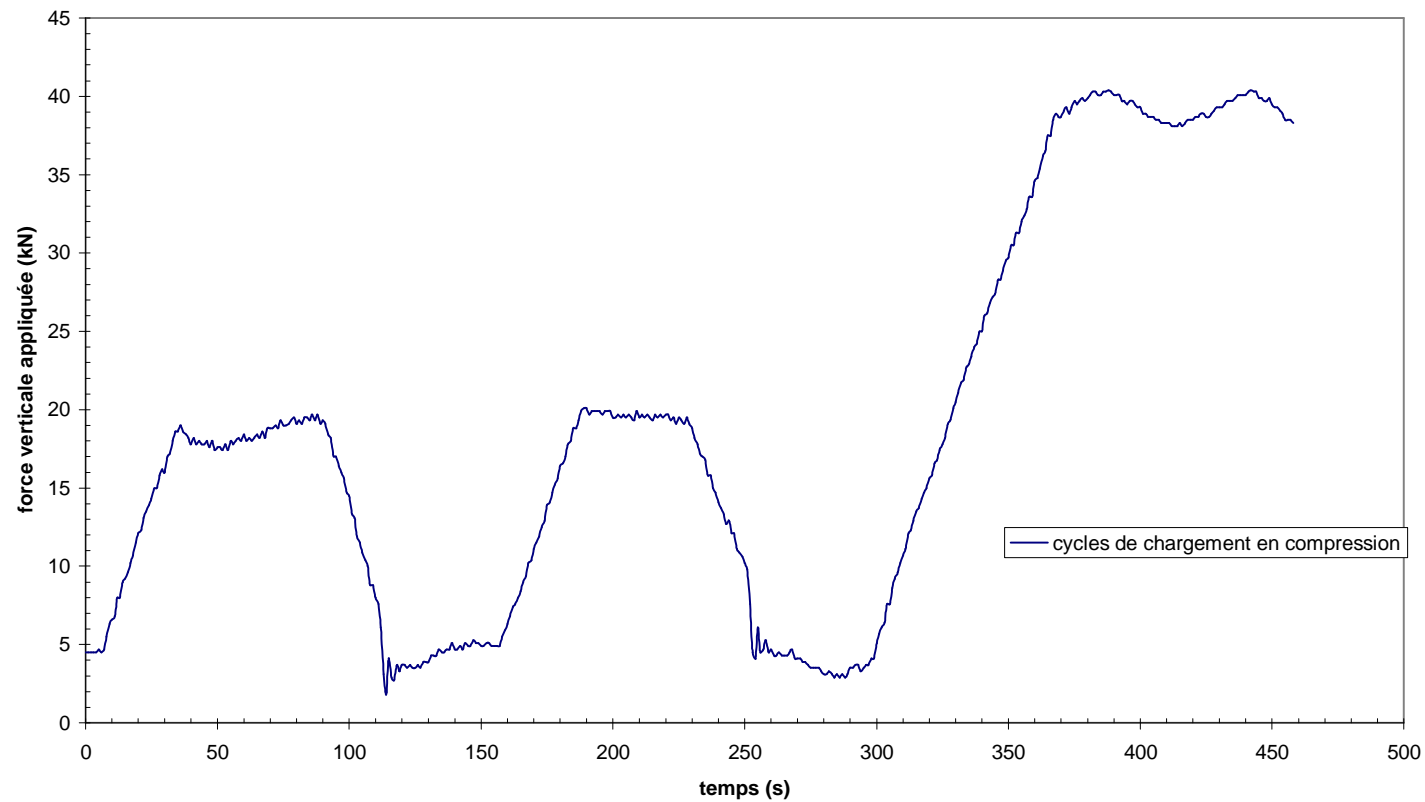
Coefficients de Poisson du Douglas



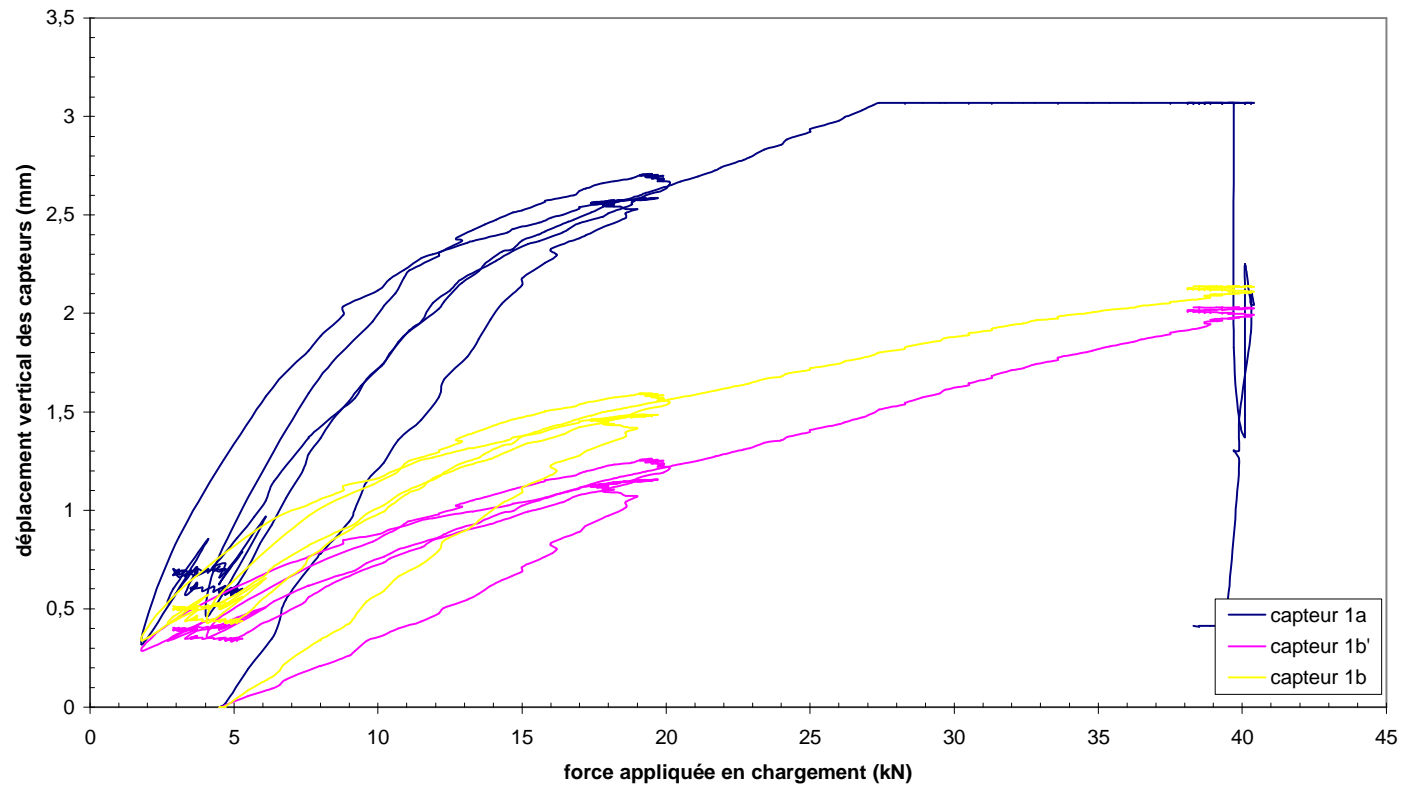
ANNEXE D : COURBES D'ESSAIS SUR LA STRUCTURE BOIS

1 CHARGEMENT EN COMPRESSION

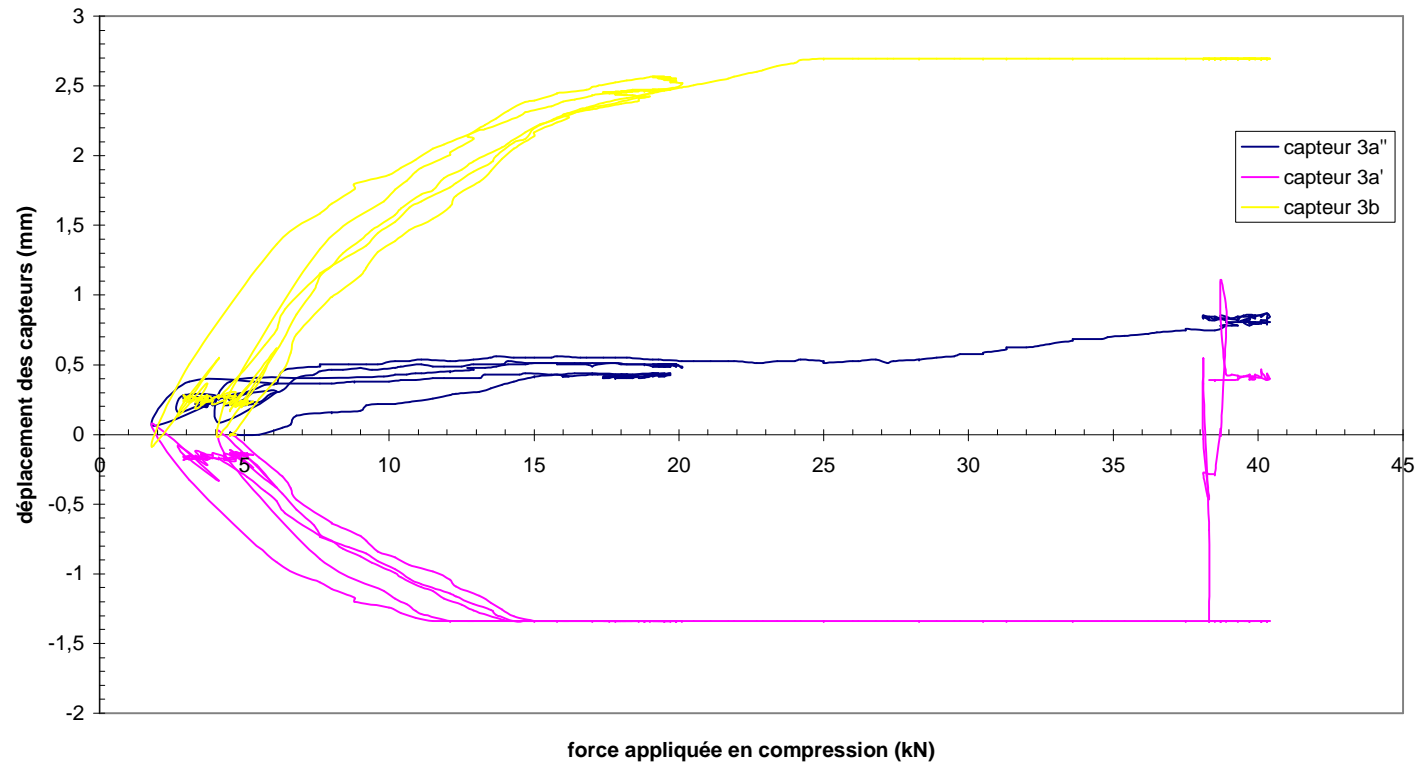
Cycles de chargement en compression phase 0 à phase 7



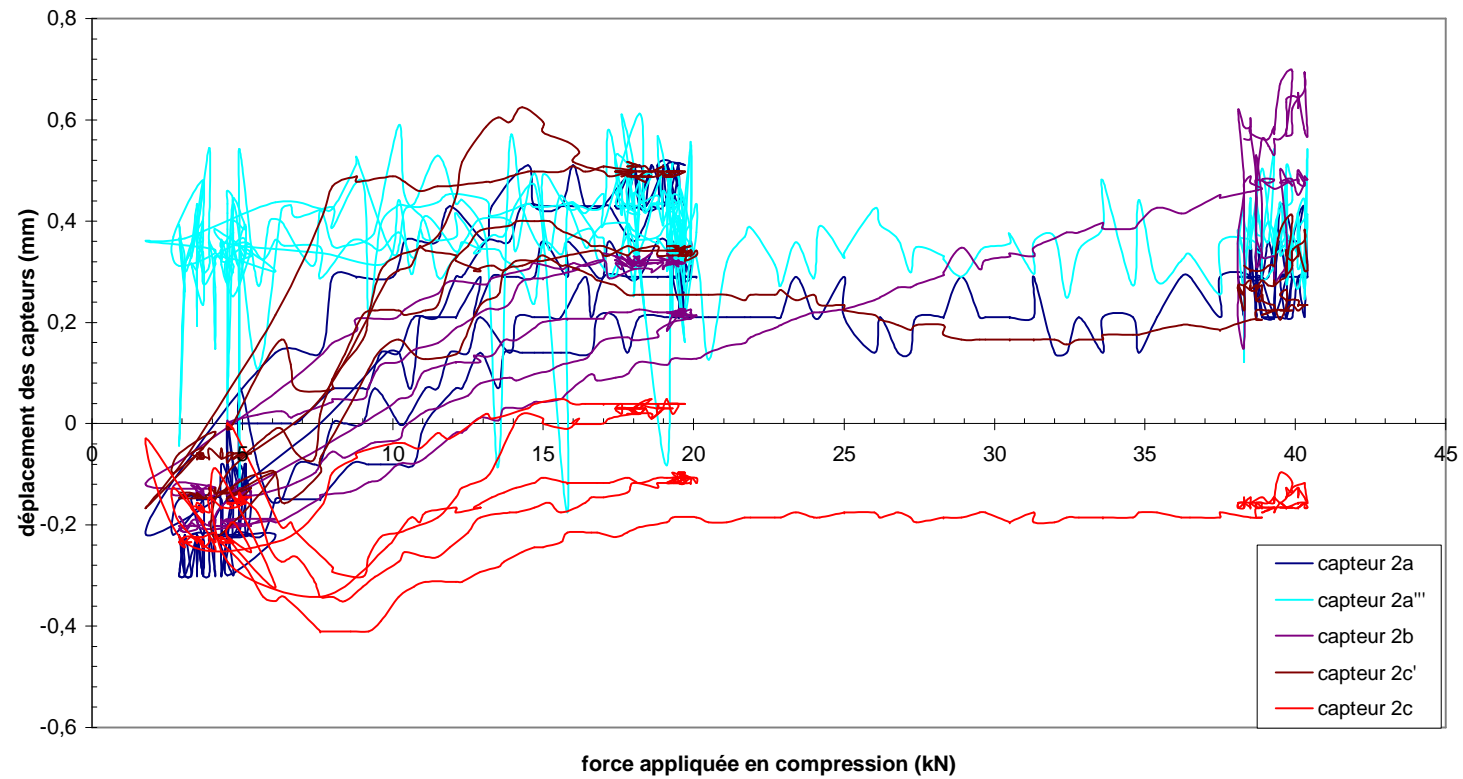
Déplacement vertical sous chargement vertical jusqu'à 38kN phases 0 à 7

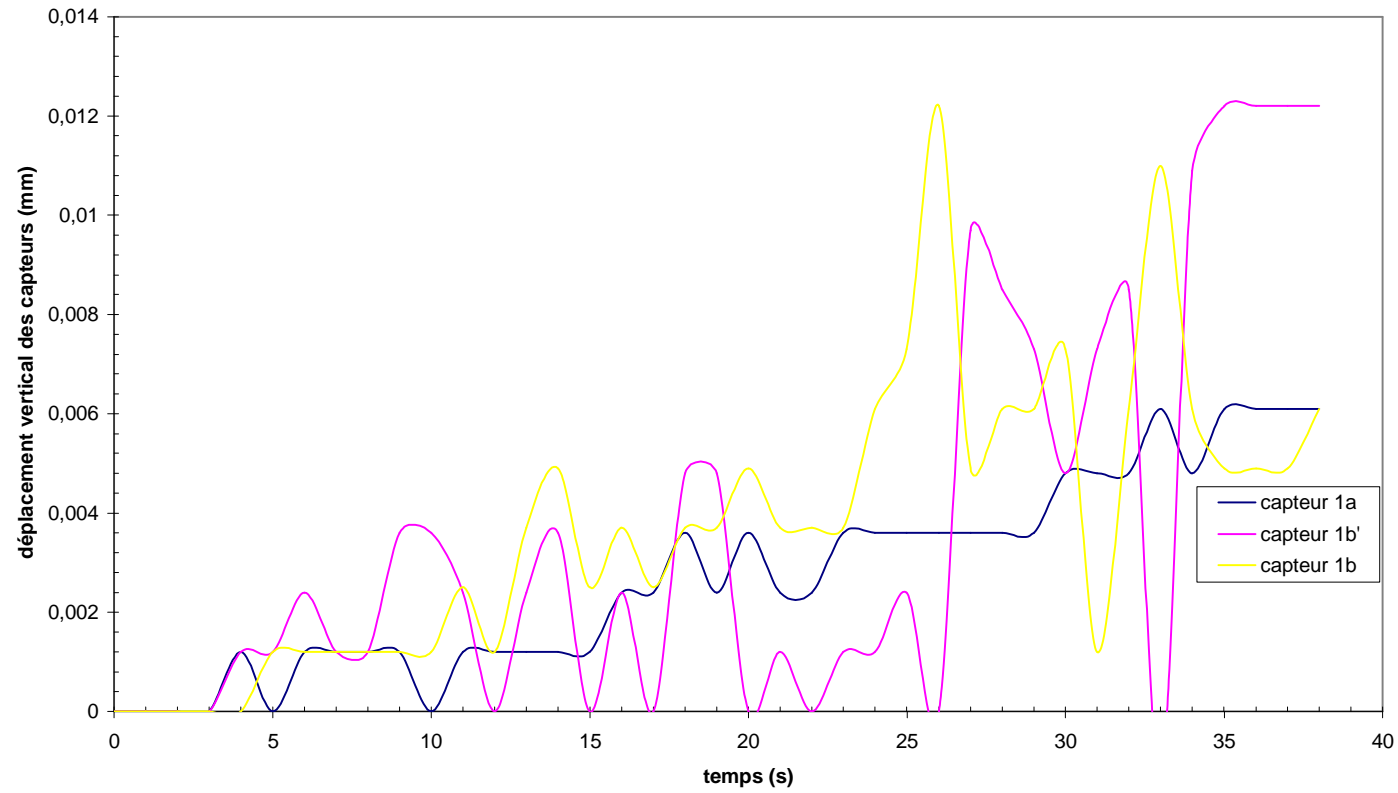


Déplacement transversal sous chargement vertical jusqu'à 38 kN phase à à phase 7

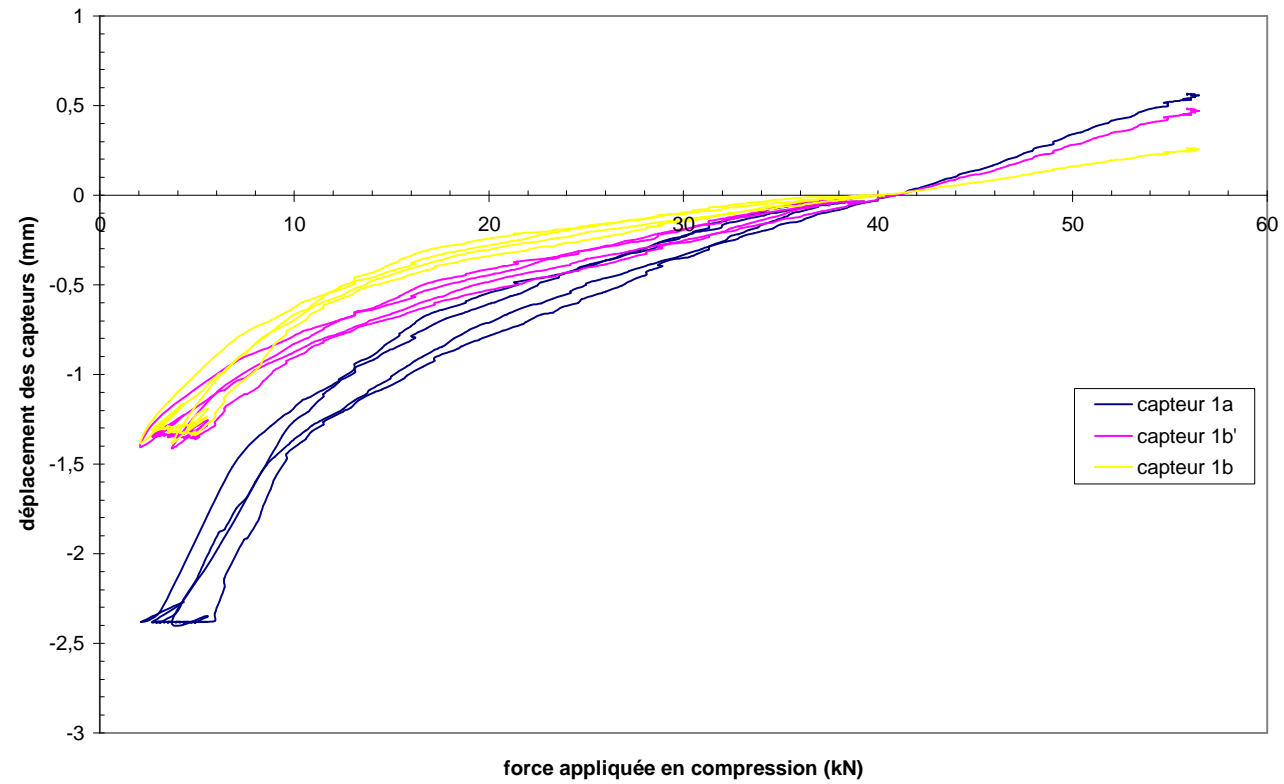


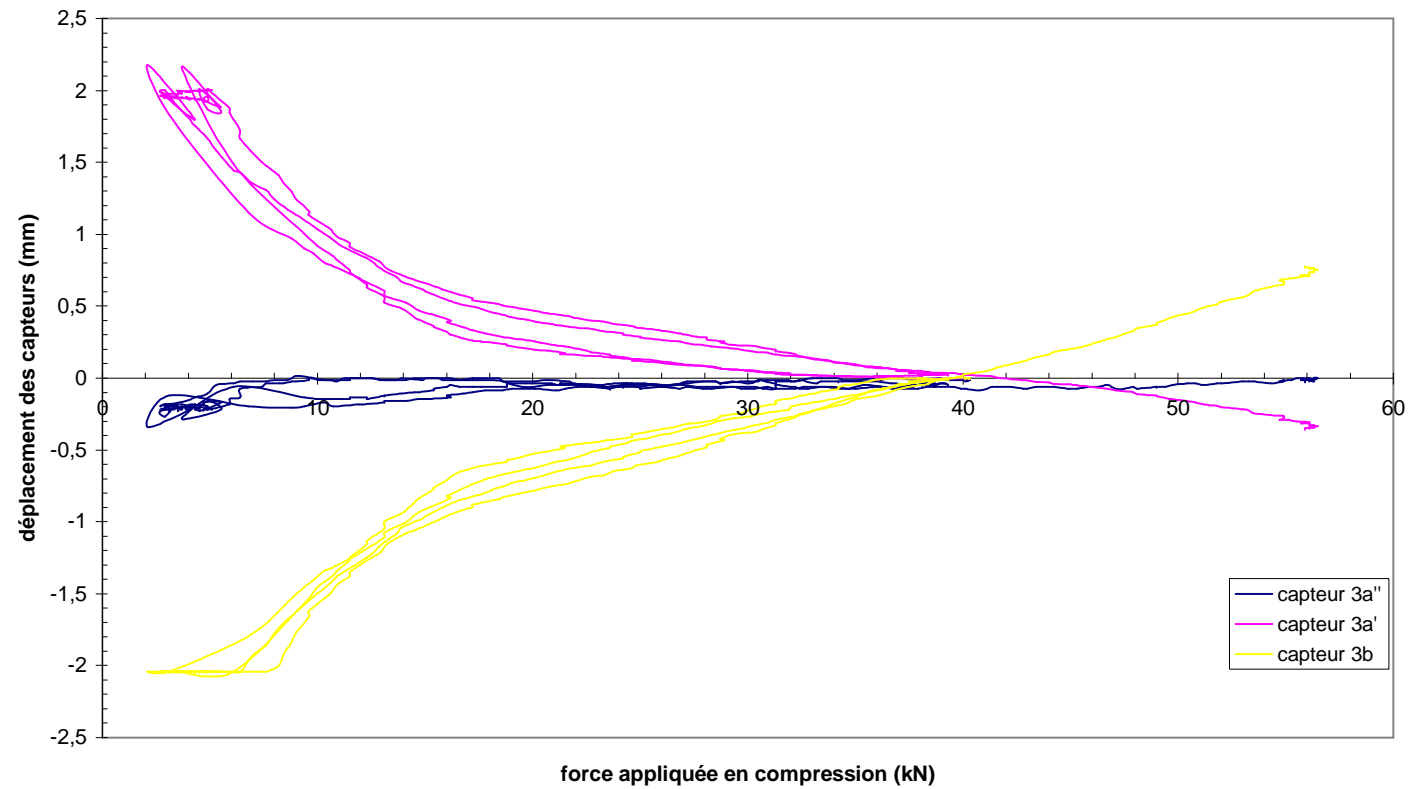
**Déplacement selon la direction de cisaillement sous chargement vertical jusqu'à 38 kN
phase 0 à 7**

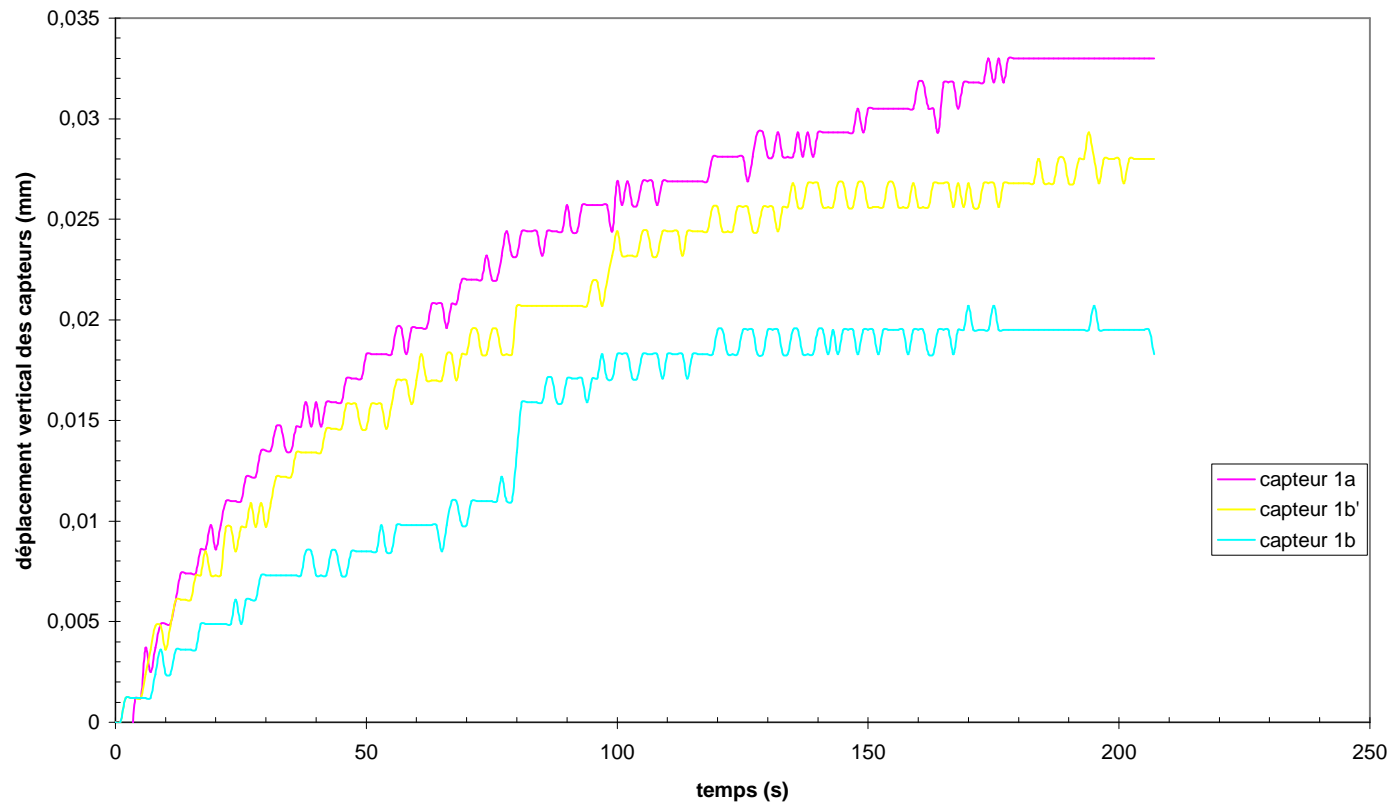


Fluage sous sollicitation constante à 38 kN sur la phase 7

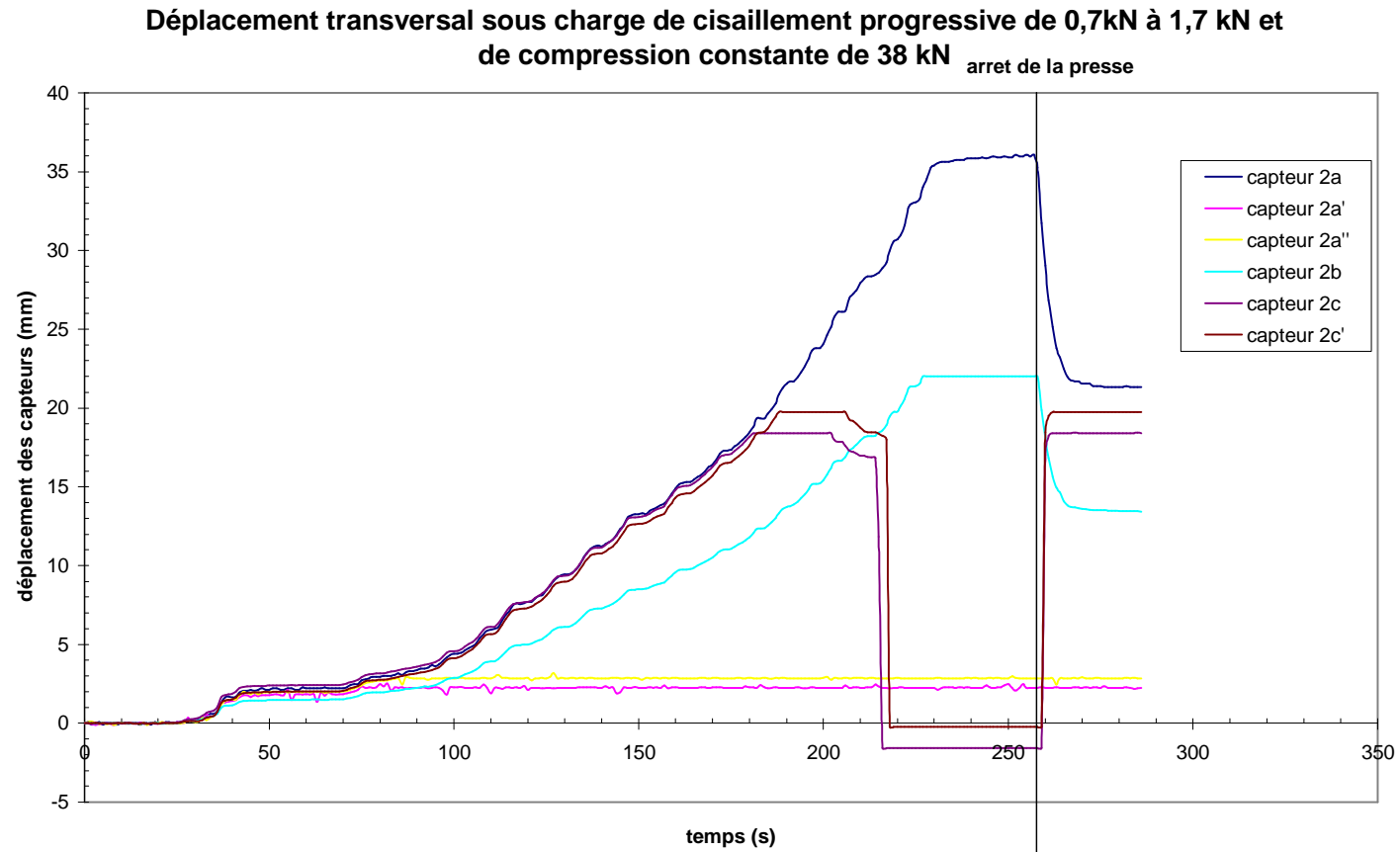
Déplacement vertical sous chargement vertical phase 11



Déplacement transversal sous chargement vertical phase 11 à 19

Fluage sous sollicitation constante à 38 kN sur la phase 23

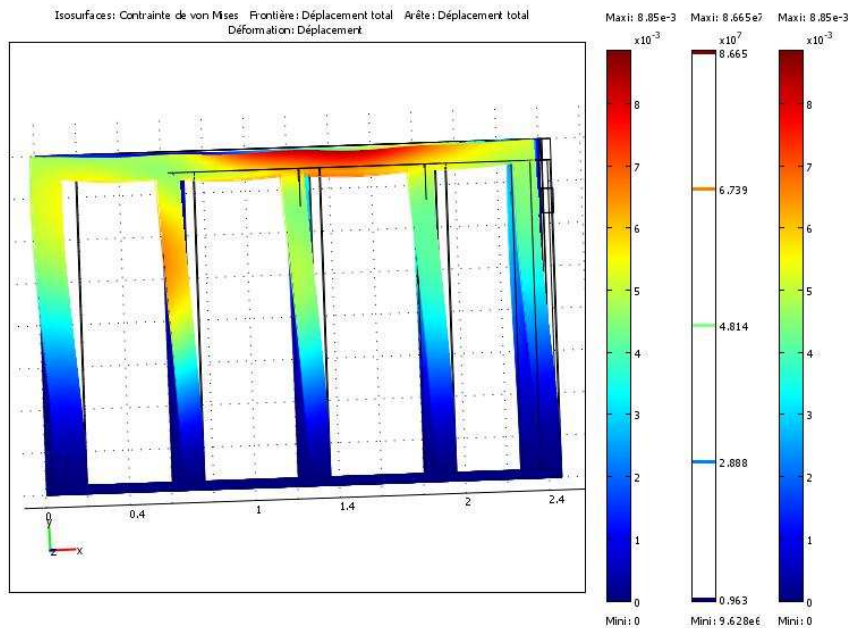
2. CHARGEMENT EN COMPRESSION A 38 kN ET CHARGEMENT EN CISAILLEMENT A 1 kN



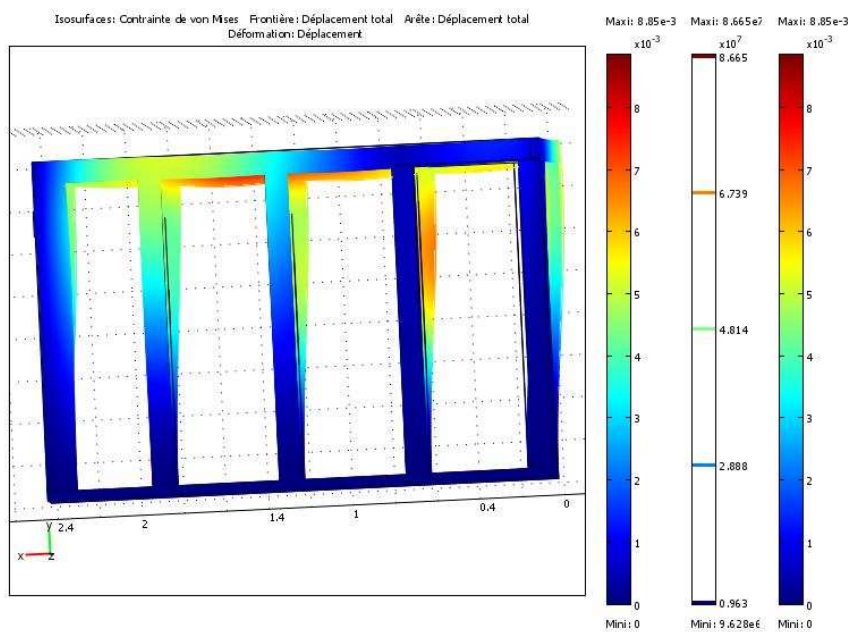
ANNEXE E : COURBES DE MODELISATION FEMLAB COURBES DE MODELISATION FEMLAB

STRUCTURE BOIS NUE SOUMISE A UNE CHARGE DE VERTICALE DE 33 kN ET A UNE CHARGE LATERALE DE 4,8 kN.

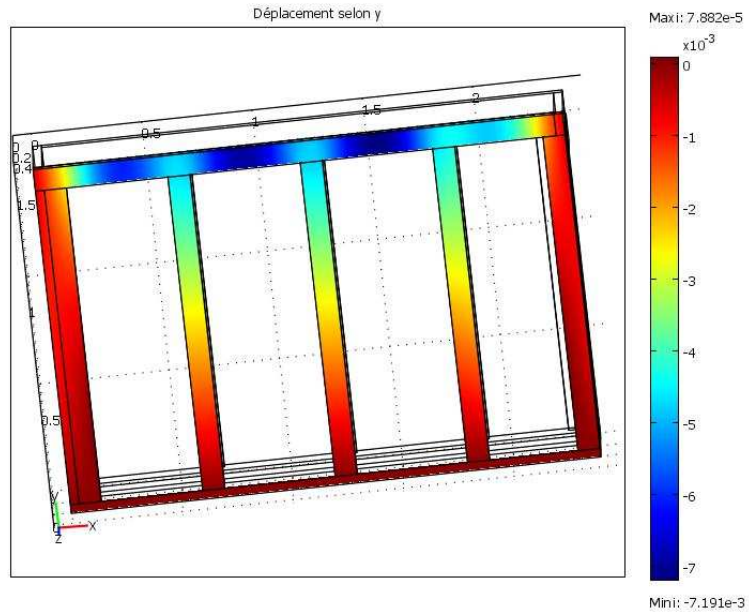
Déplacement selon x face A



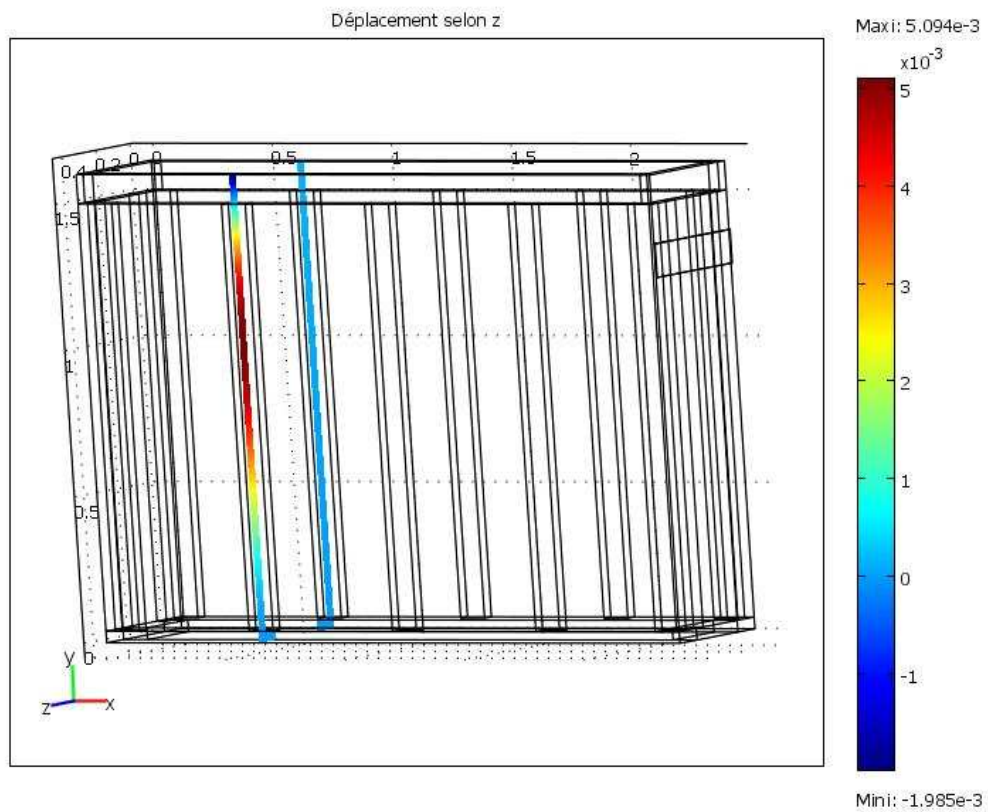
Déplacement selon x face B



Déplacement selon y coupe dans le plan $z = 0,42\text{m}$ (face A)

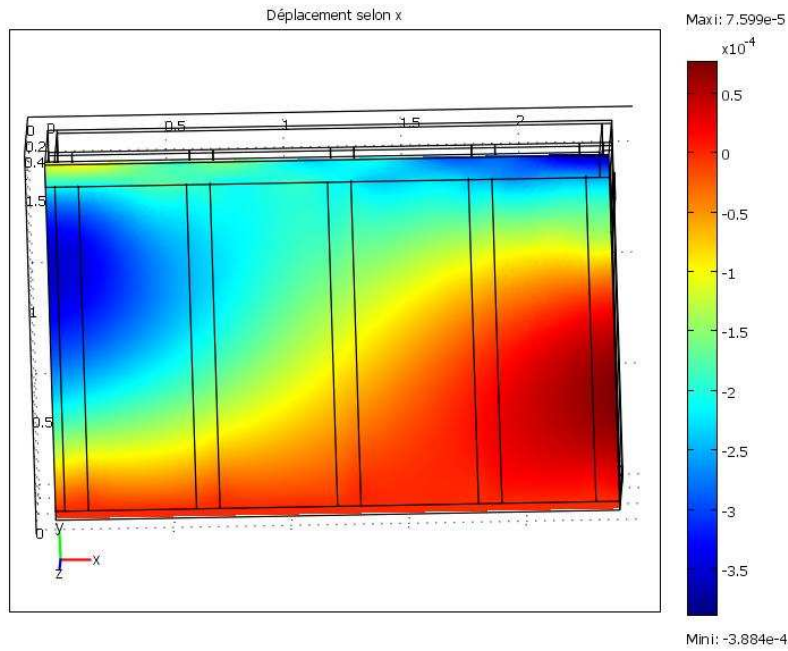


Déplacement selon z coupe dans le plan $x = 0,64\text{m}$

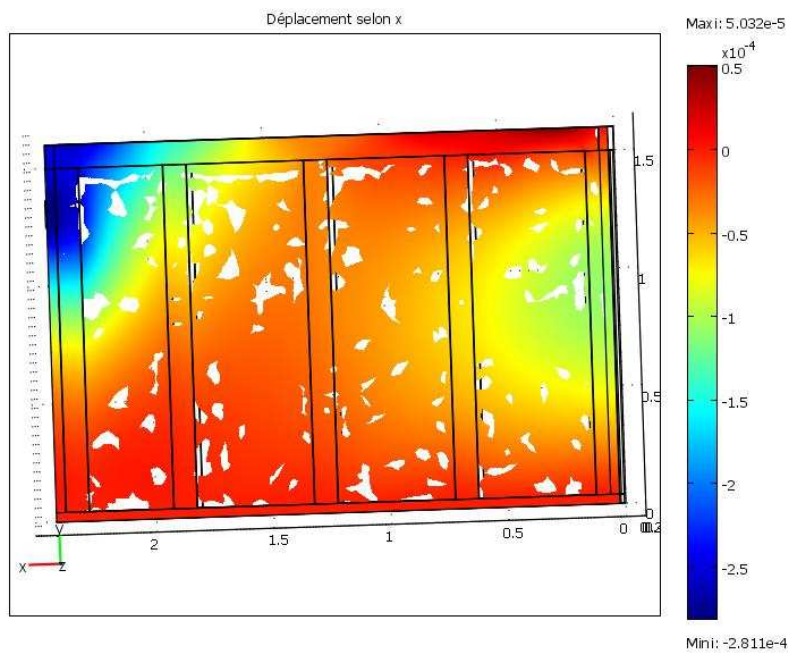


STRUCTURE BOIS AVEC PLAQUES DE MORTIER SOUMISE A UNE CHARGE DE VERTICALE DE 33 kN ET A UNE CHARGE LATÉRALE DE 4,8 kN

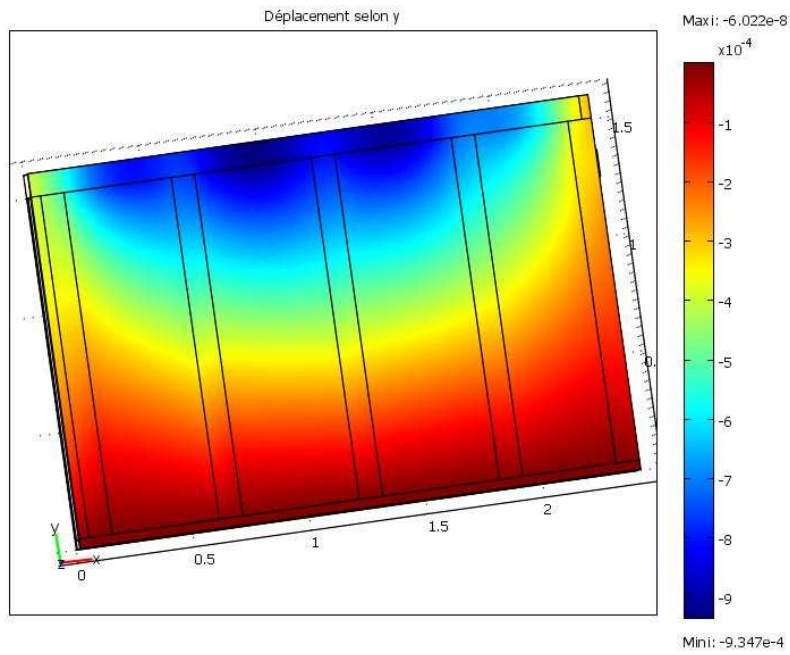
Déplacement selon x face A



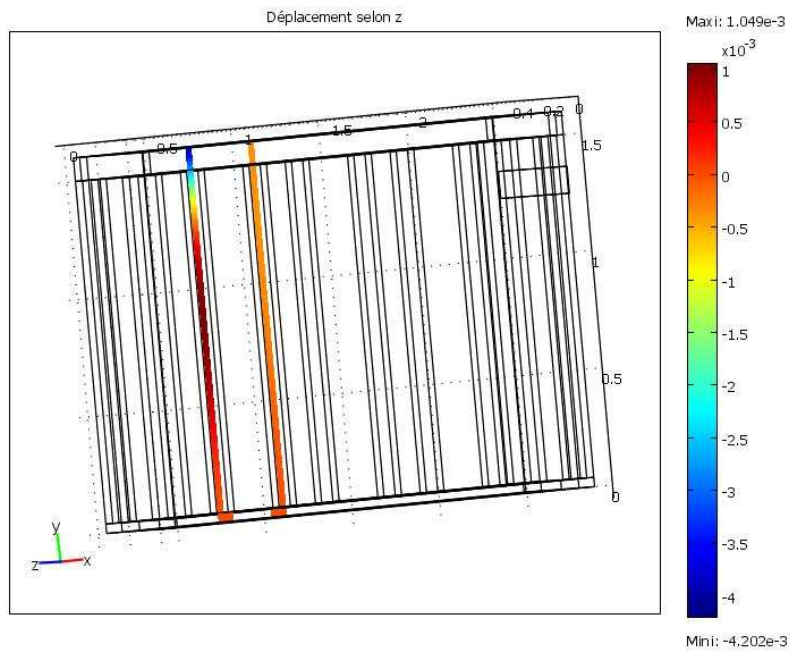
Déplacement selon x face B



Déplacement selon y coupe dans le plan $z=0,42\text{m}$ (face A)

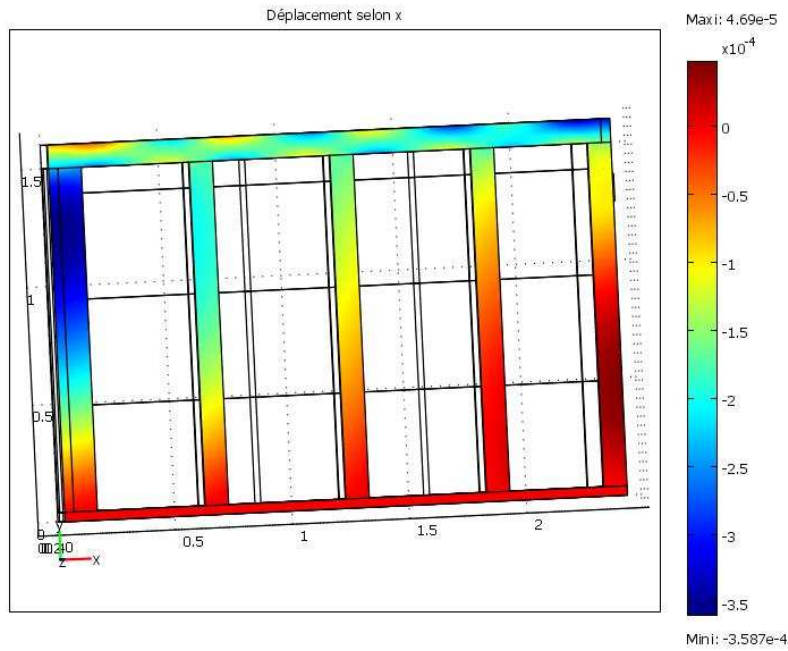


Déplacement selon z coupe dans le plan $x=0,64\text{m}$

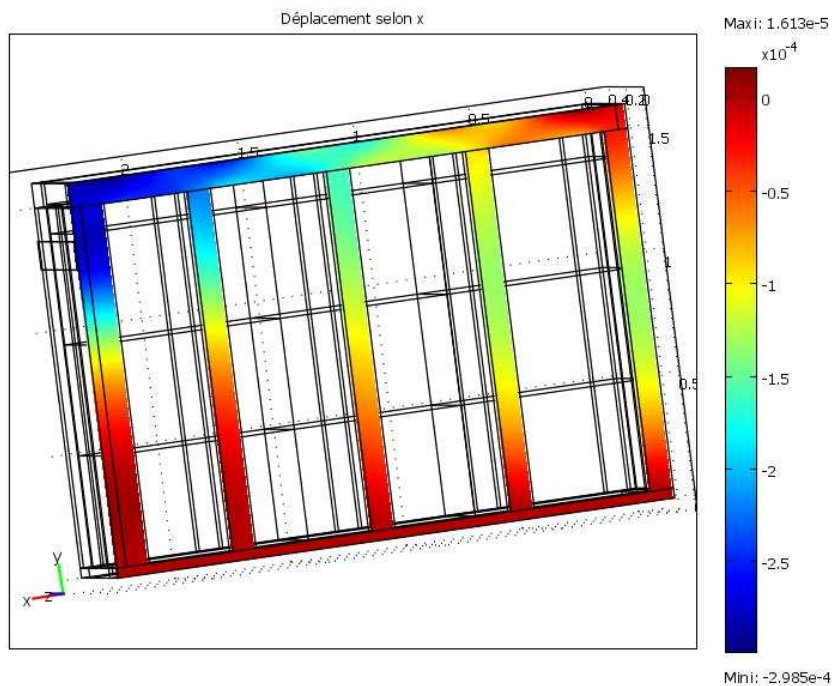


STRUCTURE BOIS AVEC REMPLISSAGE PAILLE SOUMISE A UNE CHARGE DE VERTICALE DE 33 kN ET A UNE CHARGE LATÉRALE DE 4,8 kN

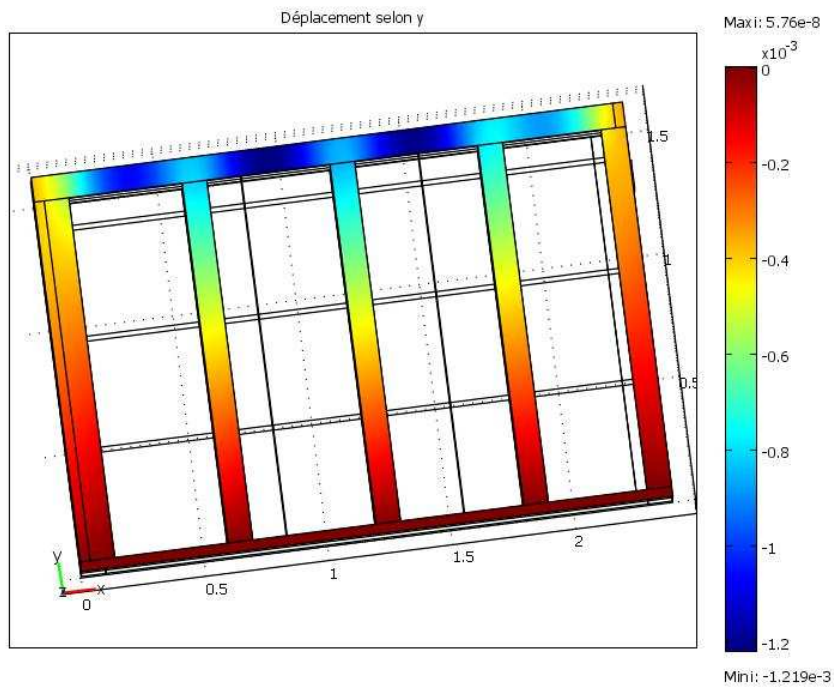
Déplacement selon x face A



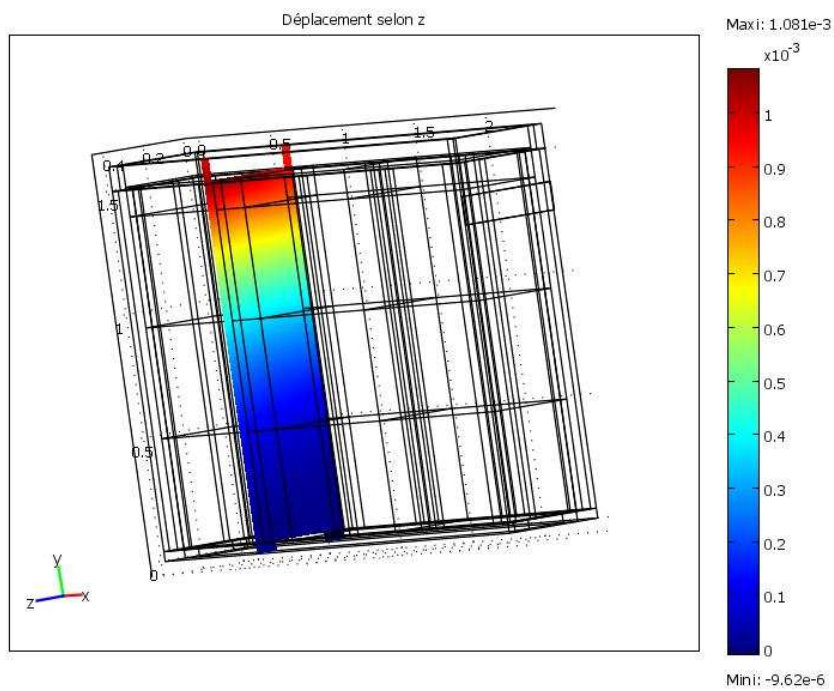
Déplacement selon x face B



Déplacement selon y coupe dans le plan $z=0,42$ m

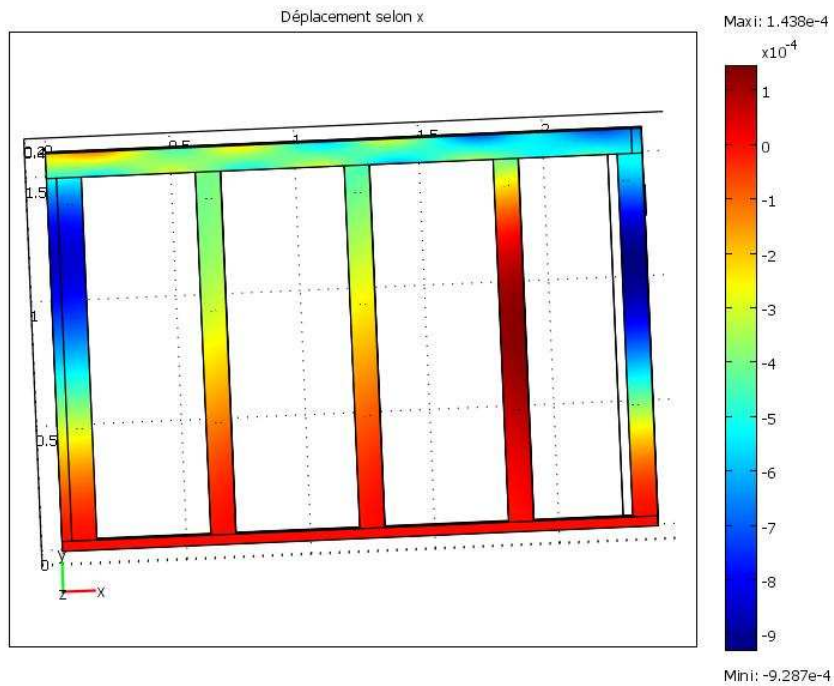


Déplacement selon z coupe dans le plan $x=0,64$ m

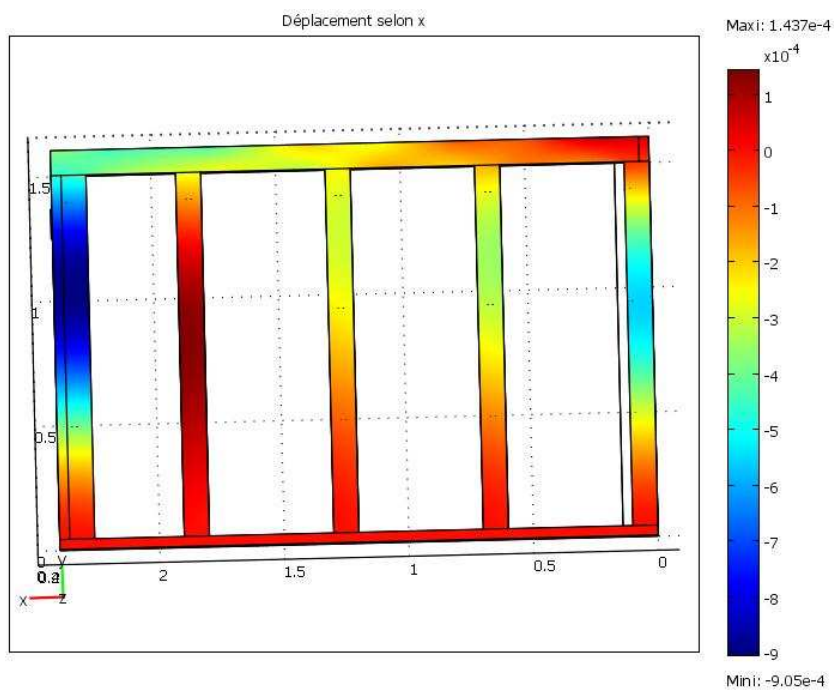


STRUCTURE BOIS AVEC FEUILLARDS METALLIQUES SOUMISE A UNE CHARGE DE VERTICALE DE 33 kN ET A UNE CHARGE LATÉRALE DE 4,8 kN

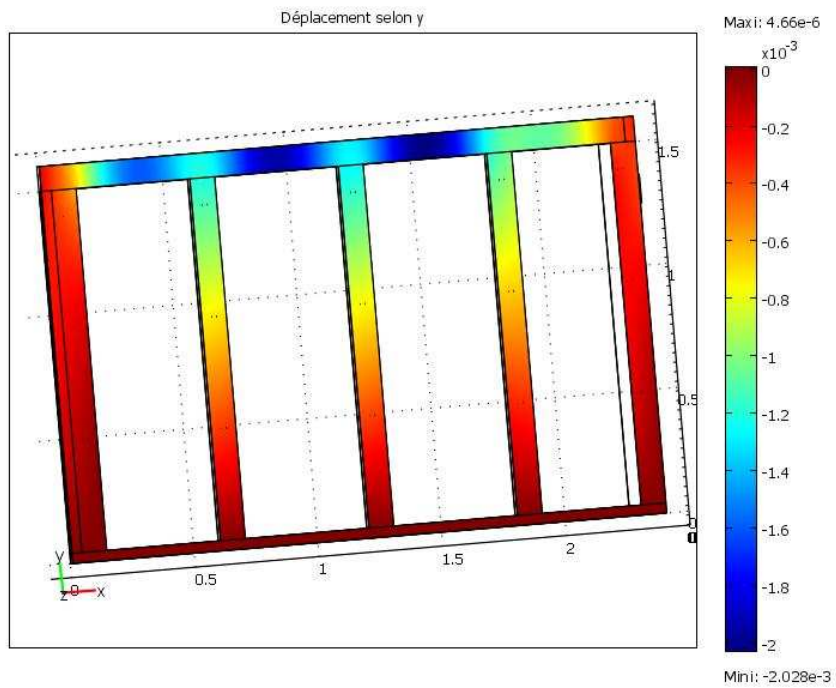
Déplacement selon x face A



Déplacement selon x face B



Déplacement selon y coupe dans le plan $z = 0,42\text{m}$



Déplacement selon z coupe dans le plan $x=0,64\text{m}$

