

UNIVERSITÉ DE BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Laboratoire de Géo matériaux et Génie Civil

THÈSE DE DOCTORAT

Spécialité: Génie civil

ÉVALUATION NUMÉRIQUE DE LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES
PANNEAUX DE CONTREVENTEMENT EN PROFILÉS FORMÉS À FROID

Par

Idriss ROUAZ

Devant le jury composé de :

K. Abed	Professeur, Université de Blida 1	Président
M. Menadi	Professeur, Université de Blida 1	Examineur
F. Ammari,	Professeur, Université de l'USTHB	Examineur
R. Taleb	MCA, Université de Blida 1	Examineur
M. Remki	Maitre de recherche, CGS	Examineur
N. BOURAHLA	Professeur, Ecole de l'E N P	Directeur de thèse

Blida-1,2019

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier en tout premier lieu, **Dieu**, le tout puissant, de m'avoir aidé à surmonter toutes les dures épreuves et moments difficiles pour aboutir à la fin de ce travail.

J'adresse toute ma reconnaissance à mon encadreur, Mr. Nouredine BOURAHLA, Professeur à l'ENP, pour m'avoir fait confiance et m'avoir dirigé pendant ces années. Je tiens tout particulièrement à le remercier pour sa patience tout au long de ce travail, ainsi que pour la richesse de ses idées, qu'il trouve ici l'expression de ma respectueuse gratitude.

Mes pensées vont vers ma famille, mes parents et ma chère épouse, qui m'ont soutenus à poursuivre mes études jusqu'à aujourd'hui.

Que soient également remerciés tous les membres du jury, pour l'honneur et l'intérêt qu'ils m'ont accordé en acceptant d'examiner et d'évaluer ma thèse.

J'adresse aussi mes remerciements à Dr Smail KECHEDI, Said SAKHRAOUI, M^{elle} Malika BEREDIAF, Chrifa CHARFA pour leurs assistances et conseils précieux.

Toute ma reconnaissance aux personnels du Centre National d'Etude et de Recherche Intégrées du Bâtiment « CNERIB », en particulier à Mr. Mahdad M'Hamed pour sa contribution à la concrétisation de la partie expérimentale de ce travail.

Je n'oublierai pas de remercier les entreprises FRAMEMETAL et EJC pour leurs précieuses aides à la fabrication des échantillons d'assemblage pur cette thèse.

Je suis reconnaissant à notre département de génie civil et à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation depuis ma première inscription dans ce département avec beaucoup de dévouement et de compétence.

Mes remerciements les plus sincères à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

A vous tous merci.

ملخص

يتم استخدام الهياكل القائمة على المقاطع المشكلة على البارد على نحو متزايد كبديل آخر للخرسانة والفولاذ المشكل على الساخن. في هذا النوع من الهياكل، جدران القص اللوحية (SWP) من الصفائح الهيكلية الفولاذية المسطحة، المموجة أو ألواح مقوية مموجة (OSB) هي أنظمة التقوية الأكثر استخدامًا لمقاومة القوى الأفقية بسبب الرياح أو الزلزال. ومع ذلك، الجانب المعماري أو الوظيفي يفرض متطلبات معينة، مثل إدخال الفتحات (الباب أو النافذة) ونسب مختلفة ارتفاع / طول لأبعاد SWP القياسية. وبالتالي وجود تأثير كبير على قوة لوحات التثبيت.

هذا العمل يتمثل في تقييم مقاومة بعض الصفائح الهيكلية الفولاذية المسطحة SWPs ودراسة تأثير الفتحات على مقاومة SWP من ألواح مموجة فولاذية وألواح مقوية مموجة (OSB). تم تطوير تقنية نمذجة العناصر المحدودة، مع الأخذ بعين الاعتبار مقاومة التجميع اللاخطية للوحة الهيكلية ابتداءً من الاختبارات التجريبية التي تحكم الاستجابة الشاملة لجدران القص اللوحية (SWP). تؤخذ في الاعتبار أيضًا النمذجة الدقيقة اللاخطية الهندسية والمواد. يتم التحقق من صحة نتائج التحليل الاخطي مع نتائج التجربة الناتجة عن الأعمال البحثية الموجودة في الأعمال السابقة. كما أجريت دراسة حدية لتقييم مقاومة SWPs مع نسب مختلفة ارتفاع / طول من تلك المنصوص عليها في قواعد الحساب؛ سيكون من الضروري أيضًا دراسة تأثير موضع الفتحات وتقليل أسطحها على مقاومة SWPs الخاصة بها.

الكلمات المفتاحية: حديد مشكل على البارد، ألواح تربيط SWP، مقاومة القص، سلوك لاخطي، نمذجة بالعناصر المحدودة.

الكلمات الرئيسية: جدار القص، نموذج تباطؤ، قوة القص، نمذجة العناصر المحدودة، Abaqus، تحليل غير خطي.

Résumé

Les structures à base de profilés formés à froid sont de plus en plus utilisées comme un autre alternatif à celui du béton et de l'acier laminé à chaud. Dans ce type de structures, les panneaux de contreventements (Shear Walls Panel « SWP ») avec plaques structurelles en acier plat ou ondulé et en OSB (Oriented Strand Board) sont les systèmes de contreventement les plus utilisés pour résister aux forces horizontales dues au vent ou au séisme. Cependant, l'aspect architectural ou de fonctionnalité imposent certaines exigences, telles que l'introduction des ouvertures (porte ou fenêtre) et des rapports hauteur/longueur différents des dimensions des SWP normalisés, ayant par conséquent un effet considérable sur la résistance de ses panneaux de contreventement.

L'objectif de ce travail consiste à évaluer la résistance de certaines SWPs avec plaques structurelles plates en acier ayant différents rapports hauteur/longueur, et d'étudier l'effet des ouvertures sur la résistance des SWP avec plaques ondulées en acier et avec plaques en OSB (Oriented Strand Board). Une technique de modélisation en éléments finis est développée, prenant en compte la résistance non-linéaire de l'assemblage de la plaque structurelle-ossature à partir des essais expérimentaux qui gouvernent la réponse globale du SWP. La non-linéarité géométrique et du matériau sont aussi prises en considération par cette micro-modélisation. Les résultats de l'analyse non-linéaire sont validés avec ceux de l'expérimentation issue des travaux de recherches existants dans la littérature. Une étude paramétrique est aussi menée dans le but d'évaluer la résistance des SWPs avec des rapports hauteur/longueur différents de ceux fournis par les règlements de calcul ; il s'agira également d'étudier l'effet de la position des ouvertures et la réduction de leurs surfaces sur la résistance de ses SWPs.

Mots clés : Acier formé à froid, mur de contreventement, résistance au cisaillement, modélisation en éléments finis, analyse non-linéaire.

Abstract

The construction of structures based on cold-formed steel is increasingly used as an alternative to that of concrete and hot-rolled steel. In such as structures, Shear Wall Panel (SWP) with steel plate, corrugated steel or OSB (Oriented Strand Board) sheathing is the most used as lateral load resisting system to the horizontal forces due to wind or earthquake. However, the architectural or functional aspect involves some requirements, such as the introduction of the openings (door or window) and some height/length ratios of SWP different from the standardized dimensions, thus having a considerable effect on the strength of the SWP.

This aim of this work is to evaluate the shear strength of some SWPs with flat steel sheathing for different height/width ratio, and to study the effect of the openings on the strength of the SWP with corrugated steel and OSB sheathing. A finite element modeling technique is developed; taking into account the non-linear strength of the sheathing-to-framing connection from the experimental tests that governs the SWP's overall response. Geometric and material non-linearity is also taken into account in this micro-modeling. The results of the non-linear analysis are validated with those of the experiment resulting from the research work existing in the literature. A parametric study was also conducted in order to evaluate the resistance of the SWPs with other height/length ratios that are not provided by the code, as well as to study the openings effect of the position of and the reduction of their surfaces.

Key words: cold-formed steel, shear Wall Panel, shear strength, Finite element modelling, Abaqus, Non-linear analysis.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS.....	2
RESUME.....	3
TABLE DES MATIERES.....	4
LISTES DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX.....	9
INTRODUCTION.....	14
1 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	19
1.1 Introduction.....	19
1.2 Structures métalliques à base de profilés formés à froid.....	19
1.3 Systèmes de contreventement.....	21
1.4 Détermination de la résistance des systèmes de contreventement.....	24
1.4.1 Approche expérimentale.....	24
1.4.1.1 Essais à chargement monotone.....	26
1.4.1.2 Essais à chargement cycliques.....	26
1.4.1.3 Littérature sur les travaux réalisés sur les Shear Wall Panel.....	29
1.4.1.4 Paramètres influençant sur la résistance des SWPs.....	39
1.4.1.5 Modes de rupture des SWPs.....	39
1.4.1.6 Effet d'ouverture sur la résistance des SWPs.....	40
1.4.2 Approche analytique.....	43
1.4.2.1 Modèle en diagonales.....	43
1.4.2.2 Modèle en diagonales équivalentes.....	46
1.4.2.3 Modèle à une seule bande efficace.....	49
1.4.2.4 Modèle à plusieurs bandes « Strips model ».....	55
1.4.2.5 Modèle de résistance simplifié (Simplified Strength Model : SSM).....	57
1.4.2.6 Calcul de la résistance au cisaillement des SWP pris dans son ensemble ...	62
1.4.3 Approche numérique par loi de comportement.....	66
1.4.3.1 Analyse globale par une macro-modélisation.....	66
1.4.3.2 Analyse par une micro-modélisation.....	66
1.4.3.3 Lois de comportement.....	67
1.5 Conclusion.....	73
2 ETUDE DE LA RESISTANCE D'ASSEMBLAGE DES PLAQUES FORMES A FROID.....	74

2.1	Introduction.....	74
2.2	Etude expérimentale	74
2.2.1	Préparation des échantillons	74
2.2.2	Moyen et exécution des essais.....	76
2.2.2.1	Moyen d'essais.....	76
2.2.2.2	Exécution des essais	78
2.2.3	Programme d'essais	80
2.2.4	Résultats et discussions	81
2.2.4.1	Mode de rupture	81
2.2.4.2	Résistance de l'assemblage	82
2.2.4.3	Comparaison de la résistance entre l'assemblage à une seule vis et à deux vis.....	90
2.3	Etude numérique.....	91
2.3.1	Outil numérique.....	92
2.3.1.1	Présentation logiciel	92
2.3.1.2	Présentation des différents types d'éléments du logiciel ABAQUS.....	93
2.3.1.3	Choix des unités et éléments	93
2.3.1.4	Étapes de modélisation.....	94
2.3.2	Modélisation en éléments finis	95
2.3.2.1	Type d'éléments et maillage	95
2.3.2.2	Assemblage	96
2.3.2.3	Conditions aux limites et analyse numérique.....	97
2.3.2.4	Introduction des caractéristiques mécaniques	98
2.3.3	Validation des résultats et discussions.....	100
2.3.3.1	Plasticité et déformation de l'assemblage	100
2.3.3.2	Résistance et comportement non-linéaire	101
2.4	Conclusion	103
3	ÉVALUATION DE LA RESISTANCE DES SWPs AVEC DIFFERENTS RAPPORTS HAUTEUR/LONGUEUR.....	105
3.1	Introduction.....	105
3.2	Configuration géométrique des SWPs testés.....	106
3.3	Caractéristiques mécaniques.....	107

3.3.1 Non-linéarité du matériau	108
3.3.2 Non-linéarité de l'assemblage	109
3.3.2.1 Assemblage plaque structurelle-éléments d'ossature.....	109
3.3.2.2 Assemblage entre les éléments de l'ossature	110
3.4 Modélisation en éléments finis	112
3.4.1 Type d'élément et maillage	113
3.4.2 Conditions aux limites et analyse numérique	114
3.5 Validation des résultats.....	114
3.5.1 Réponse force-déplacement.....	114
3.5.2 Espacement des vis	116
3.5.3 Epaisseur de la plaque structurelle	118
3.5.4 Mode de rupture.....	120
3.6 Evaluation de la résistance des SWPs avec différents rapports hauteur/longueur	122
3.6.1 Effet de l'extrapolation de la résistance d'un SWP	122
3.6.2 Effet de l'espacement des vis	124
3.6.3 Effet de l'épaisseur de la plaque structurelle	125
3.7 Conclusion	126
4 EFFETS DES OUVERTURES SUR LA RESISTANCE DES CFS-SWP.....	128
4.1 Introduction.....	128
4.2 SWP avec plaques structurelles en acier ondulé.....	128
4.2.1 Configuration géométrique des SWPs testés.....	128
4.2.2 Caractéristiques mécaniques.....	130
4.2.2.1 Non-linéarité du matériau	130
4.2.2.2 Non-linéarité de l'assemblage.....	131
4.2.3 Modélisation en éléments finis	133
4.2.4 Validation des résultats.....	133
4.2.4.1 Réponse force-déplacement	133
4.2.4.2 Modes de rupture.....	135
4.2.5 Etudes paramétriques.....	137
4.2.5.1 Effet de la position de l'ouverture.....	139
4.2.5.2 Effet de la surface d'ouverture dans différentes positions	141
4.3 SWP avec plaques structurelles en OSB	142

4.3.1	Caractéristiques mécaniques.....	143
4.3.2	Modélisation en éléments finis	144
4.3.3	Validation des résultats.....	146
4.3.3.1	Réponse force-déplacement	146
4.3.3.2	Mode de rupture	147
4.3.4	Etudes paramétriques.....	148
4.3.4.1	Effet de la position de l'ouverture.....	149
4.3.4.2	Effet de la surface d'ouverture dans différentes positions	151
4.4	Conclusion	152
5	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	154
6	REFERENCES.....	157
	ANNEXES	163
A.	Exemples d'applications	
B.	Caractéristiques techniques de la machine MTS Criterion série 45	
C.	Résultats de l'étude expérimentale de l'assemblage avec une seule vis	
D.	Résultats de l'étude expérimentale de l'assemblage avec deux vis	

LISTES DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1 : Systèmes de contreventement en treillis	21
Figure 1.2 : Composantes d'un SWP	22
Figure 1.3 : Sollicitation des éléments d'un SWP sous une charge horizontale.....	23
Figure 1.4 : Schéma d'installation du spécimen d'essai.....	25
Figure 1.5 : Vue sur le spécimen au laboratoire	25
Figure 1.6 : Installation des LVDT	25
Figure 1.7 : Configuration des spécimens SWP étudiés.....	31
Figure 1.8 : Modèle élasto-plastique équivalent.....	32
Figure 1.9 : Modes de rupture observés durant les essais.....	35
Figure 1.10 : Modes de rupture observés durant les essais.....	36
Figure 1.11 : Spécimen sous chargement avec plaque structurelle ondulée.....	37
Figure 1.12 : Système de blocage des montants	38
Figure 1.13 : Mécanisme de rupture d'assemblage d'un SWP.....	40
Figure 1.14 : SWP de type I sans transfert de forces autour des ouvertures	41
Figure 1.15 : SWP de type II avec transfert de forces autour des ouvertures.....	41
Figure 1.16 : Systèmes de contreventement en diagonales	45
Figure 1.17 : Schéma illustratif des diagonales équivalentes	47
Figure 1.18 : Champ de tension (traction) dans la plaque structurelle en acier.....	50
Figure 1.19 : Modèle de la bande efficace d'une tôle structurelle en acier	50
Figure 1.20 : Sollicitation développée dans la bande efficace.....	53
Figure 1.21 : Schémas de la bande efficace.....	53
Figure 1.22 : Largeur maximale de la bande efficace.....	54
Figure 1.23 : Modèle à bandes (Strip model)	56
Figure 1.24 : Distribution de la force dans les éléments du panneau (montants et traverses).....	58
Figure 1.25 : Distribution de la force dans les éléments de l'assemblage	58
Figure 1.26 : Distribution de force latérale sur l'élément de fixation.....	64
Figure 1.27 : Modèle bilinéaire de l'énergie élasto-plastique équivalente EEEP	68
Figure 1.28 : Modèle multilinéaire de l'énergie équivalente EEEP	69
Figure 1.29 : Comportement hystérésis force-déformation	72
Figure 1.30 : Modèle multilinéaire plastique pivot.....	72

Figure 2.1 : Vis d'assemblage pour les éléments en PFF	75
Figure 2.2 : Dimensions de l'éprouvette d'assemblage	75
Figure 2.3 : Vue sur les échantillons assemblés	75
Figure 2.4 : Principales composantes de la machine MTS-C45	77
Figure 2.5 : Machine MTS- C45 CNERIB	79
Figure 2.6 : Echantillons d'assemblage sous chargement	80
Figure 2.7 : Rupture de l'assemblage avec une seule vis	81
Figure 2.8 : Rupture de l'assemblage avec deux vis.....	82
Figure 2.9 : Résistance de l'assemblage avec une seule vis	83
Figure 2.10 : Résistance de l'assemblage avec deux vis	84
Figure 2.11 : Comparaison de la résistance d'assemblage entre différentes épaisseurs de nuance $f_y = 345$ MPa.....	91
Figure 2.12 : Comparaison de la résistance d'assemblage entre différentes épaisseurs de nuance $f_y = 230$ MPa.....	91
Figure 2.13 : Différents types d'éléments disponibles dans la bibliothèque d'ABAQUS. .	93
Figure 2.14 : Guide du choix des éléments.....	94
Figure 2.15 : Configuration des connexions entre les surfaces des plaques d'assemblage .	96
Figure 2.16 : Modélisation de l'assemblage série S-07	97
Figure 2.17 : Contrainte-déformation de l'acier (grade G50- ASTM).	98
Figure 2.18 : Courbe enveloppe du comportement non-linéaire de la vis.....	99
Figure 2.19 : Rupture de l'assemblage avec une seule vis	101
Figure 2.20 : Résistance de l'assemblage par analyse statique générale	102
Figure 2.21 : Résistance de l'assemblage par analyse dynamique implicite-quasi statique	103
Figure 3.1 : Configuration géométrique des panneaux de contreventement testés.....	107
Figure 3.2 : Contrainte-déformation de l'acier	108
Figure 3.3 : Dimensions du spécimen.....	109
Figure 3.4 : Spécimen sous chargement	109
Figure 3.5 : Assemblage plaque structurelle-ossature (0,76 mm-1,09 mm).....	110
Figure 3.6 : Assemblage plaque structurelle-ossature (0,46 mm-1,09 mm).....	110
Figure 3.7 : Assemblage entre les éléments de l'ossature	111
Figure 3.8 : Schéma des sollicitations développées dans la vis d'assemblage	112

Figure 3.9 : Modalisation en EF du CFS-SWP.....	113
Figure 3.10 : Réponse force-déplacement avec différents rapports h/w.....	115
Figure 3.11 : Comparaison des résultats de l'effet d'espacements des vis.....	117
Figure 3.12 : Effet de la variation de l'espacement des vis sur la résistance un SWP de rapport fixe	118
Figure 3.13 : Réponses des SWP avec deux plaques structurelles d'épaisseurs différentes	119
Figure 3.14 : Mode de rupture du SWP de longueur de 610 mm.....	121
Figure 3.15 : Mode de rupture du SWP de longueur de 1220 mm.....	121
Figure 3.16 : Mode de rupture du SWP de longueur de 1830 mm.....	121
Figure 3.17 : Mode de rupture du SWP de longueur de 2440 mm.....	122
Figure 3.18 : Effet d'extrapolation de la résistance sur différentes longueurs SWPs	123
Figure 3.19 : Variation de l'effet d'espacement des vis sur SWPs avec différents rapports h/w (sh = 0,76 mm).....	125
Figure 3.20 : Variation de l'effet d'espacement des vis sur SWPs avec différents rapports h/w (sh = 0,46 mm).....	125
Figure 4.1 : Vue du SWP avec plaque structurelle ondulée.....	129
Figure 4.2 : Elements du SWP.....	129
Figure 4.3 : Assemblage des plaques structurelles-ossature.....	130
Figure 4.4 : Contrainte-déformation de l'acier grade G50- ASTM.....	131
Figure 4.5 : Résistance d'assemblage force-déplacement	131
Figure 4.6 : Dimensions du spécimen.....	132
Figure 4.7 : Spécimen sous chargement	132
Figure 4.8 : Résistance de l'assemblage entre éléments de l'ossature.....	132
Figure 4.9 : Maillage des éléments du SWP.....	133
Figure 4.10 : Réponse force-déplacement du SWP	134
Figure 4.11 : Localisation de la rupture d'assemblage d'un SWP sans ouverture	136
Figure 4.12 : Modes de rupture du SWP avec ouverture.....	137
Figure 4.13 : Positions des ouvertures.....	138
Figure 4.14 : Réponse des SWPs avec différentes positions et surfaces d'ouverture	139
Figure 4.15 : Ruptures des SWPs avec ouvertures de position N°03.....	141
Figure 4.16 : Effet de la surface d'ouverture avec les trois positions.....	142

Figure 4.17 : Schéma des rigidités de la plaque structurelle en OSB.....	143
Figure 4.18 : Résistance d'assemblage OSB-Ossature en acier	144
Figure 4.19 : Modélisation en EF du SWP avec plaque structurelle en OSB.....	145
Figure 4.20 : Réponse force-déplacement du SWP sans ouverture	146
Figure 4.21 : Réponse force-déplacement du SWP avec ouverture	146
Figure 4.22 : Déformation du SWP	148
Figure 4.23 : Réponse des SWPs avec différentes positions et surfaces d'ouvertures	149
Figure 4.24 : Ruptures des SWPs avec ouvertures de position N°03.....	151
Figure 4.25 : Effet de la surface d'ouverture avec les trois positions.....	152

Tableau 1.1 : Emplacement des capteurs sur SWP	26
Tableau 1.2 : Résistance nominale (kN/m) pour un dimensionnement sous vent.....	27
Tableau 1.3 : Résistance nominale (kN/m) pour un dimensionnement sous séisme.....	28
Tableau 1.4 : Spécimens d'essai et leurs configurations, Branston et al. (2006)	34
Tableau 1.5 : Valeurs du coefficient C_a	43
Tableau 2.1 : Matrice des essais des assemblages avec vis.....	80
Tableau 2.2 : Unités proposées par le manuel du logiciel Abaqus	93
Tableau 3.1 : Caractéristiques géométriques des éléments.....	106
Tableau 3.2 : Caractéristiques mécaniques des éléments du SWP.....	108
Tableau 3.3 : Résultats des essais d'assemblage	111
Tableau 3.4 : Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux	116
Tableau 3.5 : Effet de l'espacement des vis sur un SWP de rapport h/w égal à 2 :1.....	116
Tableau 3.6 : Résistance du SWP de 0,76 mm d'épaisseur de la plaque structurale.....	119
Tableau 3.7 : Résistance des SWPs avec différents espacements des vis	124
Tableau 3.8 : Effet de l'épaisseur de la plaque sur la résistance des SWPs	126
Tableau 4.1 : Caractéristiques géométriques des éléments du SWP.....	130
Tableau 4.2 : Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux	135
Tableau 4.3 : Effet de la position de l'ouverture de type porte	140
Tableau 4.4 : Effet de la position de l'ouverture de type fenêtre.....	140
Tableau 4.5 : Caractéristiques mécaniques de la plaque structurale en OSB.....	143
Tableau 4.6 : Comparaison de la résistance du SWP (numérique & expérimentale).....	147
Tableau 4.7 : Effet de la position de l'ouverture de la porte	150
Tableau 4.8 : Effet de la position de l'ouverture de la fenêtre.....	150

INTRODUCTION

1. Généralités

De nos jours, la construction en charpente métallique légère à base de Profilé Formé à Froid appelé communément « structures en PFF » ou encore (Cold Formed Steel : CFS) est devenue une alternative très prometteuse qui peut concurrencer la construction en charpente métallique laminée à chaud. Compte tenu des divers avantages qu'elles présentent, les structures en profilés formés à froid ont pris de l'ampleur à travers le monde, et sont de plus en plus introduites en Algérie. Leur domaine d'application est très varié et peut répondre aussi bien à des besoins en équipements scolaires, hospitaliers et logements avec des délais et des coûts très appréciables et pour une durabilité comparable aux structures traditionnelles en charpente métallique laminée à chaud.



Figure 1 : Structure métallique à base de profilés formés à froid

Une structure métallique à base de profilés formés à froid est composée d'un assemblage de panneaux de murs (ossature) constitué de montants et de traverses revêtus de plaques en acier, en bois ou en tout autre matériau, et de planchers composés de solives et poutres sur lesquels est posé un bac en acier revêtu d'une chape légère en béton ou un platelage en bois complété par un revêtement de sol. Ces panneaux sont généralement assemblés par des vis.

Vis-à-vis des charges dues aux vents ou/et au séisme, les panneaux de mur revêtus de leurs plaques structurelles constituent généralement les systèmes de contreventement

appelés communément « Shear Wall Panel ou encore SWP ». La résistance et le comportement global de ses panneaux de contreventement dépendent fortement de la capacité de résistance d'assemblage entre les éléments de l'ossature (cadre) du panneau et les plaques structurelles de contreventement.

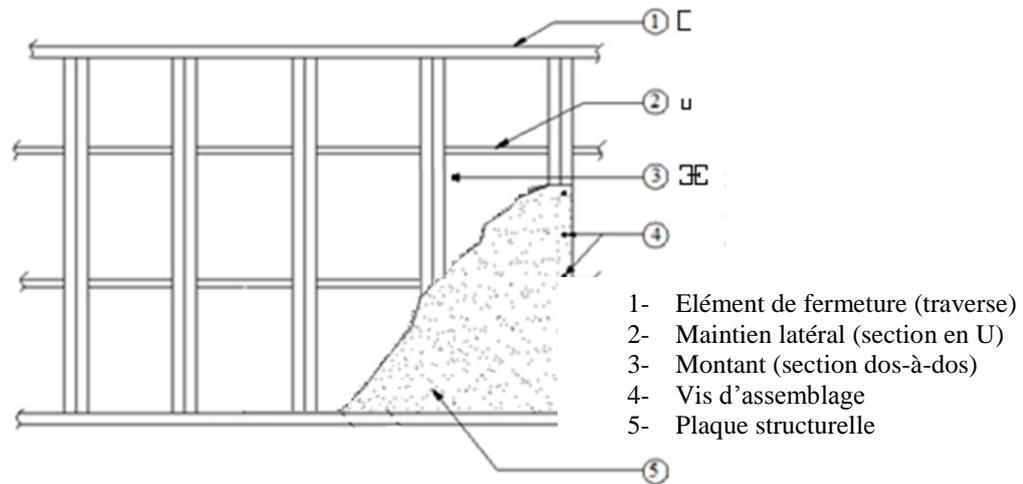


Figure 2 : Ossature d'une structure à base d'acier formé à froid

2. Problématique

A l'heure actuelle, au niveau international, beaucoup d'efforts et de recherches sont consentis sur la stabilité des structures métalliques en PFF vis-à-vis des sollicitations horizontales. L'introduction des panneaux de contreventement dans ce type de structure, représentent une part importante des travaux effectués portant sur la détermination de leur résistance et comportement au cisaillement sous des charges horizontales.

Plusieurs paramètres peuvent influencer la résistance de ces systèmes de contreventement. Pour des raisons de fonctionnalité, par exemple l'aspect architectural impose des dimensions des panneaux de contreventement différentes et dont le rapport hauteur/longueur influe d'une manière significative sur la résistance et sur le comportement de ces SWPs. En outre, les ouvertures imposées au droit des panneaux de contreventement en plaques structurelles en acier ou en bois ont un effet important sur la résistance de ces SWPs. Ces derniers étant constitués de plusieurs éléments très minces présentant également des sensibilités d'instabilité complexes, il s'avère que l'approche expérimentale est couteuse

et limitée en nombre d'essais ainsi que l'approche numérique présente des difficultés de modélisation pour prendre en compte tous les sources de non-linéarités de ces systèmes de contreventement. Il s'agit donc de développer une méthodologie d'analyse numérique validée par des résultats expérimentaux qui permet d'investiguer la résistance et le comportement des SWPs dans diverses conditions d'utilisation en pratique.

3. Objectif du travail

Ce travail consiste à développer une technique de modélisation détaillée en éléments finis d'un panneau de contreventement en plaques structurelles (acier plats, acier ondulé et bois). Les résultats numériques de cette micro-modélisation seront validés par les données expérimentales disponibles dans la littérature. Le modèle validé sera ensuite utilisé pour investiguer la résistance et le comportement élastique et post-élastique des SWPs en tenant compte de l'effet des différents rapports hauteur/longueur et de la présence des ouvertures sur la résistance et le comportement des SWPs.

4. Organisation de la thèse

Afin d'atteindre les objectifs cités ci-dessus, cette thèse est structurée en quatre chapitres, encadrés par une introduction et des conclusions, répartis comme suit :

Dans le **premier chapitre**, une recherche bibliographique a été menée essentiellement sur les approches de détermination de la résistance des systèmes de contreventements. Par ailleurs, des exemples assez détaillés sont annexés pour mettre en exergue l'utilisation de ces derniers.

L'élaboration d'une étude expérimentale sur la résistance des assemblages des plaques formés à froid a fait l'objet du **deuxième chapitre**, suivie d'une validation d'une technique de modélisation d'assemblage.

Le **troisième chapitre**, l'évaluer de la résistance des SWPs avec différents rapports hauteur/longueur (h/w) en utilisant une micro-modélisation. Les résultats numériques du modèle en éléments finis ont été validés avec ceux de l'expérimentation correspondants. Entre autre, l'effet d'extrapolation de la résistance, l'espacement des vis et l'épaisseur de la plaque structurelle sont aussi évalués.

Dans le quatrième chapitre, une analyse non-linéaire a été également effectuée dans le but d'étudier l'effet des ouvertures sur la résistance des SWPs. Le comportement non-linéaire force-déplacement, la résistance ultime, et le mode de rupture du SWP sont validés. Par ailleurs, l'effet de la position de l'ouverture et de sa surface sur la résistance est étudié.

Enfin, le présent travail s'achève par une conclusion générale comportant une synthèse des résultats. Des recommandations qui peuvent constituer une suite à ce travail, ou des perspectives à des futurs travaux de recherche sont également données.

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction

Une introduction sommaire est abordée dans ce chapitre sur les structures en charpente métalliques à base de ces profilés formés à froid. Une attention particulière est portée sur la détermination de la résistance des systèmes de contreventement avec différentes approches, notamment le système de contreventement avec plaque structurelle (Shear Wall Panel : SWP).

1.2 Structures métalliques à base de profilés formés à froid

Les profilés formés à froid sont principalement fabriqués selon deux modes de formage :

- Le formage à froid par galets à l'aide d'une profileuse [1], consiste à faire passer une bande plate en acier à travers une série de galets opposés qui tournent pour déformer progressivement l'acier afin d'obtenir la forme désirée.
- Le formage à froid par pliage à l'aide d'une presse plieuse, consiste à produire un pli complet (déformation plastique permanente) en une seule opération sur la pleine longueur de la bande mère,

Ces profilés sont généralement identifiés par quatre paramètres [2] :

- Hauteur de la section ;
- Type de la section, tels que : montant (Stud S), traverse (Track T), fer plat (Flat F) ;
- Largeur de la semelle ;
- Epaisseur d'élément utilisé.

Par ailleurs, L'opération de formage à froid des bandes d'acier plates, produit une déformation plastique permanente locale dans la section transversale obtenue; induisant une augmentation de la limite élastique et une baisse de ductilité dans les plis par rapport aux autres zones de la section transversale, et par conséquent les propriétés mécaniques ne sont plus homogènes sur toute la section transversale du même élément : elles sont plus importantes aux niveaux des plis (les angles ou les coins) par rapport aux parois planes qui n'ont subi aucune déformation. L'Eurocode 3, Partie 1-3 [3], propose d'évaluer la limite d'élasticité moyenne de calcul, en prenant le minimum des deux formules suivantes :

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb})Knt^2 / A_g \quad (1.1)$$

$$f_{ya} = (f_u - f_{yb})/2 \quad (1.2)$$

Avec :

- f_{ya} : Contrainte élastique moyenne ;
- f_{yb} : Contrainte élastique avant profilage (de base);
- f_u : Contrainte ultime avant profilage (de base);
- t : Epaisseur de calcul de la plaque d'acier nu avant formage à froid ;
- A_g : Section brute de la section transversale brute
- k : Coefficient numérique dépendant du type de formage :
 - $k = 7$ pour le profilage ;
 - $k = 5$ pour les autres méthodes de formage ;
- n : Nombre de plis à 90° de la section transversale avec un rayon.

Néanmoins selon l'Eurocode 3, Partie 1-3 [3] et le code américain AISI S213-07 [4], la limite d'élasticité F_{ya} augmentée par le formage à froid doit être prise en compte uniquement de la façon suivante :

- La résistance de la section transversale d'une barre soumise à une charge axiale de traction ;
- La résistance au flambement lorsque la section soumise à une charge axiale de compression est pleinement efficace ;
- Le moment résistant d'une section transversale comportant des semelles pleinement efficaces.

Les autres caractéristiques mécaniques des plats d'acier pour le formage à froid sont :

- Module d'élasticité : $E = 210\,000$ MPa ;
- Module de cisaillement : $G = E/2(1+\nu)$ MPa ;
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$;
- Coefficient de dilatation linéaire : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ K⁻¹ ;
- Masse volumique : $\gamma = 7850$ kg/m³.

Ces profilés d'acier sont ensuite assemblés dans des ateliers pour former des panneaux de murs ou de planchers, puis transportés et assemblés sur site du projet. Plusieurs systèmes d'assemblage existent tels que : soudure, boulon ou vis [4, 5]. Le règlement AISI (American

Iron and Steel Institut), au même titre que d'autres codes internationaux, impose des limites sur les épaisseurs des pièces à assembler compte tenu de chaque type d'assemblage. En outre, les assemblages par vis entre les éléments du panneau (montants et traverses) sont les plus utilisés dans la réalisation. Cependant, l'assemblage par boulons est utilisé généralement au niveau de la fondation de la structure.

Toutefois, La stabilité et le contreventement de ce type de structure constituent la préoccupation des ingénieurs en génie civil. Tout ouvrage de génie civil doit faire l'objet d'une conception préalable et un choix adéquat du type de système de contreventement à adopter.

1.3 Systèmes de contreventement

Deux types de système contreventements pouvant assurer la stabilité des structures en charpente métallique en PFF, peuvent être adoptés :

- Contreventement par des systèmes en treillis en X ou K (figure 1.1).

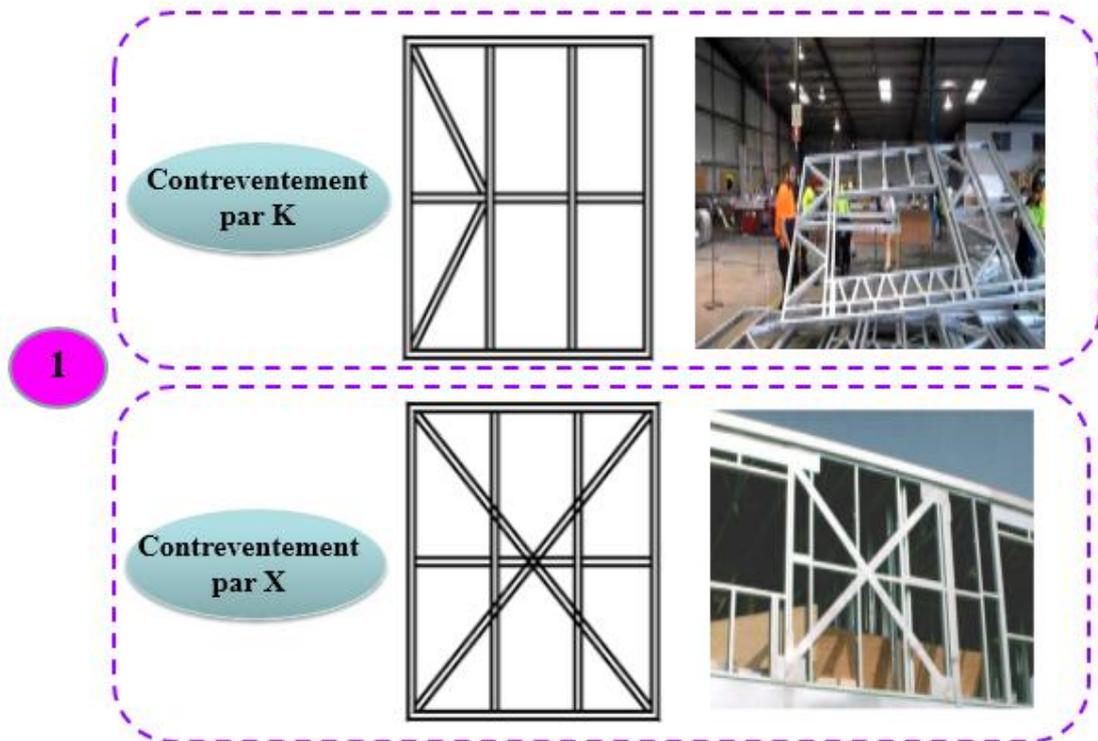


Figure 1.1 : Systèmes de contreventement en treillis [5, 6, 7]

Les systèmes de contreventement en treillis sont directement fixés à l'ossature par l'intermédiaire des platines.

- Contreventement par plaque structurale « SWP : Shear wall panel », (bois, tôle d'acier, ...) [5, 6, 7].

Les systèmes de contreventement SWP sont généralement composés de doubles montants à l'extrémité qui résistent aux efforts axiaux et des montants intermédiaires d'espacement maximal régulier de 610 mm. Sur l'ossature de ce panneau, une plaque structurale en bois ou en acier est fixée à l'aide des vis d'espacement réduit sur la périphérie, et un espacement plus large sur les montants intermédiaires. La figure 1.2 présente les différentes composantes d'un panneau de contreventement [5, 6, 7].

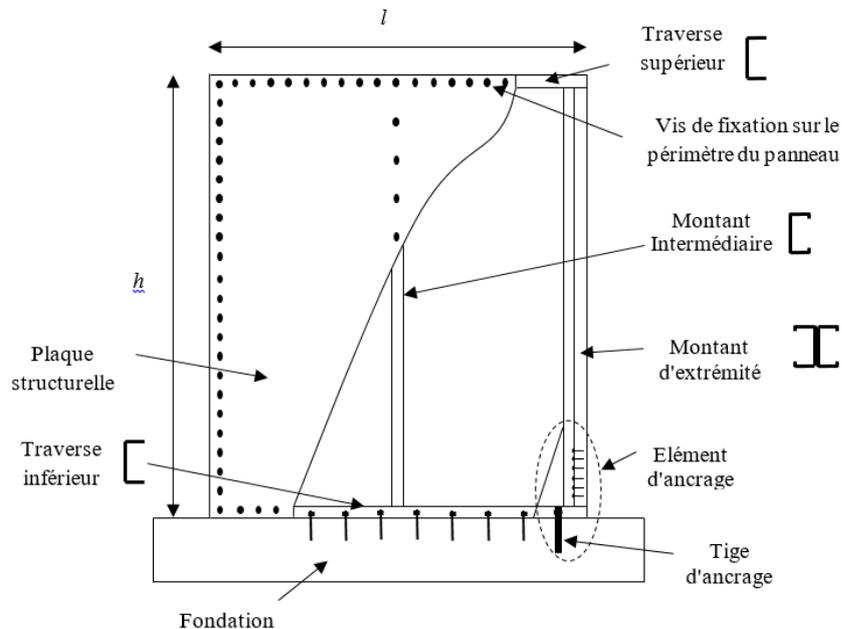


Figure 1.2 : Composantes d'un SWP [5, 6, 7]

Lors de la modélisation, les panneaux de contreventement SWP sont considérés comme une console encastree à la base. Le panneau agit comme l'âme de la poutre et résiste à l'effort tranchant ; les montants d'extrémités résistent à la fois à la traction d'un côté et à la compression de l'autre côté (figure 1.3).

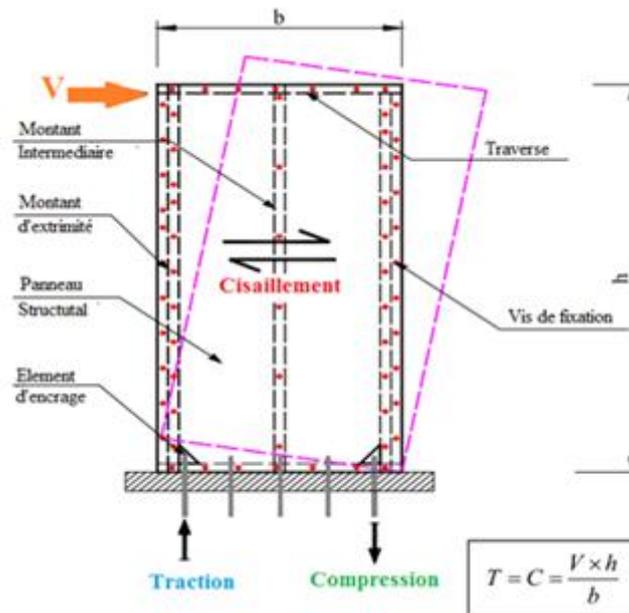


Figure 1.3 : Sollicitation des éléments d'un SWP sous une charge horizontale

Pour les deux types de systèmes de contreventement (en treillis et SWP), l'ancrage aux fondations est assuré par des tiges d'ancrage placées aux extrémités du panneau, et des boulons intermédiaires fixés au sol le long de la traverse inférieure.

Plusieurs travaux de recherches ont été effectués sur les systèmes de contreventement sous charge latérale afin de :

- Déterminer la résistance au cisaillement pour répondre ainsi aux préoccupations des bureaux d'études ;
- Mieux comprendre le comportement et la réponse non-linéaire en terme de force-déplacements ;
- Identifier les paramètres influençant sur la résistance ;
- Identifier les modes de ruptures réels ;
- Elaborer une base de données pour valider les modèles numériques prédictifs.

Les panneaux de contreventement avec plaques structurales connus par leurs grandes résistances au cisaillement, et qui permettent aussi l'introduction des ouvertures pour des raisons architecturales et de fonctionnalités, sont les plus utilisés dans la réalisation. A cet effet, une intention particulière est mise sur la détermination de leurs résistances.

1.4 Détermination de la résistance des systèmes de contreventement

Afin d'effectuer une bonne conception et dimensionnement des systèmes de contreventement à base de profilés formés à froid, ce travail consiste à présenter les différentes approches développées pour la détermination des performances sismiques des panneaux de contreventement sous des sollicitations horizontales, notamment la résistance au cisaillement. Ces approches peuvent être classées en trois catégories :

- Approche expérimentale ;
- Approche analytique ;
- Approche numérique.

1.4.1 Approche expérimentale

L'approche expérimentale est l'approche la plus fiable pour déterminer la résistance au cisaillement des systèmes de contreventement en profilés formés à froid sous chargement horizontal d'une manière réaliste. Cette approche représente un moyen incontournable dans l'identification et la caractérisation de la réponse de ses systèmes, ainsi, elle est l'objet d'une base de données de validation des approches numérique et analytique.

Les essais consistent à appliquer une charge horizontale au sommet du panneau à l'aide d'un vérin sur une poutre rigide fixée sur la traverse supérieure pour assurer une bonne répartition des charges et éviter les phénomènes de singularité (figures 1.4 et 1.5) [8]. Des capteurs de type LVDT (Linear Variable Displacement Transducer) sont installés dans des points stratégiques [9, 10] (figure 1.6 et tableau 1.1) du panneau permettant de récolter les informations en terme de déplacement. Toutefois, Un maintien latéral est installé au sommet du panneau pour limiter tout déplacement hors plan.

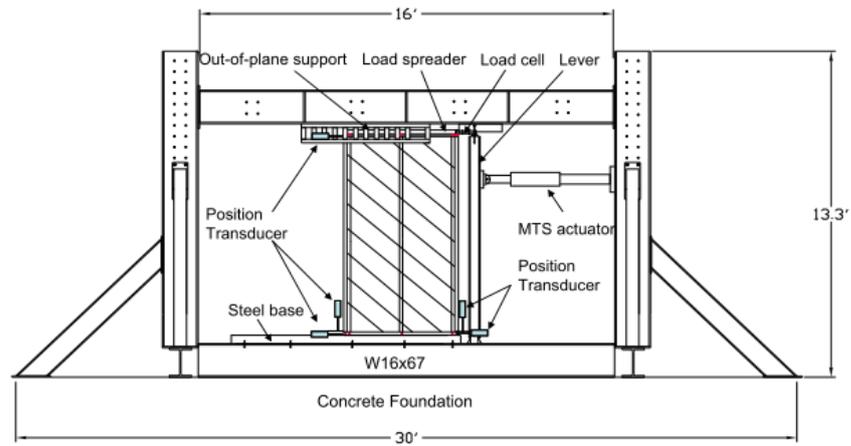


Figure 1.4 : Schéma d'installation du spécimen d'essai

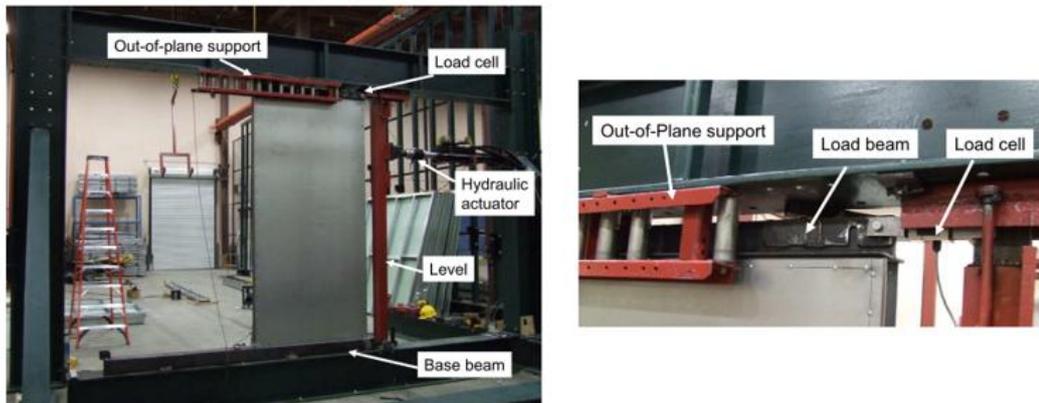


Figure 1.5 : Vue sur le spécimen au laboratoire [8]

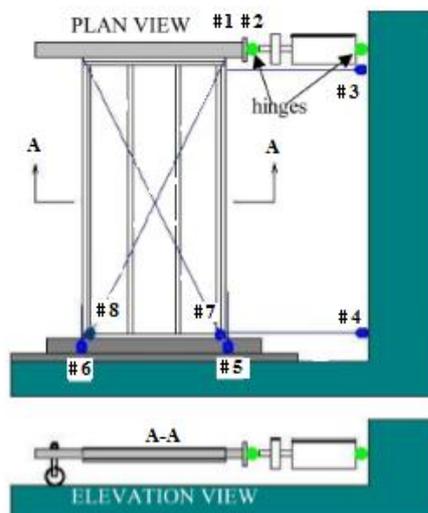


Figure 1.6 : Installation des LVDT [9, 10]

Tableau 1.1 : Emplacement des capteurs sur SWP

Capteur (Channel) #	Mesures
1	Application du déplacement
2	Enregistrement de la charge
3	Déplacement au sommet (vérification du capteur #1)
4	Déplacement à la base
5	Arrachement à droite
6	Arrachement à gauche
7	Déplacement de la diagonale à droite
8	Déplacement de la diagonale à gauche

Le protocole d'essai joue un rôle crucial dans l'étude du comportement des panneaux de contreventement, notamment la détermination de la rigidité initiale, la réponse non-linéaire force-déplacement, de dissipation d'énergie, de résistance ultime et de déplacement horizontal. Le type de chargement monotone ou cyclique simule les sollicitations horizontales dues au vent et/ou au séisme. Les conditions aux limites et la fixation des spécimens au laboratoire ainsi que les modes de rupture forment impérativement les hypothèses de calcul et de conception. Entre autre, la vitesse de chargement influera directement sur le taux de déformation et par conséquent sur l'étude de comportement. A cet effet, plusieurs protocoles d'essais ont été bien définis pour effectuer les essais et d'étudier les paramètres désirés selon des normes, tels que ASTM ou le protocole CUREE.

1.4.1.1 Essais à chargement monotone

Généralement, les essais de chargement monotone consistent en un pré-chargement d'approximativement au début du test pour une durée de temps bien définie afin d'assurer une bonne mise en place de l'installation des fixations et des entres-jeux de toutes les connexions. Après avoir enlevé ce pré-chargement, une incrémentation de charge sera appliquée avec une vitesse constante jusqu'à la rupture [8].

1.4.1.2 Essais à chargement cycliques

Plusieurs paliers de chargement de cycles répétitifs (de même amplitude) sont effectués dans ce type d'essai ; le déplacement de chaque palier de cycle est proportionnel à un

déplacement de référence (drift displacement) déterminé au préalable par l'essai monotone comme suit [11, 12] :

$$\Delta_{Référence} = \alpha \Delta_{rupture} \quad (1.3)$$

Ou : $\Delta_{rupture}$ est le déplacement correspond à 80% de la charge ultime de dégradation du panneau ;

α : Coefficient exprimé en pourcentage et spécifique à chaque norme.

Ainsi, la résistance nominale R_n (kN/ml) d'un SWP sujet à ces deux types de chargement est donnée sous forme tabulée selon l'article C2.1-3 de l'AISI S213-07 [4] en fonction de la nature de la plaque structurale, son épaisseur et l'espacement des vis sur le périmètre du panneau (tableau 1.2 et 1.3)

Tableau 1.2 : Résistance nominale (kN/m) pour un dimensionnement sous vent [4]

Désignation de la plaque structurale	Rapport Max (h/w)	Espacement des vis sur le périmètre du panneau (mm)			
		152,4	101,6	76,20	50,80
Contre-plaqué multipliés, ép = 11,9 mm sur une face	2 : 1	16,61
Panneau de lamelles orientées (OBS : Oriented Strand Board), ép = 11,1 mm sur une face	2 : 1	13,28	20,57	25,32	27,87
Panneau de lamelles orientées (OBS), ép = 11,1 mm sur une surface perpendiculaire aux montants	2 : 1	14,88
Panneau de lamelles orientées (OBS), ép = 11,1 mm sur une face	2 : 1 ³	..	14,96	20,79	26,63
Tôle nervurée, ép = 0,457mm, sur une face	2 : 1	7,08
Tôle nervurée, ép = 0,686 mm, sur une face	4 : 1	14,59	14,59	15,83	17,07

Tableau 1.3 : Résistance nominale (kN/m) pour un dimensionnement sous séisme [4]

Désignation de la plaque structurelle	Rapport Max (h/w)	Espacement des vis sur le périmètre du panneau (mm)				Epaisseur des montants intermédiaires (mm)	Vis N° # (diamètre en mm)
		152,4	101,6	76,20	50,80		
Contreplaqué multipliés, ép = 11,9 mm (15/32 ^{es}) sur une face	2 : 1 ³	11,8	14,45	0,838 ou 1,092	8 (4 mm)
	2 : 1	12,99	19,41	25,9	31,96	1,092 ou 1,372	8 (4 mm)
						1,727	10 (5 mm)
Panneau de lamelles orientées(OBS), ép=11,1 mm sur une face	2 : 1 ³	10,21	13,35	0,838	8 (4 mm)
	2 : 1 ³	12,04	18,02	22,54	30,06	1,092 ou 1,372	8 (4 mm)
	2 : 1	13,72	20,57	25,68	34,29	1,732	8 (4 mm)
	2 : 1	17,98	26,97	33,71	44,94	1,727	10 (5 mm)
Tôle nervurée, ép = 0,457mm sur une face (18 mil-in)	2 : 1	5,69	0,838	8 (4 mm)
Tôle nervurée, ép =0,686 mm, sur une face	4 : 1	..	14,59	15,83	17,07	0,838	8 (4 mm)

1 : La résistance nominale doit être multipliée par un coefficient de sécurité (Φ) dans le cas de calcul aux états limites (LRFD : Load and Resistance Factor Design), ou divisée par un coefficient (Ω) dans le cas de calcul en contraintes admissibles (ASD : Allowable Stress Design).

Avec : $\Phi = 0,60$ pour le séisme et $\Phi = 0,65$ pour le vent ;

$\Omega = 2,50$ pour le séisme et $\Omega = 2,00$ pour le vent.

2 : Les vis de fixation doivent être disposées à 305 mm de distance entre axe de chaque vis à l'intérieur du panneau (à l'exception du périmètre).

3 : Lorsque le rapport (h/w) dépasse 2 :1, mais inférieur à 4 :1 la valeur de la résistance nominale peut être multipliée par 2w/h.

4 : Lorsque le contreventement est assuré par le même type de plaque structurelle sur les deux (02) faces du panneau, la résistance nominale latérale est multipliée par deux.

1.4.1.3 Littérature sur les travaux réalisés sur les Shear Wall Panel

➤ Serrette et al. (1996)

Serrette et al. [13] ont testé 13 spécimens de SWP à base de profilés formés à froid avec différents systèmes de contreventement latéral :

- Le spécimen (1) : Contreventement par des diagonales X en plat d'acier 51 x 0,84 mm sur une seule face ;
- Le spécimen (2) : Panneaux de gypse d'épaisseur 12,7 mm sur les deux faces ;
- Le spécimen (3) : Combiné X-panneau de gypse ;
- Le spécimen (4 à 8) : Panneaux de contre-plaqué (Plywood) d'épaisseur 11,9 mm, sur une face ;
- Le spécimen (9 à 12) : Panneaux de lamelles orientées OSB (Oriented Strand Board) d'épaisseur 11,1 mm, sur une seule face.

Toutes les plaques structurelles sur les SWP sont fixées et orientées verticalement, à l'exception des spécimens 6 et 7 où l'orientation est horizontale. Le protocole d'essai est mené conformément à la norme ASTM E 72-80, le chargement est de type monotone par poussée progressive (Pushover). A partir des résultats des tests effectués, les conclusions suivantes ont été tirées :

- Le contreventement par panneaux OSB donne une résistance au cisaillement moins élevée par rapport au contreventement assuré par les panneaux de contre-plaqué multipliés (Plywood) ;
- La diminution du diamètre des vis à 2,9 mm comparé à 3,5 et 4,2 mm réduit la résistance du SWP ;
- L'orientation horizontale ou verticale des panneaux de bois (OSB ou Plywood) donne une résistance similaire dans les deux cas ;
- Le pourcentage d'apport de résistance au cisaillement des SWP en plaque de gypse est limité notamment dans le cas d'un chargement cyclique.

➤ Serrette et al. (1997a)

Les auteurs [14] ont effectué une série d'essais sur des SWP à échelle réelle et réduite avec différentes typologies de plaque structurelle et de configuration. Les montants des panneaux sont espacés de 610 mm entre axes, les montants d'extrémités sont formés de deux éléments C-section dos-à-dos ; les forces appliquées sont de type monotone et cyclique. L'objectif de ces essais était :

- Décrire le comportement de chaque type de SWP ;
- Examiner l'effet des vis de fixation, diamètre et espacement ;
- Etudier l'effet de l'élançement du SWP (rapport hauteur/longueur).

Dans une série de tests l'espacement des vis a été maintenu constant à 304.8mm (12in) le long des montants intermédiaires des SWP. Les auteurs ont fait varier l'espacement des vis aux extrémités de la plaque structurelle de 152,5 mm à 50,8 mm (6 in à 2 in). Il a été constaté que la résistance des SWP augmente considérablement en réduisant l'espacement des vis de fixation. La rupture par voilement local des montants d'extrémités a été constatée à un espacement des vis de l'ordre de 76,2 mm et 50,8 mm (3in et 2in).

➤ NAHB Research Center (1997)

Afin d'évaluer la pertinence de la méthode de dimensionnement des SWP en CFS avec des ouvertures (figure 1.7) et pour fournir une comparaison entre la performance d'un SWP avec plaques structurelles en bois et en acier plat, des essais ont été effectués au National Association of Home Builders (NAHB). Une méthode pour le dimensionnement d'un SWP basée sur la même théorie développée pour des SWP en bois est recommandée [15].

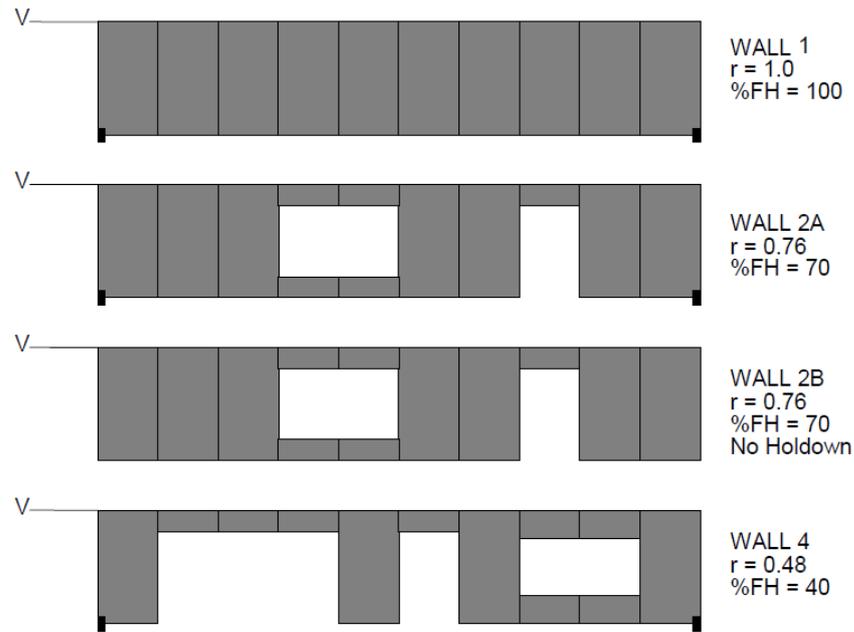


Figure 1.7 : Configuration des spécimens SWP étudiés (NAHB-1997) [15]

Suite aux résultats des essais, il a été conclu que les valeurs de la résistance au cisaillement des SWP avec des ouvertures calculées à l'aide de l'équation empirique donnée par Sugiyama et Matsumoto multipliée par la résistance latérale d'un SWP sans ouvertures sont fiables. Les SWP en plaque structurelle en acier manifestent un mécanisme de résistance latérale similaire à celui des SWP en bois. En outre, l'utilisation du dispositif «HoldDown» (pièces d'appuis) diminue le soulèvement du SWP et améliore sa capacité de résistance latérale.

➤ Fulop L.A et Dubina D. partie I (2004)

Fulop L.A. et Dubina D. [16] ont effectués un total de 15 essais sur des SWP en CFS avec deux types de plaques de structurelles (acier ondulé, OSB et plâtre). Les panneaux ont été examinés sous des protocoles du chargement cyclique et monotone. Les résultats ont été analysés en utilisant deux méthodes dans lesquelles le comportement réel a été modélisé avec une courbe bilinéaire élasto-plastique.

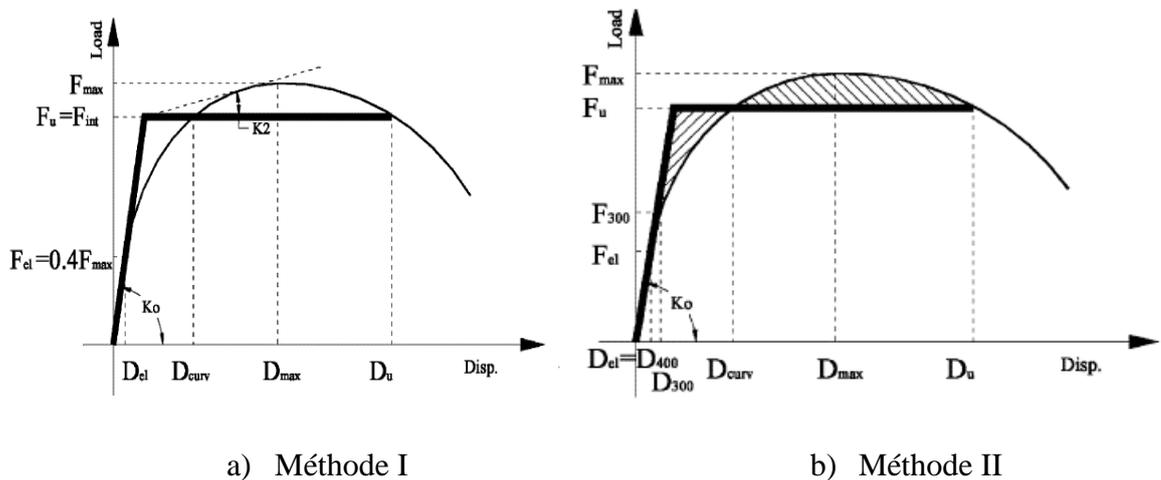
- Méthode I :

La rigidité élastique K_e est définie comme étant la sécante à l'origine de la courbe et le point correspondant à un niveau 40% de la résistance maximale (F_{max}), ceci définit la partie

élastique de la courbe bilinéaire. Une deuxième ligne droite tangente à la courbe avec une pente de $K_2=10\% K_e$, l'intersection entre les deux lignes définit la limite élastique S_y , donc la partie plastique de la courbe est la ligne horizontale à partir de la limite élastique jusqu'au point de rupture qui est l'intersection entre cette branche et la courbe expérimentale.

- Méthode II :

La rigidité élastique K_e est définie comme étant la sécante à l'origine de la courbe et le point correspondant à une déformation angulaire de l'ordre de $1/400$ (D_{400}). La ligne horizontale qui décrit la partie plastique de la courbe élasto-plastique est ajustée afin que les parties hachurées dans la figure 1.8 aient la même surface. La résistance admissible correspond à la valeur minimale entre $2/3 F_{max}$ et la force qui correspond à une déformation angulaire $1/300$ (F_{300}).



a) Méthode I

b) Méthode II

Figure 1.8 : Modèle élasto-plastique équivalent [16]

L'application des deux méthodes a montré que la méthode I tend à produire une limite de rupture inférieure avec des valeurs de ductilité plus élevées à celles trouvées en utilisant la méthode II.

L'accent a été mis sur l'importance des détails constructifs au niveau des coins du SWP tels que les boulons d'ancrage et le dispositif Hold-Down, pour que les efforts dans les montants d'extrémité soient transférés convenablement.

En comparant les performances de différentes configurations de SWP testées, il a été constaté que les SWP ayant une plaque structurelle en plâtre à la face intérieure présentent

une augmentation de résistance d'environ 17%. En considérant les SWP avec des ouvertures, ces derniers ont montré une diminution significative de 60% en terme de rigidité élastique et 20% à 30% en terme de résistance ultime.

➤ Dubina & Fulop, partie II (2004)

Dans cette partie les auteurs ont présenté une approche de modélisation [17] des SWP par éléments finis calibrée et basée sur les résultats des tests expérimentaux effectués dans la partie I. Ils ont proposé un modèle simplifié d'un système à un seul degré de liberté (SDOF) représentant le SWP, avec comportement dynamique non-linéaire, dont le panneau est remplacé par des diagonales articulées pour assimiler le comportement hystérétique désiré du panneau.

La courbe effort-déformation du modèle est calibrée en fonction des résultats expérimentaux sur chaque spécimen étudié. Les résultats obtenus par les auteurs ont donné satisfaction par rapport aux résultats expérimentaux. Ainsi il est devenu possible l'introduction du modèle simple de panneau en élément finis dans une modélisation globale de la structure en 3D, en prenant en compte des aspects de comportement hystérétique du matériau.

➤ Branston A.E., Chen C.Y., Boudreault F.A., et Rogers C.A. (2006)

Ces auteurs ont lancé un projet important de recherche [11] avec l'objectif global de développer une méthode de calcul de la résistance des panneaux de contreventement avec des plaques structurelles en bois de produits Canadien qui pourrait être utilisée parallèlement avec le code canadien CNB 2005 (Canadien National Building).

La phase initiale de ce projet était d'effectuer une étude expérimentale pour obtenir des données sur la réponse des panneaux de contreventements réalisés avec charpente en PFF et des plaques structurelles en bois de type DFP (contreplaqué en sapin Douglas) ou CSP (contreplaqué en résineux canadiens) de 12,5 mm ou de panneaux OSB de 11 mm. Diverses longueurs de panneaux ont été incorporées dans le programme d'essais cycliques et monotones. Le programme d'essai est présenté dans le tableau 1.4 ci-dessous :

Tableau 1.4 : Spécimens d'essai et leurs configurations, Branston et al. (2006) [11]

Spécimens	Protocole de chargement	Longueur (mm)	Hauteur (mm)	Plaque structurelle	Epaisseur de la plaque (mm)	Espacement des vis (mm)
1A-1F	Monotone	1220	2440	CSP	12,5	100/305
2A	Cyclique	1220	2440	CSP	12,5	100/305
3A-3C	SPD	1220	2440	CSP	12,5	100/305
4A-4C	CUREE	1220	2440	CSP	12,5	100/305
5A-5D	Monotone	1220	2440	DFP	12,5	100/305
6A-6C	CUREE	1220	2440	DFP	12,5	100/305
7A-7C	Monotone	1220	2440	CSP	12,5	152/305
8A-8C	CUREE	1220	2440	CSP	12,5	152/305
9A-9C	Monotonie	1220	2440	CSP	12,5	75/305
10A-10C	CUREE	1220	2440	CSP	12,5	75/305
11A-11C	Monotone	1220	2440	DFP	12,5	152/305
12A-12C	CUREE	1220	2440	DFP	12,5	152/305
13A-13C	Monotone	1220	2440	DFP	12,5	75/305
14A-14D	CUREE	1220	2440	DFP	12,5	75/305
15A-15C	Monotone	610	2440	CSP	12,5	152/305
16A-16C	CUREE	610	2440	CSP	12,5	152/305
17A-17C	Monotone	610	2440	CSP	12,5	100/305
18A-18C	CUREE	610	2440	CSP	12,5	100/305
19A-19C	Monotone	610	2440	OSB	11,0	152/305
20A-20C	CUREE	610	2440	OSB	11,0	152/305
21A-21C	Monotone	1220	2440	OSB	11,0	152/305
22A-22C	CUREE	1220	2440	OSB	11,0	152/305
23A-23C	Monotone	1220	2440	OSB	11,0	100/305
24A-24C	CUREE	1220	2440	OSB	11,0	100/305
25A-25C	Monotone	1220	2440	OSB	11,0	75/305
26A-26C	CUREE	1220	2440	OSB	11,0	75/305
27A-27C	Monotone	6100	2440	OSB	11,0	100/305
28A-28C	CUREE	610	2440	OSB	11,0	100/305
29A-29C	Monotone	2440	2440	CSP	12,5	152/305
30A-30C	CUREE	2440	2440	CSP	12,5	152/305
31A-31F	Monotone	2440	2440	CSP	12,5	100/305
32A-32C	CUREE	2440	2440	CSP	12,5	100/305
33A-33C	Monotone	2440	2440	CSP	12,5	75/305
34A-34D	CUREE	2440	2440	CSP	12,5	75/305

Sur la base des résultats obtenus un complément de guide de calcul et de dimensionnement des SWP a été apporté au code AISI S213-07 [4] (North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – Lateral Design). Entre autre, le but est de mettre en évidence l'approche du modèle de l'énergie élastique-plastique équivalente (EEEP) proposée par (Park 1989; Foliente 1996) développée initialement pour le cas des structures en béton armé.

➤ Cheng Yu. (2010)

Cheng Yu. [8] a effectué un projet de recherche visant à déterminer les valeurs de résistance au cisaillement des SWP ayant des plaques structurales en acier plats dont l'épaisseur est différente de celles des SWP publiés dans le code AISI S213-07 (American Iron and Steel Institute) [4] pour différents rapports hauteur/longueur (h/w).



Figure 1.9 : Modes de rupture observés durant les essais (Cheng-2010) [8]

La déformation de la plaque structurale et l'arrachement des vis de fixation sont les principaux modes de rupture observés durant les essais quasi-statiques. La perte de stabilité des montants d'extrémités a été également constatée pour des SWP ayant un espacement des vis de l'ordre de 50,8 mm (figure 1.9).

Les résultats d'essais indiquent que le facteur de réduction de la résistance latérale donné par le code AISI S213-07 [4], utilisé pour des SWP ayant un rapport hauteur/longueur (h/w) supérieur à 2:1 représente assez bien la réduction de la résistance basée sur la limite de déplacement pour des SWP ayant un rapport h/w égal à 4:1.

➤ Balh N. (2010)

Un total de 54 SWPs ayant une plaque structurale en tôle acier plat, différentes configurations ont été testées à l'université de McGill durant l'été 2008 par Balh N. [12]. Les spécimens varient en terme d'épaisseur (plaque structurale et montants), de dimensions (le rapport h/w) et d'espacement des vis (éléments de fixation).

Le but du projet était de proposer des valeurs de dimensionnement pour le règlement CNB 2005 (Canadian National Building), de confirmer les valeurs publiées dans le code AISI S213-07 [4], de déterminer les modes de rupture et de comparer les résultats avec ceux des SWP ayant une plaque structurelle en bois.

Les résultats d'essais ont été analysés en utilisant le modèle d'énergie élastique plastique équivalente EEEP. Des exemples de spécimens ainsi que leurs modes de rupture observés durant les essais sont présentés par la figure ci-dessous (figures 1.10).

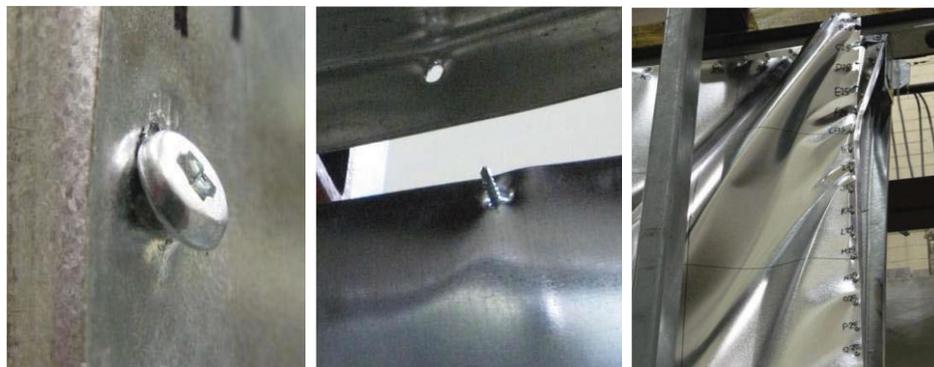


Figure 1.10 : Modes de rupture observés durant les essais [12]

Il a été constaté qu'en plus des modes de rupture associés à la rupture des éléments de fixation de la plaque structurelle et l'ossature du SWP, le flambement et la torsion des montants d'extrémités ont été également observés. L'origine de ces mécanismes de rupture, jugés indésirables, est l'excentricité de la force latérale appliquée au SWP. Cette asymétrie est due au fait que la plaque structurelle soit placée sur une seule face du SWP.

➤ Guowang Yu (2013)

L'étude expérimentale menée par Guowang Yu [10] vise à développer des modifications sur la plaque structurale en acier ondulé du SWP (figure 1.11) dont tous les éléments sont formés à froid afin d'améliorer la ductilité du SWP au cisaillement et de déterminer le facteur de modification en établissant une relation entre le facteur de ductilité μ et le facteur de modification de la réponse R.

Au total, 21 essais monotones et cycliques à pleine échelle ont été réalisés au laboratoire d'essais de matériaux NUCONSTEEL à l'université du nord du Texas. La recherche a porté sur dix-neuf SWPs de 1220 mm x 2440 mm (longueur x hauteur) avec des éléments l'ossature (montant et traverse) d'épaisseur de 1,73 mm (68 mil) et une tôle d'acier d'épaisseur de 0,69 mm (27 mil).

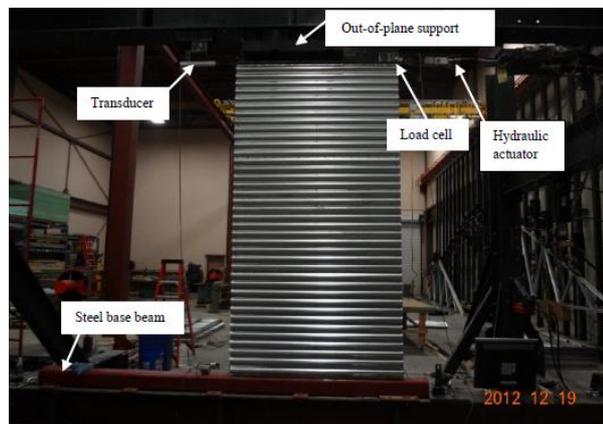


Figure 1.11 : Spécimen sous chargement avec plaque structurale ondulée [10]

➤ DaBreoet J. al. (2014)

Un programme d'essais a été réalisé sur 68 spécimens (SWPs) en acier formé à froid à un seul étage [18], de différentes configurations pour étudier leurs performances et établir une base de données complète avec les essais de Balh [12]. Les panneaux de contreventement se distinguaient par l'épaisseur des éléments de l'ossature (montants et traverses), l'épaisseur des plaques structurales et l'espacement des vis d'assemblage.

Ces essais comprenaient deux phases, La phase initiale concerne des essais ayant un protocole de chargement latéral, tandis que la seconde phase concerne des SWPs soumis à une charge combinée : latérale et gravitaire.

D'une manière générale, il a été conclu de ces deux phases d'essais, que l'espacement étroit des vis ou l'augmentation des épaisseurs des éléments mènent à une résistance au cisaillement du panneau plus élevée, si les éléments verticaux (montant) sont conçus pour supporter la force additionnelle. Cependant, lorsque les éléments de l'ossature du panneau ne sont pas bloqués (figure 1.12), le champ de tension développé dans la plaque structurale mène à une rupture significative du montant intermédiaire, et par conséquent, l'introduction des éléments de blocage latéral des montants permet d'accroître la résistance au cisaillement des SWPs et de protéger la rupture des éléments verticaux due à la sollicitation de la charge gravitaire.

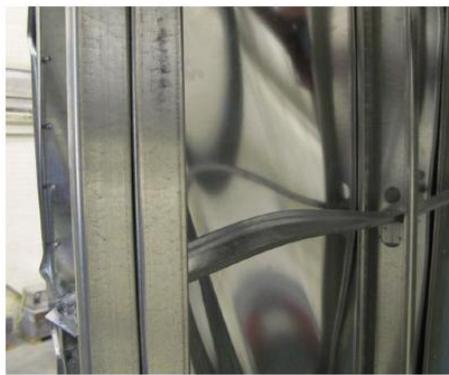


Figure 1.12 : Système de blocage des montants [12]

➤ Nader K.A. et al. (2016)

Dans cette étude [19], six SWPs en acier formé à froid ayant des dimensions conformément au code AISI-S213 sont testés sous charge cyclique dans le but principal de comparer la résistance au cisaillement des SWPs ayant des tôles d'acier structurales assemblées sur un seul et deux côtés avec la résistance fournie par le code AISI-S213.

Les paramètres étudiés sont la comparaison des tôles d'acier à un et à deux côtés, l'épaisseur nominale de la tôle d'acier et des éléments d'extrémités. Les performances des SPWs testés sont étudiées en terme de réponse force-déplacement latéral, modes de rupture et de résistance ultime. Sur la base de la norme AISI-S213, la résistance des SWPs à double plaques structurales en acier est cumulative, tandis que, les résultats de l'étude expérimentale montrent que la capacité des SWPs à double paroi (plaques structurales) est supérieure à celle de la résistance cumulative fournie par ce code. En outre, les performances des SWPs dépendent fortement de l'épaisseur de la tôle d'acier.

1.4.1.4 Paramètres influençant sur la résistance des SWPs

A l'issu des travaux de recherches expérimentaux, certains aspects concernant la réponse des SWPs sous un chargement latéral ont été clarifiés, notamment les paramètres influençant d'une manière significative sur la résistance au cisaillement de ces panneaux de contreventements, à savoir [6, 18, 19,20, 21, 22]:

- Type de la plaque structurelle (Bois, OSB, acier,..) et son épaisseur ;
- Montant des panneaux : Dimension du montant, épaisseur et espacement ;
- Vis de fixation : Diamètre, espacement au périmètre ;
- Type de charge horizontale : Monotone ou cyclique ;
- Géométrie du panneau de contreventement : Rapport hauteur/longueur ;
- Présence des ouvertures.

1.4.1.5 Modes de rupture des SWPs

Dans le cas général, plusieurs modes de rupture des SWPs sous sollicitations horizontales peuvent se produire, à savoir :

- Rupture par cisaillement des vis de connexions (plaques structurelles-ossature);
- Rupture des connexions entre les éléments de l'ossature (montants et traverses), par cisaillement ou arrachement des vis ;
- Rupture des montants du panneau ou de la plaque structurelle par perte de stabilité (flambement, voilement local, torsion,...) ;
- Rupture des connexions entre panneau-fondations.

Cependant, deux mécanismes de ruptures prédominantes de ces SWPs décrites par les chercheurs [12, 13, 14], à savoir :

- Rupture par instabilité (flambement ou voilement) des éléments en compression ;
- Rupture des connexions d'assemblage (cisaillement).

Ainsi, à l'heure actuelle, la conception de ces systèmes de contreventement [9,19, 23] est généralement orientée vers le deuxième mécanisme de rupture (rupture des vis) [5, 6,12, 21], qui facilitera la réparation des panneaux de contreventement, tout en préservant la fonctionnalité des éléments porteurs du bâtiment vis-à-vis des charges verticales.

Par ailleurs, les types de mécanisme de rupture des assemblages manifestés lors des essais sur des panneaux de contreventement sont (figure 1.13) :

- Rupture par inclinaison de la vis (Tilting of sheathing screw) ;
- Arrachement des vis d'assemblage (Pull-out Failure of sheathing screw: PO);
- Enfoncement des vis d'assemblage (Pull-through Sheathing failure : PT) ;
- Déchirure de la tôle (Bearing sheathing failure : SB) ;
- Arrachement de la tôle (Tear-out Sheathing failure : TO) ;
- Cisaillement de la vis (Screw shear fracture failure).



a) Inclinaison de la vis
(Sheathing Screw Tilting)



b) Arrachement de la vis
(Pull-out)



c) Enfoncement de la vis
(Pull-through)



d) Déchirure de la tôle
(Bearing Sheathing
Failure)



e) Arrachement de la
tôle (Screw Tear-out
Failure)



f) Cisaillement de la vis
(Screw Shear Fracture)

Figure 1.13 : Mécanisme de rupture d'assemblage d'un SWP [12]

1.4.1.6 Effet d'ouverture sur la résistance des SWPs

Dans les cas courants des bâtiments en charpente métallique à base de profilé formé à froid, le contreventement est assuré par des panneaux de contreventement (SWP) en plaques structurales. Plusieurs variétés existent : plaque de lamelles orientées (OSB : Oriented Strand Board), plaque de contreplaqué-multiplis, ainsi que des plaques en tôle d'acier nervurée. Ce type de contreventement (contreventement avec plaques structurales) tolère des calculs avec ouvertures dans ces panneaux. En présence de ces ouvertures, le code AISI S213-07 [4], considère deux types de SWP : type I et type II.

Dans le cas d'un SWP de type I, le calcul de la résistance au cisaillement des SWPs ne prend pas en considération l'effet des ouvertures sur la capacité de résistance. Chaque segment d'un SWP est considéré indépendant de l'autre avec des dispositifs d'ancrage (ex : Hold-down) pour chaque segment. La méthode de calcul est connue sous le nom « Traditional Shear Wall Segments ». La figure 1.14 illustre un SWP de contreventement de type I.

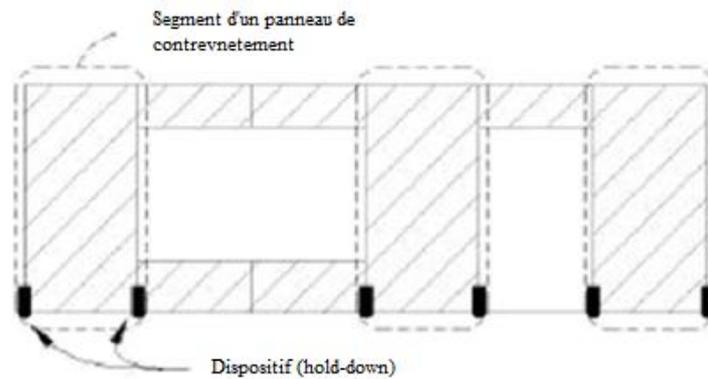


Figure 1.14 : SWP de type I sans transfert de forces autour des ouvertures [4]

Cependant, si le transfert des forces autour des ouvertures est pris en considération, alors le SWP se comporte comme un grand panneau de type I avec des dispositifs d'ancrage uniquement aux extrémités, tel qu'il est illustré par la figure 1.15.

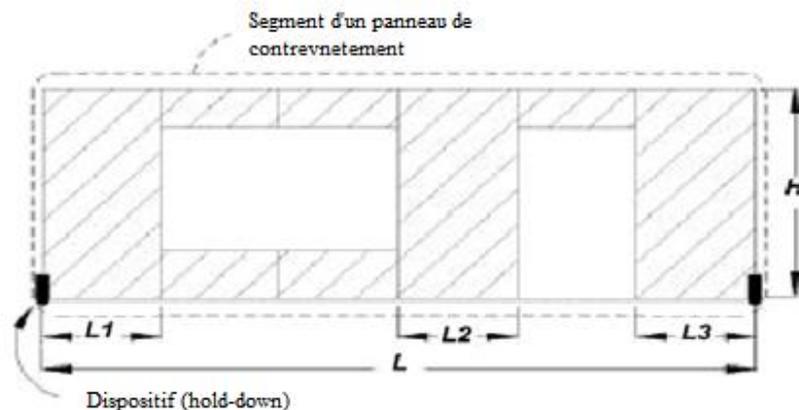


Figure 1.15 : SWP de type II avec transfert de forces autour des ouvertures [4]

En revanche, le type II de système de contreventement en plaque structurelle en bois ou en acier permet d'avoir une ou plusieurs ouvertures entre les segments sans détail spécifique

de transfert de forces autour des ouvertures, il y a lieu d'avoir des dispositifs de maintien uniquement aux extrémités du SWP. Dans ce cas, la résistance de ce type de panneau de contreventement peut être calculée par l'une des deux méthodes suivantes :

- Méthode empirique proposée par Sugiyama

La résistance d'un panneau de contreventement avec ouverture V_{Ouvert} est donnée par l'équation 1.4 [15] :

$$V_{Ouvert} = v_n \times F \quad (1.4)$$

Avec :

- v_n : Résistance nominale du panneau de contreventement sans ouverture
- F : Coefficient tenant compte du rapport d'ouverture

$$F = \frac{r}{3 - 2r} \quad (1.5)$$

Où r est le rapport ouverture-panneau défini par l'équation suivante :

$$r = \frac{1}{1 + \frac{A_0}{H \cdot \sum L_i}} \quad (1.6)$$

Où :

- A_0 : Surface d'ouverture ;
- H : Hauteur totale du panneau ;
- L_i : Longueur pleine de chaque segment.

- Formule empirique proposée par le code AISI S400-15 [24]

La résistance de système de contreventement au cisaillement en tenant compte de l'effet d'ouvertures peut être aussi évaluée par :

$$V_{WALL} = v_n \cdot C_a \cdot \sum L_i \quad (1.7)$$

Avec :

- h_0 : Hauteur d'ouverture ;

- h : Hauteur totale du panneau = hauteur d'étage ;
- L_i : Longueur pleine de chaque segment ;
- ν_n : Capacité de résistance au cisaillement de la plaque structurale/ unité ;
- C_a : Facteur de correction donné dans le tableau 1.5.

Tableau 1.5 : Valeurs du coefficient C_a [24]

	h_o/h				
	1/3	1/2	2/3	5/6	1
$\% = \sum L_i / L_T$	C_a				
10%	1,00	0,69	0,53	0,43	0,36
20%	1,00	0,71	0,63	0,45	0,38
30%	1,00	0,74	0,59	0,49	0,42
40%	1,00	0,77	0,63	0,53	0,45
50%	1,00	0,80	0,67	0,57	0,50
60%	1,00	0,83	0,71	0,63	0,56
70%	1,00	0,87	0,77	0,69	0,63
80%	1,00	0,91	0,83	0,77	0,71
90%	1,00	0,95	0,91	0,87	0,83
100%	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

1.4.2 Approche analytique

1.4.2.1 Modèle en diagonales

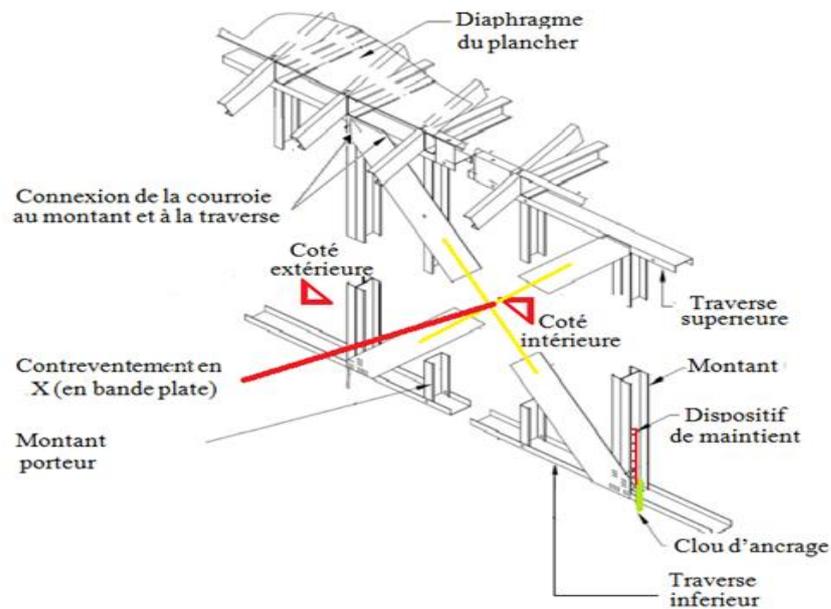
Les systèmes de contreventement en diagonales sont également utilisés dans la construction des structures en PFF ; compte tenu de leurs simplicité de réalisation, et par conséquent, un gain de temps considérable [25]. Généralement, le contreventement en diagonales en bandes plates en acier formé à froid « bracing » peut être classé en deux types (figure 1.16), à savoir :

a) Selon la disposition :

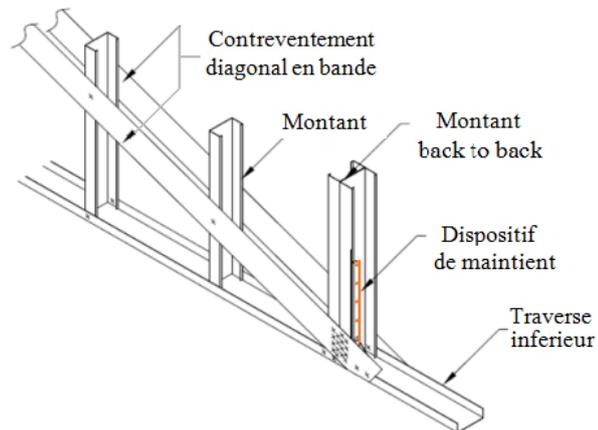
- Système de contreventement en diagonale en bande plate sur un seul côté : cela nécessite une attention particulière sur la tension du panneau lors des sollicitations ;
- Système de contreventement en diagonale en bande plate sur les deux côtés : c'est la meilleure disposition comparativement au premier type.

b) Selon l'assemblage :

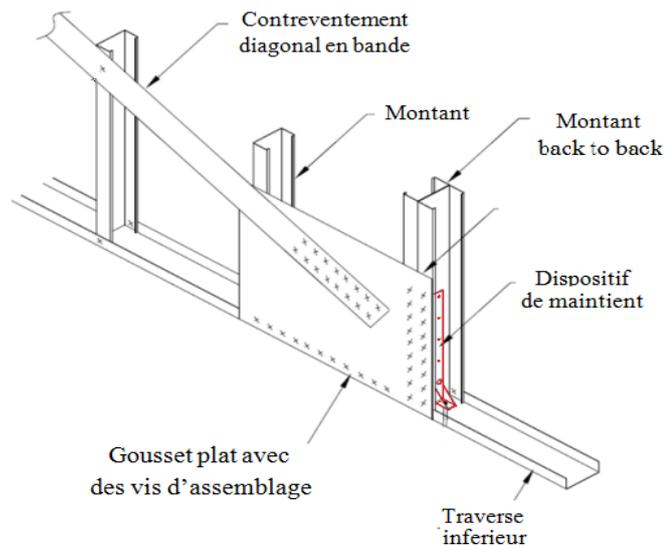
- Diagonales assemblées directement avec les montants et les traverses ;
- Diagonales assemblées à des goussets, qui eux-mêmes assemblés à des montants et à des traverses.



a) Contreventement avec diagonales sur un seul côté



b) Contreventement avec diagonales assemblées aux montants et aux la traverses sur les deux cotés



c) Diagonales assemblées à un gousset

Figure 1.16 : Systèmes de contreventement en diagonales

Le code IBC (International Building Code) [26] et le code UBC (Uniform Building Code) [27] imposent des limitations et des conditions pour ce type de système de contreventement. En résumé, la vérification du dimensionnement du contreventement en diagonales à bandes plates en acier formé à froid peut être établie suivant l'équation suivante :

- Déformation élastique due à la diagonale.

$$T_{g1} = A_g \cdot f_y \quad (1.8)$$

- Déformation due aux assemblages.

$$T_{g2} = A_g \cdot f_u \quad (1.9)$$

Ou :

T_{g2} : Effort de traction dans la diagonale ;

f_y : contrainte élasticité ;

A_g : Section efficace de la diagonale ;

F_u : Contrainte à l'état limite ultime.

Avec :

$$A_g = W_d \cdot t_d \quad (1.10)$$

W_d : Largeur de la diagonale ;

t_d : Epaisseur de la diagonale.

Si on remplace A_g donnée par l'équation (1.10) dans les équations (1.8) et (1.9) on obtient :

$$T_{g1} = (W_d \cdot t_d) \cdot f_y \quad (1.11)$$

$$T_{g2} = (W_d \cdot t_d) \cdot f_u \quad (1.12)$$

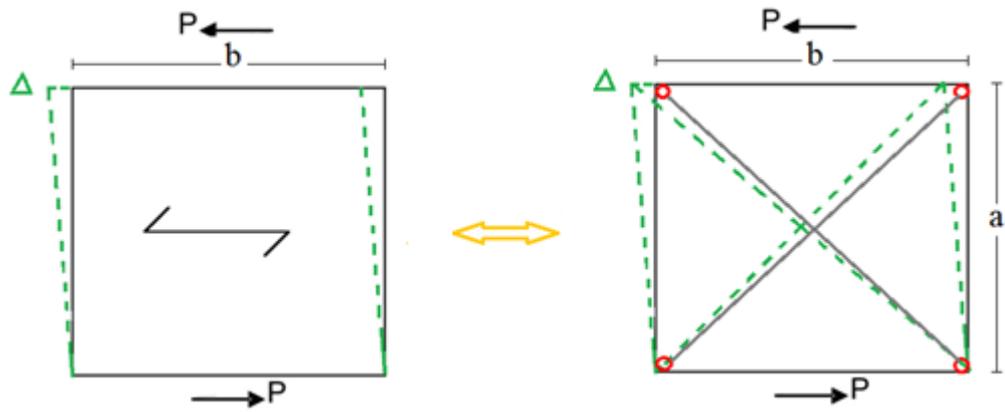
Afin de déterminer la largeur de la diagonale, T_g doit être multipliée par un coefficient de limite admissible selon les cas suivants :

- a) Déformation élastique due à la diagonale : $\Omega = 1,67$;
- b) Déformation due aux assemblages-: $\Omega = 2,0$.

1.4.2.2 Modèle en diagonales équivalentes

La modélisation de la plaque structurelle du système de contreventement à base de profilés formés à froid par des diagonales équivalentes est un modèle développé par les Recommandations Européennes pour l'application des parements métalliques agissant comme diaphragme « Stressed Skin Design » et éditées par la Convention Européenne de la Construction Métallique « CECM » [28]. Elles autorisent ce calcul qui permet la prise en compte de la complexité éventuelle du chargement et de la structure, des contreventements réels, etc...

Conformément aux recommandations CECM [28], les panneaux de diaphragme sont introduits par les diagonales fictives équivalentes bi-articulées, dont l'aire résulte de la flexibilité en cisaillement. La résistance au cisaillement des panneaux des diaphragmes sont exprimées comme des efforts maximaux dans ces diagonales équivalentes. La modélisation du panneau est représentée sur la figure 1.17 par des diagonales équivalentes en forme de croix.



a) Panneau structurel

b) Diagonales fictives

Figure 1.17 : Schéma illustratif des diagonales équivalentes [28]

Les recommandations CECM donnent quelques limites d'application de cette méthode, relative à la résistance du matériau, à savoir :

- Limite d'élasticité de l'acier du bac, $f_y \leq 345$ MPa (CECM 5.3.2) ;
- Résistance à la traction de l'acier du bac, $f_u \leq 480$ MPa (CECM 5.3.2).

➤ Flexibilité d'un panneau élémentaire seul

Conformément au tableau 5.5 des recommandations CECM [28], la flexibilité en cisaillement du panneau élémentaire seul est la somme des composantes de flexibilité relatives (cf. CECM Annexe B) :

- Au bac, plus précisément :
 - Distorsion du profil du bac, $c_{1,1}$;
 - Déformation en cisaillement du panneau, $c_{1,2}$;
- Aux fixations, notamment :
 - Glissement au niveau des fixations du bac sur les montants, $c_{2,1}$;
 - Glissement au niveau des attaches de couture, $c_{2,2}$;
 - Flexibilité relative à la déformation des assemblages montants/traverses $c_{2,3}$.

La flexibilité du panneau élémentaire seul est :

$$c = c_{1,1} + c_{1,2} + c_{2,1} + c_{2,2} + c_{2,3} \quad (1.13)$$

Ces coefficients de flexibilité sont en fonction de la disposition des plaques structurales pour toiture ou bardage, le tableau 5.5 du CECM recommande pour le calcul de ces coefficients les formules suivantes :

Distorsion du profilé du bac :

$$c_{1,1} = \frac{ad^{5/2}\alpha_1\alpha_2K}{Et^{5/2}b^2} \quad (1.14)$$

Déformation en cisaillement du panneau :

$$c_{1,2} = \frac{2a\alpha_2(1+\nu)(1+\frac{2h}{d})}{Etb} \quad (1.15)$$

Glissement au niveau des fixations du bac sur les montants :

$$c_{2,1} = \frac{2a\alpha_s p_p \alpha_3}{b^2} \quad (1.16)$$

Glissement au niveau des attaches de couture :

$$c_{2,2} = \frac{2s_s s_p (n_{sh} - 1)}{2n_s s_p + \beta_1 n_p s_s} \quad (1.17)$$

Flexibilité relative à la déformation des assemblages montants/traverses

$$c_{2,3} = \frac{4(n-1)}{n^2 n_p} \left(s_{pr} + \frac{s_p}{\beta_2} \right) \quad (1.18)$$

Avec :

- h : Hauteur du bac (mm) ;
- t = t_{nom} - t_{rev} (mm) ;
- d: Longueur d'onde (mm) ;
- E : Module d'élasticité du diaphragme ;
- p_p : Pas moyen de fixation du bac sur les pannes (mm)
- n : Nombre total de panneaux ;
- a : Largeur de panneau (mm) ;
- b: Hauteur totale de panneau (mm) ;

- n_{sh} : Nombre de bacs sur la largeur ;
- n_p : Nombre de montants sur la hauteur ;
- n_s : Nombre d'attaches de couture sur la hauteur totale du diaphragme ;
- α, β : Coefficients calculés au préalable (cf. tableaux CECM 5.2, 5.4, 5.6 et 5.8) ;
- K : Constante du bac donnée par le table 5.6 CECM ;
- s_s : Coefficient de glissement par connexion (slip per seam- cf. tableau CECM 5.1) ;
- s_p : Coefficient de glissement du bac (CECM 5.3) ;
- ν : Coefficient de Poisson ;
- S_{pr} : Déflexion au niveau de la connexion montant-traverse (purlin/rafter) ;
- β_i : Facteur qui tient compte de la fixation bac-montant.

➤ Calcul de l'aire des diagonales équivalentes

L'aire des diagonales équivalentes qui seront à utiliser dans le modèle et qui traduisent la flexibilité du panneau élémentaire est donnée conformément au § 8.5 des recommandations CECM comme suit :

$$A_{eq} = \frac{1}{2} \frac{(a^2 + b^2)^{3/2}}{cb^2E} \quad (1.19)$$

Avec :

- c : Flexibilité en cisaillement du panneau élémentaire ;
- Le facteur 1/2 traduit le fait que les panneaux seront ici modélisés par deux diagonales équivalentes et non pas par une seule ;
- a : Largeur de panneau (mm) ;
- b : Hauteur totale de panneau (mm) ;
- E : Module d'élasticité du diaphragme.

Un exemple d'application est donné en annexe A-1.

1.4.2.3 Modèle à une seule bande efficace

Parmi les modèles analytiques les plus récents, un modèle a été développé par Noritsugu Y. et Cheng Y. [29] basé une seule bande efficace afin de déterminer la résistance latérale d'un panneau de contreventement avec une plaque structurelle en acier ou en OSB. Ce modèle considère uniquement la largeur de la bande diagonale tendue (figure 1.18) qui se

développe dans la plaque structurale sous un chargement horizontal ainsi que la résistance des vis d'assemblage qui contribuent d'une manière significative.



Figure 1.18 : Champ de tension (traction) dans la plaque structurale en acier [29]

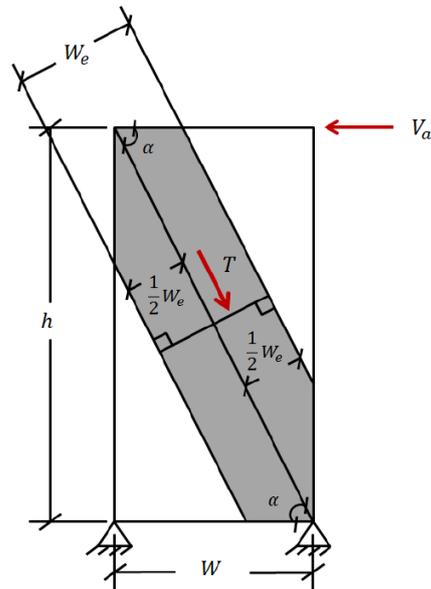


Figure 1.19 : Modèle de la bande efficace d'une tôle structurale en acier [29]

La figure 1.19 présente un schéma de cette bande de tension sous une charge latérale V_a qui sollicite le SWP, h et W sont la hauteur et la largeur du SWP respectivement du SWP, T est la force de traction résultante dans la bande efficace de la tôle structurale, α est l'angle dans lequel la force de tension s'exerce, W_e est la largeur de la bande efficace définie comme étant perpendiculaire à la direction de la bande. A partir du modèle de la bande efficace, la force latérale appliquée V_a peut être exprimée par l'équation suivante :

$$V_a = T \cdot \cos \alpha \quad (1.20)$$

Par ailleurs, La résistance maximale développée dans le SWP est obtenue par la force de traction maximale qui se développe dans la tôle structurale. Cette résistance est déterminée par :

- La capacité des éléments de fixation entre la plaque structurale et l'ossature (montant et traverse) du SWP situés aux deux extrémités de la bande efficace ;
- La limite élastique du matériau de la bande efficace (plaque structurale en acier).

Cependant, l'écoulement élastique de la tôle structurale n'a pas été observé dans la partie expérimentale ; mais il est possible de se produire lorsqu'un nombre important des vis est utilisé. Donc la résistance nominale du SWP est exprimée par :

$$V_n = T_n \cdot \cos \alpha \quad (1.21)$$

La résistance nominale de traction T_n dans la bande efficace de la tôle structurale est donnée par l'expression suivante :

$$T_n = \min \left\{ \sum_{i=1}^n P_{n_{si}} ; W_e \cdot t_{sh} \cdot F_y \right\} \quad (1.22)$$

Entre autre, la résistance nominale de cisaillement des éléments de fixation est gouvernée par trois types de mécanismes de rupture ; à savoir :

- L'inclinaison et la portance des vis ;
- La résistance au cisaillement de l'élément de fixation limitée par la distance entre ce dernier et l'extrémité du SWP ;
- La résistance au cisaillement des vis.

Ainsi, la résistance de l'assemblage des éléments de fixation P_{nst} est déterminée sur la base de la valeur minimale, donnée selon les articles E4.3.1, E4.3.2 et E4.3.3 du code AISI S100 (2007a), à savoir :

➤ Rupture de la vis par une inclinaison et perte de capacité (tilting and bearing) :

- $t_2/t_1 \leq 1$:

$$P_{nst} = \text{minimum} \left\{ 4.2 (t_2^3 d)^{\frac{1}{2}} f_{u2}; 2.7t_1 d F_{u1}; 2.7t_2 d F_{u2} \right\} \quad (1.23)$$

t_1 : Epaisseur de l'élément en contact avec la tête de la vis ;

t_2 : Epaisseur de l'élément qui n'est pas avec la tête de la vis ;

F_{u1} : Contrainte ultime de l'élément en contact avec la tête de la vis ;

F_{u2} : Contrainte ultime de l'élément qui n'est pas en contact avec la tête de la vis ;

d : Diamètre de la vis.

- $t_2/t_1 \geq 2.5$:

$$P_{nst} = \text{minimum} \left\{ 2.7t_1 d F_{u1}; 2.7t_2 d F_{u2} \right\} \quad (1.24)$$

- $1 < t_2/t_1 < 2.5$: La résistance de la vis peut être déterminée par une interpolation linéaire entre les deux cas précédents.

➤ Rupture de la vis limitée par la distance :

$$P_{ns} = t \cdot e \cdot F_u \quad (1.25)$$

Les résistances associées à ces modes de rupture sont données par le code AISI S100-07 [30] où l'équation 1.22 peut être exprimée par :

$$T_n = \text{minimum} \left\{ (n_t \cdot P_{ns,t} + n_s \cdot P_{ns,s} + P_{ns,t\&s}); W_e \cdot t_{sh} \cdot F_y \right\} \quad (1.26)$$

Avec :

n_t : Nombre de vis au niveau de la traverse dans la bande efficace ;

n_s : Nombre des vis au niveau d'un montant d'extrémité dans la bande efficace ;

P_{ns} : Résistance nominale au cisaillement des vis, donnée par le code AISI S100 [30], t et s concernent les vis de la traverse et ceux du montant respectivement et l'indice $t\&s$ concerne la vis située aux coins du SWP. La figure 1.20 illustre l'équilibre entre la force de traction

dans la plaque structurale et la somme des résistances au cisaillement des éléments de fixation.

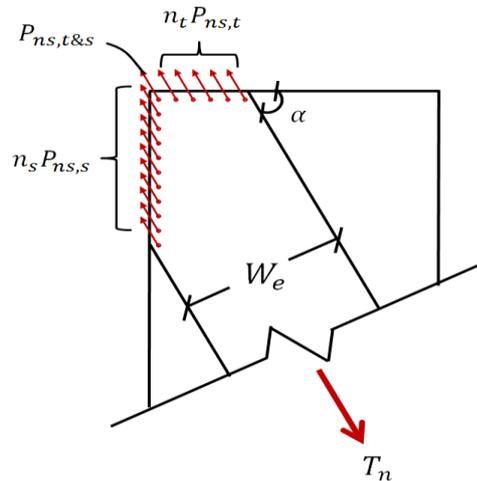


Figure 1.20 : Sollicitation développée dans la bande efficace [29]

La résistance nominale au cisaillement d'un SWP peut être exprimée en terme de nombre d'éléments de fixation et leurs résistances nominales au cisaillement dans la largeur de la bande efficace, au moyen de l'expression suivante :

$$V_n = \text{minimum} \{ (n_t \cdot P_{ns,t} + n_s \cdot P_{ns,s} + P_{ns,t\&s}) \cdot \cos \alpha ; W_e \cdot t_{sh} \cdot F_y \cdot \cos \alpha \} \quad (1.27)$$

Le nombre d'éléments de connexion peut être exprimé en fonction de la largeur de la bande efficace (figure 1.21).

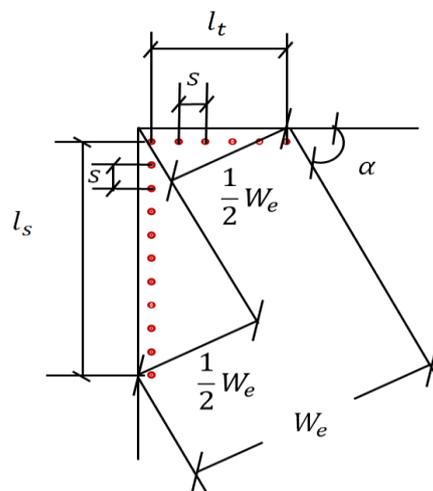


Figure 1.21 : Schémas de la bande efficace [29]

Selon la figure 1.21 et 1.22, s : espacement des vis, l_s et l_t : sont respectivement les longueurs du montant et traverse qui contribuent à la résistance de la bande efficace. W_e : est la largeur de la bande efficace déterminée comme suit :

$$W_e = 2 \cdot l_t \cdot \sin \alpha = 2 \cdot (s \cdot n_t) \cdot \sin \alpha \quad (1.28)$$

$$W_e = 2 \cdot l_s \cdot \cos \alpha = 2 \cdot s \cdot n_s \cdot \cos \alpha \quad (1.29)$$

D'où :

$$n_t = \frac{W_e}{2 \cdot s \cdot \sin \alpha} \quad (1.30)$$

et

$$n_s = \frac{W_e}{2 \cdot s \cdot \cos \alpha} \quad (1.31)$$

En remplaçant les expressions de n_t et n_s dans l'équation 1.27 on a :

$$V_n = \min \left\{ \left(\frac{W_e}{2 \cdot s \cdot \sin \alpha} \cdot P_{ns,t} + \frac{W_e}{2 \cdot s \cdot \cos \alpha} \cdot P_{ns,s} + P_{ns,t\&s} \right) \cdot \cos \alpha ; W_e \cdot t_{sh} \cdot F_y \cdot \cos \alpha \right\}$$

Ainsi, la longueur de la bande efficace W_e est donnée par la formule :

$$W_e = \begin{cases} W_{max} & \text{si } \lambda \leq 0,0819 \\ \rho \cdot W_{max} & \text{si } \lambda > 0,0819 \end{cases} \quad (1.32)$$

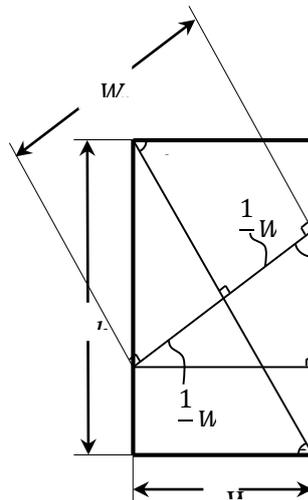


Figure 1.22 : Largeur maximale de la bande efficace [29]

Où :

- $W_{max} = \frac{W}{\sin \alpha}$: Largeur maximale de la bande efficace.

$$\rho = \frac{1-0,55 \cdot (\lambda-0,08)^{0,12}}{\lambda^{0,12}} \quad (1.33)$$

$$\lambda = 1,736 \cdot \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2}{\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3^2 \cdot \alpha} \quad (1.34)$$

- α : Rapport hauteur/longueur du SWP ;
- $\alpha_1 = F_{ush}/310,27$;
- $\alpha_2 = F_{uf}/310,27$;
- $\beta_1 = t_{sh}/0,457$;
- $\beta_2 = t_f/0,457$;
- $\beta_3 = s/152,4$;
- F_{ush} : Résistance à la traction de la plaque structurelle en [MPa] ;
- F_{umin} : Valeur minimum entre la résistance à la traction du montant et celle de la traverse en [MPa] ;
- t_{sh} : Epaisseur de plaque structurelle en acier en [mm] ;
- t_{min} : Valeur minimale entre l'épaisseur du montant et celle de la traverse ;
- s : Espacement des éléments de fixations au périmètre du SWP.

Un exemple est présenté en annexe-2.

1.4.2.4 Modèle à plusieurs bandes « Strips model »

Ce système consiste à contreventer une structure en acier léger par une plaque structurelle en acier plat sans ouverture. L'interprétation physique se traduit par un champ de tension qui se développe sous forme de plusieurs bandes inclinées dans cette plaque structurelle en acier lors des sollicitations des SWP [31,32].

Plusieurs travaux de recherche ont été effectués dans la contribution au développement de cette thématique. Thorburn et al. (1983) ont démontré que la réponse du panneau fournit une bonne approximation des résultats pour des investigations sur un seul niveau d'un panneau de contreventement avec une plaque structurelle en acier. Le modèle à bandes

étudié [31] a été représenté par des bandes bi-articulées, inclinées d'un angle α comme le montre la figure 1.23.

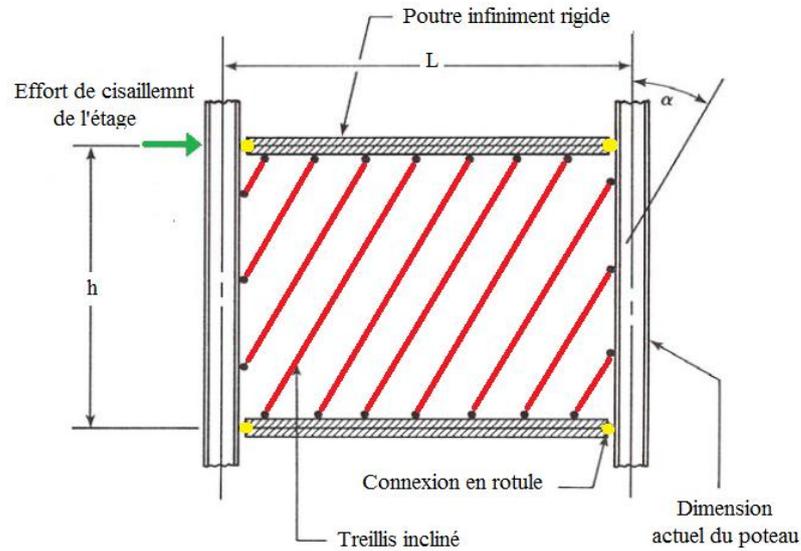


Figure 1.23 : Modèle à bandes (Strip model) [31]

Les résultats de la recherche [31] ont montré que la rigidité du poteau affecte la valeur α (angle d'inclinaison des bandes), ainsi l'équation de α proposée initialement par Thorburn (1983) a été modifiée comme suit :

$$\tan \alpha = \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + th \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 I_c L} \right)}} \quad (1.35)$$

Avec :

A_c : Section transversale de la poutre (column) ;

A_b : Section transversale du poteau (beam) ;

L : Longueur de la poutre du centre au centre ;

t : Epaisseur de la bande plate en acier ;

I_c : Moment d'inertie de la poutre.

Ou :

$$t = \frac{2 V_s \Omega_s}{f_y L \sin 2 \alpha} \quad (1.36)$$

Avec f_y : Contrainte élastique.

Cette méthode a été développée pour des panneaux de contreventement avec une plaque structurelle en acier formé à froid, sachant que l'ossature (poteaux et poutres) est en profilés en acier laminés à chaud, d'où une tentative d'adaptation de cette méthode pour un panneau de contreventement où les montants et les traverses seront en profilés formés à froid (un cas d'exemple est présenté en annexe-3).

1.4.2.5 Modèle de résistance simplifié (Simplified Strength Model : SSM)

En examinant les hypothèses, les limites et la formulation des modèles analytiques existants, Chen [33] a conclu que l'approche analytique des panneaux de contreventement en plaques structurelles en bois avec ossature de même nature (en bois) peut être appliquée dans le cas des panneaux de contreventement où l'ossature est en acier formé à froid et plaque structurelle en bois. Chen [33] a adapté une approche du modèle élastique avec des hypothèses simplifiées, à savoir :

- L'ossature en acier (montants et traverse) est rigide et articulée ;
- La plaque structurelle en bois reste rigide pendant les essais de chargement ;
- La loi de comportement force-déplacement des vis d'assemblage entre l'ossature et la plaque structurelle est idéalisée par une courbe bilinéaire ;
- Le déplacement relatif entre l'ossature et la plaque structurelle est négligeable devant celui du SWP, et par conséquent, ils ont le même déplacement ;
- Aucun déplacement relatif entre le centre de l'ossature et la plaque structurelle, ou, les coordonnées originales entre le SWP et l'ossature seront identiques durant le chargement.

La figure 1.24 et 1.25 [33] présentent respectivement la distribution des forces sur les éléments du panneau de contreventement, ainsi que sur les éléments d'assemblage (vis) entre la plaque structurelle en bois et l'ossature en PFF sous une sollicitation horizontale.

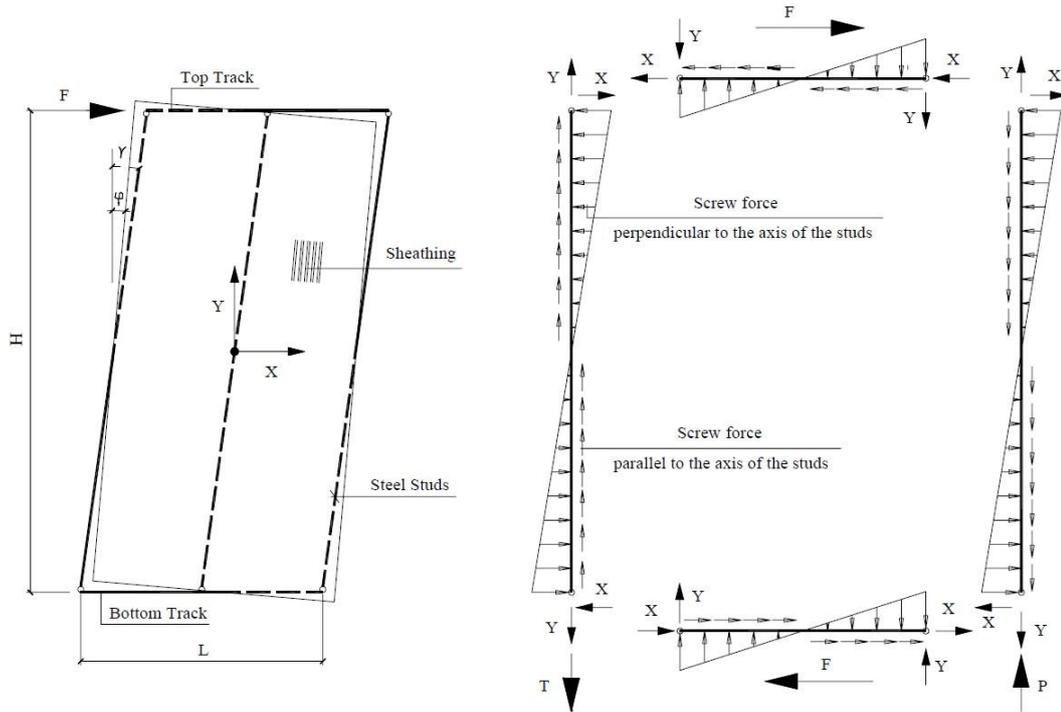


Figure 1.24 : Distribution de la force dans les éléments du panneau (montants et traverses)

[33]

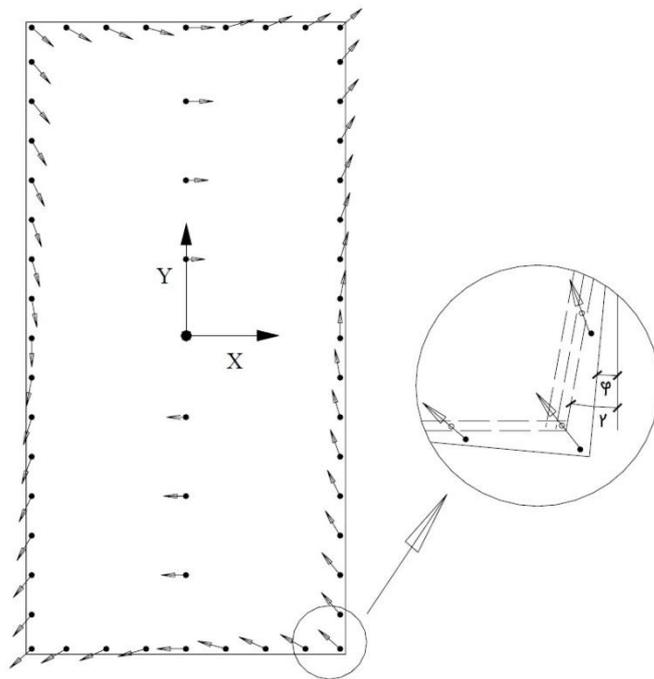


Figure 1.25 : Distribution de la force dans les éléments de l'assemblage [33]

Supposant que le sens positif est celui d'une montre, le déplacement de l'ossature du panneau relatif à la plaque structurelle est donné par les équations suivantes, où l'axe X et Y sont respectivement les axes horizontaux et verticaux :

$$\text{Selon l'axe X : } u = u_{fram} - u_{sh} = (\gamma - \varphi)y \quad (1.37)$$

$$\text{Selon l'axe Y : } v = v_{fram} - v_{sh} = \varphi x \quad (1.38)$$

Avec :

u : Déplacement relatif de l'ossature par rapport au déplacement de la plaque selon l'axe X ;

u_{fram} : Déplacement du panneau selon l'axe X ;

u_{sh} : Déplacement de la plaque structurelle selon l'axe X ;

v : Déplacement relatif du panneau par rapport au déplacement de la plaque selon l'axe Y ;

v_{fram} : Déplacement du panneau selon l'axe Y ;

v_{sh} : Déplacement de la plaque structurelle selon l'axe Y ;

x : Coordonnée relative par rapport au centre origine géométrique de SWP selon l'axe X ;

y : Coordonnée relative par rapport au centre origine géométrique de SWP selon l'axe Y.

La force développée dans chaque connexion entre l'ossature (cadre) et la plaque (*fram-to-sh*) du SWP peut être décomposée selon les deux directions X et Y comme suit :

$$S_{xi,conn} = Ku_i = K(\gamma - \varphi)y \quad (1.39)$$

$$S_{yi,conn} = Kv_i = K(\varphi)x \quad (1.40)$$

Ou :

$S_{xi,conn}$: Composante de la force développée dans la connexion ossature-plaque selon l'axe X ;

$S_{yi,conn}$: Composante de la force développée dans la connexion ossature-plaque selon l'axe Y ;

i : Nombre de connexion (vis) ;

K : Rigidité au cisaillement de la connections panneau-plaque ;

La somme de l'énergie potentielle basée sur la distribution de la force de cisaillement sur la totalité des connexions (vis) ossature-plaque structurelle peut être exprimée :

$$U_1 = \sum_{i=1}^n \frac{1}{2} K (u_i^2 + v_i^2) \quad (1.41)$$

Avec :

U_1 : Somme de l'énergie potentielle due à la distribution totale de la force de cisaillement dans les connexions ;

N : Nombre total des connexions (vis).

Cependant, l'énergie potentielle basée sur le déplacement du SWP sous la charge horizontale est donnée par la formule suivante :

$$U_2 = -F\gamma H \quad (1.42)$$

Ou :

F : Force appliquée au sommet de SWP ;

H : Hauteur du SWP.

En substituant les équations (1.41) et (1.42) dans l'équation (1.37), l'énergie potentielle totale développée dans SWP est donnée par l'équation (1.43) :

$$U = U_1 + U_2 = \frac{1}{2} K \sum_{i=1}^n \{([y_i^2 (\gamma - \varphi)^2] + x^2 \varphi^2)\} - F\gamma H \quad (1.43)$$

En prenant les dérivées partielles de cette expression en termes de φ et γ avec le principe de l'énergie potentielle minimale, les expressions résultantes deviennent égales à zéro :

$$\frac{\delta U}{\delta \gamma} = 0 \text{ Et } \frac{\delta U}{\delta \varphi} = 0 \quad (1.44)$$

Ainsi, les expressions précédentes deviennent:

$$K(\gamma - \varphi) \sum_{i=1}^n y_i^2 - FH = 0 \quad (1.45)$$

$$K[-(\gamma - \varphi) \sum_{i=1}^n y_i^2 + \varphi \sum_{i=1}^n x_i^2] = 0 \quad (1.46)$$

Ou :

$$\gamma = \frac{1}{k} FH \left(\frac{1}{\sum_{i=1}^n x_i^2} + \frac{1}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \right) \quad (1.47)$$

$$\varphi = \frac{1}{k} FH \frac{1}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \quad (1.48)$$

Remplaçant les équations (1.47) et (1.48) dans les équations (1.45) et (1.46), chaque composante de force peut être exprimée sans la rigidité de cisaillement de la connexion (vis) plaque-ossature :

$$S_{xi;conn} = FH \frac{y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \quad (1.49)$$

$$S_{yi;conn} = FH \frac{x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \quad (1.50)$$

La résultante de la force de la connexion plaque-panneau est donnée :

$$S_{i;conn} = \sqrt{S_{xi;conn}^2 + S_{yi;conn}^2} = FH \sqrt{\left(\frac{x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}\right)^2 + \left(\frac{y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2}\right)^2} \quad (1.51)$$

Ou:

$S_{i;conn}$: La résultante de la force connexion plaque-panneau

La force maximale est exprimée dans la position la plus éloignée du SWP par rapport à son centre de gravité, et qui sont les quatre coins du SWP, ainsi cette force maximale est donnée par :

$$S_{max;conn} = FH \sqrt{\left(\frac{x_{max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2}\right)^2 + \left(\frac{y_{max}}{\sum_{i=1}^n y_i^2}\right)^2} \quad (1.52)$$

Avec :

$S_{max;conn}$: Force maximale développée dans les quatre coins du SWP ;

x_{max} : Coordonnés des connexions aux quatre coins du SWP selon l'axe X ;

y_{max} : Coordonnés des connexions aux quatre coins du SWP selon l'axe Y.

Dans un modèle simplifié, la rupture du SWP est atteinte lorsque la capacité de résistance au cisaillement des connexions (vis) entre la plaque et l'ossature est atteinte $S_{u;conn}$. Donc la capacité ultime d'un SWP peut être exprimée comme suit:

$$S_{u,wall} = \frac{S_{u,conn}}{H \sqrt{\left(\frac{x_{max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2}\right)^2 + \left(\frac{y_{max}}{\sum_{i=1}^n y_i^2}\right)^2}} \quad (1.53)$$

Un cas d'exemple est présenté en annexe-1.

1.4.2.6 Calcul de la résistance au cisaillement des SWP pris dans son ensemble

La résistance latérale du SWP avec une plaque structurelle en bois associée au mode de rupture d'un panneau de contreventement, peut s'exprimer par l'expression suivante [34] :

$$P_U = P_S + P_F \quad (1.55)$$

Avec :

P_U : Résistance latérale au cisaillement du panneau de contreventement ;

P_S : Résistance latérale au cisaillement de la plaque structurelle (Sheathing) ;

P_F : Résistance latérale des montants du panneau de contreventement (Framing).

Si la plaque structurelle est prévue sur les deux (02) faces du panneau, on a :

$$P_S = \sum_{i=1}^2 P_{S,i} \quad (1.56)$$

$$P_F = K_F \cdot \Delta \quad (1.57)$$

K_F : Rigidité du montant ;

Δ : Déplacement latéral ultime du panneau de contreventement sous force horizontale.

$$K_F = \sum_{Montants} \frac{3 \cdot E_F \cdot I_F}{h^3} \quad (1.58)$$

E_F et I_F : sont respectivement le module d'élasticité du matériau du montant et le moment d'inertie du montant ;

h : Hauteur du panneau.

En considérant une compatibilité entre la déformation latérale du montant et celle de la plaque structurelle on aura :

$$\Delta = \frac{P_S}{K_S} \quad (1.60)$$

On substitue la relation (1.60) dans (1.57) on aura :

$$P_F = \frac{K_F}{K_S} \cdot P_S \quad (1.61)$$

La résistance latérale du panneau de contreventement sera donc :

$$P_U = \left(1 + \frac{K_F}{K_S}\right) \cdot P_S \quad (1.62)$$

La rigidité latérale de la plaque structurale peut être calculée par la formule suivante :

$$K_S = \frac{G_S \cdot A_S}{1,2 \cdot h} \alpha_V + \frac{3 \cdot E_S \cdot I_S}{h^3} \alpha_B \quad (1.64)$$

Avec E_S et G_S sont respectivement module de Young et module de cisaillement du matériau de la plaque structurale; α_V et α_B : coefficients de réduction de la rigidité latérale de déformation dû au cisaillement et à la flexion.

$$A_S = t_s \cdot l \quad (1.65)$$

$$I_S = \frac{t_s \cdot l^3}{12} \quad (1.66)$$

Où : t_s est l'épaisseur de la plaque, l est la longueur du SWP.

$$\alpha_V = \left(\frac{C_U}{3,3 \cdot n_c}\right)^{1,8} \cdot \left(\frac{152,4}{S_c}\right) \quad (1.67)$$

$$\alpha_B = \left(\frac{6}{C_U}\right) \cdot \left(\frac{152,4}{S_c}\right)^{\frac{1,3 \cdot n_c}{C_U}} \quad (1.68)$$

Où :

S_C : Espacement entre axes des vis de fixation aux périmètres du panneau en (in).

C_u : Facteur de résistance ultime de la plaque structurale associé au mode de rupture du panneau et à l'excentricité d'application de la force horizontale dans le panneau.

n_c : Nombre total des vis de fixation plaque-montants.

Résistance latérale de la plaque structurelle:

La détermination de la résistance latérale de la plaque structurelle qui prend en compte l'excentricité de la force appliquée au sommet du panneau par rapport à la distribution des vis est déterminée par la méthode (Brandt, 1982) comme suit :

$$P_{s,i} = C_u \cdot V_r \cdot \eta \quad (i = 1,2) \quad (1.69)$$

Où :

V_r : Valeur minimale entre la résistance au cisaillement de la plaque, la résistance au cisaillement des vis de fixation et la capacité portante des montants ;

η : Coefficient de comportement relatif à la variation hauteur/longueur du panneau donné par la formule (1.71) ;

C_u : Facteur de réduction de la résistance à la rupture lié à l'excentricité de la charge appliquée (figure 1.26) donné par l'équation (1.70).

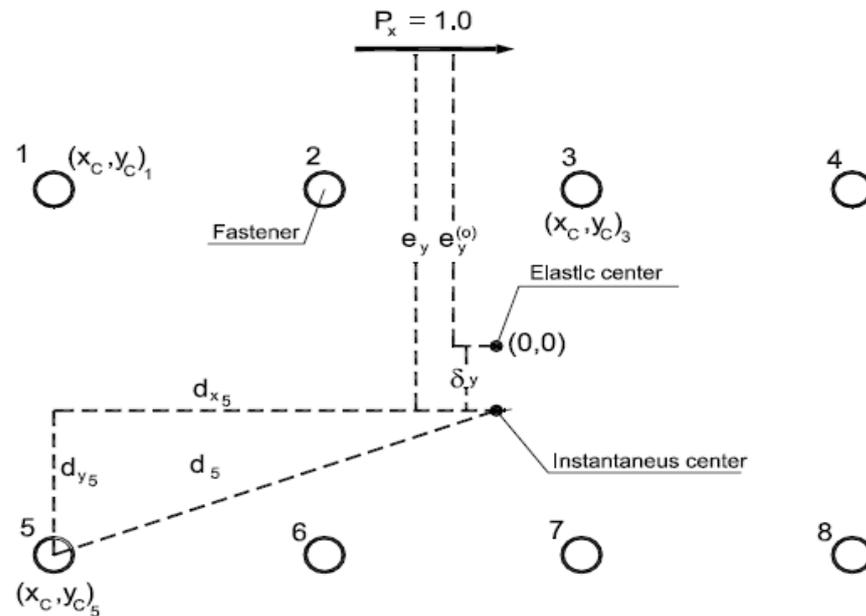


Figure 1.26 : Distribution de force latérale sur l'élément de fixation (Brandt, 1982)

$$C_U = \left| \frac{M}{M_p} \right| \quad (1.70)$$

$$\eta = \sqrt{8 - \frac{h}{l}} - 1.45 \geq 0 \quad (1.71)$$

Où :

M_p : Moment induit par la force unitaire appliquée au sommet du panneau, par rapport au centre de rotation du panneau.

$$M_p = P_x \cdot e_y \quad (1.72)$$

e_y : Bras de levier de la force unitaire P_x du point d'application au centre de rotation.

$$e_y = e_y^0 + \delta_y \quad (1.73)$$

$$\delta_y = (P_x/n_c) \cdot (J/M_0) \quad (1.74)$$

J : Moment d'inertie polaire des vis de fixations.

$$J = \sum_{i=1}^{n_c} (x_{c_i}^2 + y_{c_i}^2) \quad (1.75)$$

M_0 : Moment induit par la force unitaire appliquée au sommet du panneau, par rapport au centre élastique du panneau.

$$M_0 = P_x \cdot e_y^0 \quad (1.76)$$

M : Moment associé aux vis de fixations.

$$M = 0,93 \cdot \sum_{i=1}^{n_c} d_i \quad (1.77)$$

d_i : Distance ente une vis et le centre de rotation donnée par la formule :

$$d_i = \sqrt{x_{c_i}^2 + d_{y_i}^2} \quad (1.78)$$

Avec :

$$d_{y_i} = y_{c_i} + \delta_y \quad (1.79)$$

1.4.3 Approche numérique par loi de comportement

L'approche numérique est considérée comme une alternative aux approches expérimentales ou analytiques. Généralement dans ce cas d'étude la modélisation en éléments finis avec introduction de lois de comportement est la méthode la plus utilisée. Elle offre aussi un gain de temps et de délais considérables relativement à d'autres approches. On peut distinguer deux cas d'analyses.

1.4.3.1 Analyse globale par une macro-modélisation

Généralement, c'est une modélisation filaire, où les éléments du système à étudier sont modélisés grâce à leurs axes neutres. Bien que cette méthode peut être utilisée pour simuler la réponse globale du SWP et déterminer sa résistance par introduction de loi de comportement dans le modèle en EF en utilisant des logiciels tels que ETABS, SAP 2000, ROBOT..., elle est basée sur divers hypothèses de simplification qui tendent vers un cumule d'incertitude et d'erreur dans les résultats. D'une autre manière, cette méthode ne tient pas compte de certains paramètres à modéliser tels que : le contact entre les éléments, le frottement, le diamètre des vis, et par conséquent, les résultats ne permettront pas l'identification du mécanisme ou de rupture locale par exemple.

1.4.3.2 Analyse par une micro-modélisation

Cette méthode est plus efficace que la précédente, elle consiste à reprendre la modélisation de tous les éléments qui constituent le panneau de contreventement avec leurs caractéristiques géométriques et mécaniques réelles. Dans des SWP, les montants, les traverses et les plaques structurelles sont généralement considérés comme des éléments « Shell ». Une attention particulière est accordée aux assemblages des éléments, notamment le diamètre des vis et leur espacement.

Le comportement non-linéaire global du panneau de contreventement est dû à plusieurs sources de non-linéarité à introduire dans le modèle numérique, à savoir :

- Non-linéarité géométrique (grands déplacements) ;
- Non-linéarité mécanique ;
- Non-linéarité due aux assemblages.

Bien que cette méthode nécessite des connaissances théoriques très vastes pour reprendre et simuler le comportement d'un SWP d'une manière plus réaliste, elle permet l'élaboration des modèles prédictifs, à partir d'une validation des résultats numériques avec ceux de l'expérimentation.

1.4.3.3 Lois de comportement

La détermination des paramètres de conception de ces systèmes de contreventement tels que : la limite élastique, la rigidité élastique, la ductilité, la capacité de dissipation d'énergie est basée sur leurs réponses sous un chargement latéral. Cette réponse est caractérisée par un comportement non-linéaire, et par conséquent, des modèles basés sur ces lois de comportement et notamment sur l'énergie élastique-plastique équivalente (EEEP : Equivalent Energy Elastic Plastic) ont été développés afin de déterminer ces paramètres, où on distingue deux modèles :

➤ Modèle bilinéaire

Ce modèle basée sur la capacité de la dissipation d'énergie est caractérisé par une courbe bilinéaire proposé par Rogers et al. [35] (figure 1.27). Le principe de ce modèle est basé sur l'égalité de la dissipation d'énergie du panneau de contreventement durant son chargement monotone ou cyclique. C'est-à-dire que l'aire à l'extérieur de la courbe idéalisée et limité par la courbe expérimentale (A_1) soit égale à l'aire qui se trouve à l'intérieur de cette courbe bilinéaire (A_2) limité par la même courbe expérimentale comme le montre la figure ci-dessous.

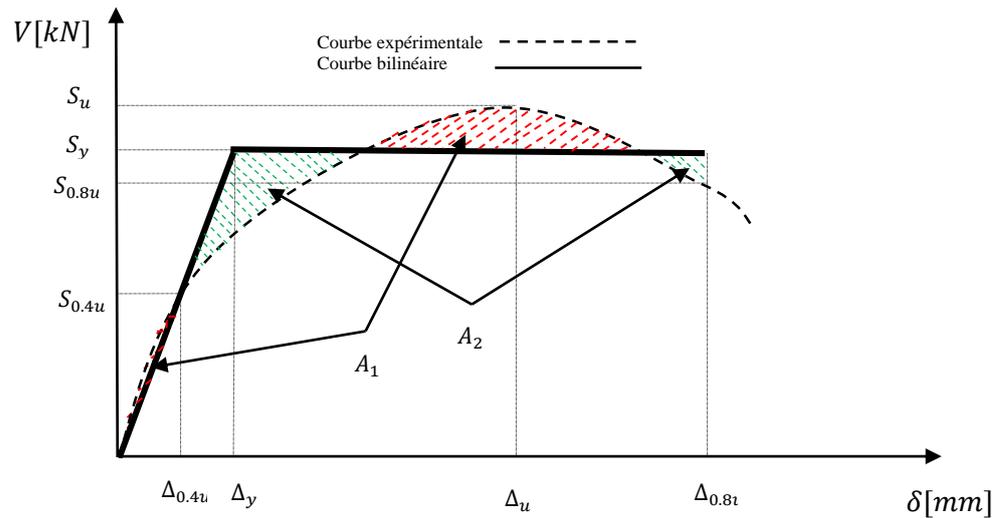


Figure 1.27 : Modèle bilinéaire de l'énergie élasto-plastique équivalente EEEP [35]

L'évaluation de la courbe EEEP nécessite la détermination des résistances : S_u , $S_{0.4u}$, $S_{0.8u}$ et tous les déplacements associés : Δ_u , $\Delta_{0.4u}$, $\Delta_{0.8u}$.

En raison du comportement non-linéaire des SWP une ligne droite passant par l'origine et le point $(S_{0.4u}, \Delta_{0.4u})$ définit la partie élastique de la courbe bilinéaire de l'EEEEP et par conséquent la rigidité élastique K_e . Le niveau de la résistance de 40% a été considéré comme une estimation raisonnable de la charge de service.

$$K_e = \frac{S_{0.4u}}{\Delta_{0.4u}} = \frac{S_y}{\Delta_y} \quad (1.80)$$

L'énergie sous la courbe a été calculée jusqu'au déplacement qui correspond à une résistance de l'ordre de $S_{0.8u}$. Ce niveau de charge a été considéré comme la limite de la capacité utile du panneau représentant le point de rupture d'un spécimen.

Le trait horizontal qui représente la partie plastique de la courbe d'EEEEP a été fixé de façon que la surface (A_{EEEEP}) liée à la courbe d'EEEEP, l'axe des abscisses et le déplacement limite $\Delta_{0.8u}$ soit égal à la surface au-dessous de la courbe expérimentale (A), autrement dit les secteurs A_1 et A_2 représentés sur la figure 1.27 sont égaux et la partie plastique de la courbe bilinéaire est fixée à la limite de résistance de rupture au cisaillement du panneau.

$$A_{total} = A_{EEEEP} = \frac{\Delta_y \cdot S_y}{2} + (\Delta_{0.8u} - \Delta_y) \cdot S_y \quad (1.81)$$

Afin d'assurer l'égalité des énergies, la limite élastique est ajustée comme suit :

$$S_y = \frac{-\Delta_{0.8u} \pm \sqrt{\Delta_{0.8u}^2 - \frac{2A}{K_e}}}{-\frac{1}{K_e}} \quad (1.82)$$

➤ Modèle multilinéaire

Par le même principe des énergies équivalentes un modèle multilinéaire a été développé afin de raffiner davantage le modèle bilinéaire et de représenter la courbe du comportement non-linéaire des panneaux d'une manière plus proche (figure 1.28) [36, 37, 38].

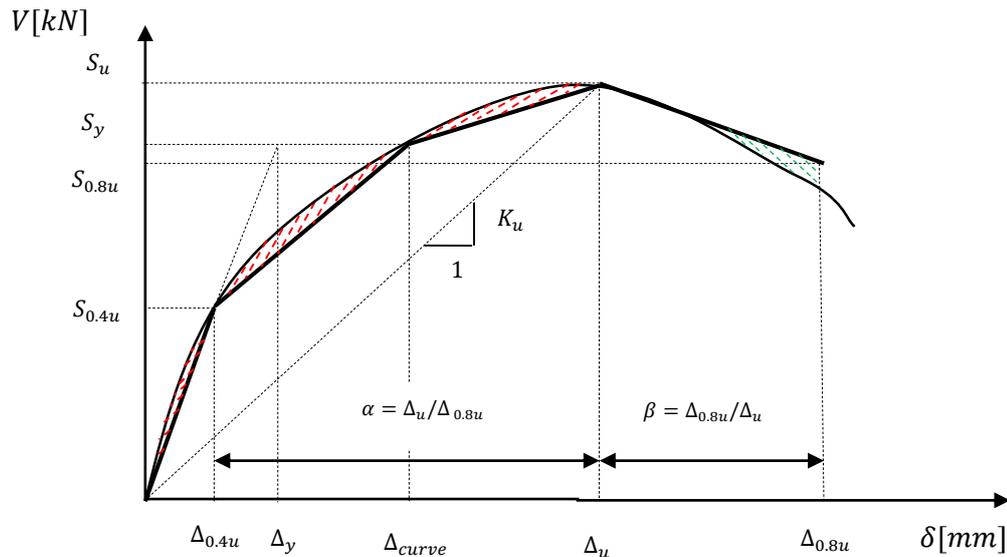


Figure 1.28 : Modèle multilinéaire de l'énergie équivalente EEEP [36, 37, 38]

- S_u : Correspond à la résistance nominale R_n ;
- Δ_u : Correspond au déplacement ultime δ sous S_u ;
- K_u : Correspond à la rigidité ultime des panneaux de cisaillements est calculé en utilisant la norme AISI pour l'acier formé à froid.

$$K_u = \frac{R_n \cdot l}{\delta} \quad (1.83)$$

Avec :

R_n : Résistance nominale de cisaillement, dépendant du type, de l'épaisseur du panneau et de l'espacement de vis ;

l : Longueur du panneau ;

δ : Déplacement total du panneau calculé par l'équation C2.1-2 (AISI 2007).

$$\delta = \frac{2vh^3}{3E_s A_c b} + \omega_1 \omega_2 \frac{vh}{\rho G t_{sheathing}} + \omega_1^{5/4} \omega_2 \omega_3 \omega_4 \left(\frac{v}{0,0029\beta} \right)^2 + \frac{h}{b} \delta_v \quad (1.84)$$

A_c : Section transversale des éléments d'extrémités (mm²) ;

b : Largeur du panneau (mm) ;

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier (MPa) ;

G : Module de cisaillement de l'acier (MPa) ;

h : Hauteur du panneau (mm) ;

s : Espacement maximum d'attache aux bords de panneau (mm) ;

$t_{sheathing}$: Epaisseur de la plaque structurelle (mm) ;

t_{stud} : Epaisseur des montants (mm) ;

$v = \frac{V}{b}$ (N/mm) ;

V : Effort latérale appliqué au panneau (N) ;

$\beta = 500 (t_{sheathing}/0,457)$;

δ_v : Déplacement vertical de l'ancrage/attachement détails (mm) ;

$\rho = 0,075(t_{sheathing}/0,457)$;

$\omega_1 = s/152,4$;

$\omega_2 = 0,838/t_{stud}$;

$\omega_3 = \sqrt{\frac{(h/b)}{2}}$;

$\omega_4 = \sqrt{\frac{227,5}{F_y}}$.

- $S_{0,4u}$: Limite élastique associée à 40% de la résistance ultime au cisaillement ;
- $\Delta_{0,4u}$: Déplacement associé à $S_{0,4u}$;
- $S_{0,8u}$: Limite de rupture associée à une dégradation de 20% de la résistance ultime au cisaillement ;
- $\Delta_{0,8u}$: Déplacement à l'état de rupture associé a $S_{0,8u}$ ou à un déplacement inter-étage équivalent à 2,5% de la hauteur du SWP;
- S_y : Limite élastique associée à 85% de la résistance nominale au cisaillement.

Suite aux résultats expérimentaux des essais menés par Serrette et al. [39], le rapport α entre le déplacement ultime Δ_u et le déplacement élastique $\Delta_{0.4u}$ varie de 8,61 à 10,29, soit une valeur moyenne de 9,25. Le rapport β entre le déplacement à la rupture $\Delta_{0.8u}$ et le déplacement ultime Δ_u varie entre 1,00 et 1,63 soit une valeur moyenne de 1,40.

- Δ_{curve} : est ajusté de telle sorte que la surface (A_{multi}) limitée par la courbe multilinéaire, l'axe des abscisses et le déplacement limite $\Delta_{0.8u}$ soit égal à la surface en dessous de la courbe expérimentale (A).

$$A_{EEEE} = \frac{\Delta_y \cdot S_y}{2} + (\Delta_{0.8u} - \Delta_y) \cdot S_y \quad (1.85)$$

$$A_{multi} = \frac{\Delta_{0.4u} \cdot S_{0.4u}}{2} + \frac{(\Delta_{curve} - \Delta_{0.4u})(S_y + S_{0.4u})}{2} + \frac{(\Delta_u - \Delta_{curve})(S_u + S_y)}{2} + \frac{(\Delta_{0.8u} - \Delta_u)(S_u - S_{0.8u})}{2} \quad (1.86)$$

On déduit l'expression de Δ_c en égalisant les équations 1.85 et 1.86 :

$$\Delta_{curve} = \frac{S_y \cdot (\Delta_u + \Delta_y - 2 \cdot \Delta_{0.8u} - \Delta_{0.4u}) + S_u \cdot \Delta_{0.8u} + S_{0.8u} \cdot (\Delta_{0.8u} - \Delta_u)}{0,6 \cdot S_u} \quad (1.87)$$

➤ Modèle hystérésis

La réponse d'un système de contreventement sous un chargement cyclique horizontal peut être simulée par un modèle hystérésis en adaptant une loi de comportement multilinéaire tel que le modèle « pivot » [40]. Ce modèle a été initialement développé par Dowell R. K. et Seible F., Wilson E. pour simuler le comportement non-linéaire des éléments en béton armé sous une sollicitation dynamique. Les tests expérimentaux ont montré que l'allure des courbes tend vers le même point de pivotement (figure 1.29) en idéalisant la courbe hystérésis avec la prise en charge de la dégradation de la résistance et de la rigidité [41].

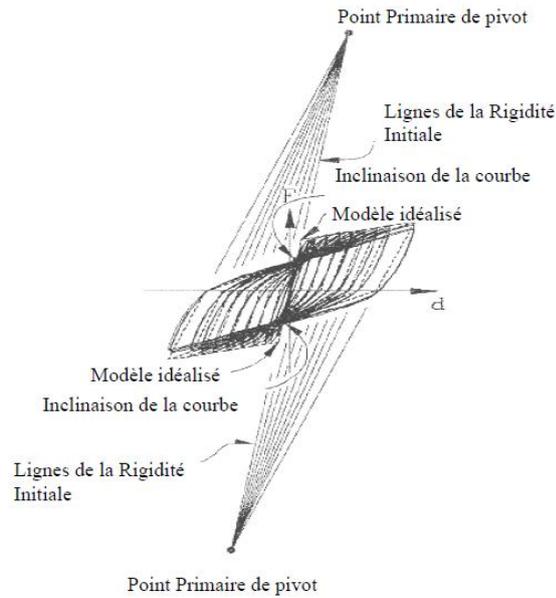


Figure 1.29 : Comportement hystérésis force-déformation [41]

Ce modèle est similaire au modèle non-linéaire proposé par Takeda, mais avec des paramètres additionnels qui doivent être calculés [41] et déterminés pour le contrôle de la dégradation de la rigidité des boucles hystérésis du système de contreventement [7].

Ces paramètres tiennent compte de la localisation des points P_1 et P_2 de pivotement des courbes (α_1 et α_2) ainsi que de l'angle de dégradation de la trajectoire de ces courbes (β_1 , β_2) lors de déchargement du système de contreventement (figure 1.30) :

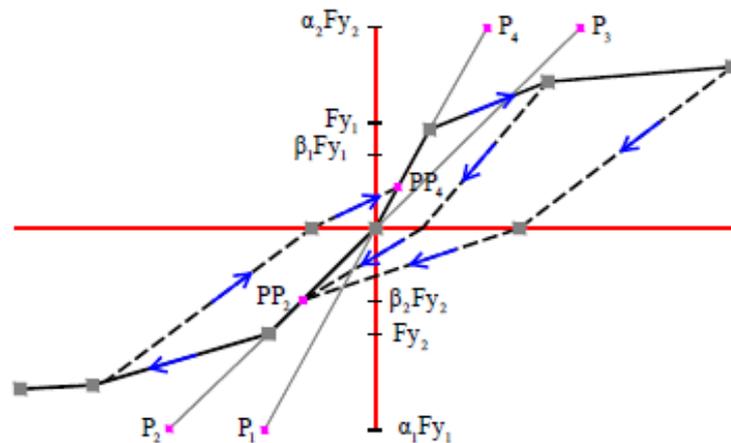


Figure 1.30 : Modèle multilinéaire plastique pivot [41]

Les paramètres du modèle sont :

- P1, P2, P3, P4 : Points primaires de pivot ;
- PP2, PP4 : Points de pincement ;
- α_1, α_2 : Paramètres du pivot pour lequel la résistance de rupture dans une direction est multipliée pour définir la position du point primaire de pivot ;
- β_1, β_2 : Coefficient pour laquelle la résistance de rupture dans une direction est multipliée pour définir la position de pincement de pivot. ;
- f_{y2}, f_{y1} : Limites élastiques (respectivement positive et négative).

1.5 Conclusion

Les systèmes de contreventement à base de profilés formés à froid avec plaques structurelles (SWP) travaillent essentiellement en cisaillement pour reprendre aux sollicitations générés par les efforts dus au vent ou au séisme.

Dans ce contexte, plusieurs travaux de recherche ont été élaborés afin de déterminer la résistance des SWPs. L'approche expérimentale a mis en évidence que la résistance d'un SWP et son comportement sous des efforts horizontaux sont fortement gouvernés par la loi de comportement de la résistance des assemblages par vis entre la plaque structurelle et les éléments de l'ossature (montants et traverses) par rapport à d'autres phénomènes de rupture, tels que la rupture par voilement et/ou flambement.

Bien que l'approche expérimentale soit considérée comme l'approche plus fiable pour identifier le comportement et la résistance des SWPs, diverses approches ont été développées pour des raisons de coût et de délais, afin d'évaluer la résistance et prédire le comportement des SWPs ayant des configurations et des caractéristiques géométriques différentes de celles des SWPs testés.

Toutefois, un modèle prédictif du comportement et de la résistance d'un panneau de contreventement avec un modèle en éléments finis, incite à prendre en compte la résistance réelle de l'assemblage, basée sur des essais expérimentaux. La validation du modèle en EF avec l'expérimentation est primordiale.

ETUDE DE LA RESISTANCE D'ASSEMBLAGE DES PLAQUES FORMES A FROID

2.1 Introduction

Ce chapitre présente une étude expérimentale qui consiste à déterminer la résistance des assemblages des plaques, constituant les profilés formés à froid des panneaux de contreventement. Les résultats obtenus seront utilisés pour développer et valider la fiabilité d'une technique de modélisation qui tiendra compte du comportement non-linéaire de l'assemblage. Le modèle validé sera utilisé dans les chapitres suivants (chapitre 3 et 4) pour l'étude de la résistance et du comportement global des panneaux de contreventement sous des sollicitations horizontales gouvernés par la résistance des assemblages.

L'étude expérimentale servira également comme une base de données déterminant la capacité de résistance des assemblages entre les éléments des systèmes de contreventement utilisés en Algérie. Ainsi, pour d'éventuels changements des caractéristiques géométriques des panneaux de contreventement, la résistance de ces derniers peut être évaluée par cette modélisation, et par conséquent, les échantillons d'assemblage utilisés pour cette étude expérimentale sont choisis en termes de nuance d'acier et d'épaisseur des plaques.

2.2 Etude expérimentale

Cette partie expérimentale qui consiste à étudier l'effet de l'épaisseur des profilés et la nuance d'acier sur la résistance de l'assemblage par vis est effectuée selon la norme ECCS TC7 TWG 7.10. [42]. Par ailleurs, deux types d'assemblage sont à étudier, à savoir :

- Assemblage avec une seule vis ;
- Assemblage avec deux vis.

2.2.1 Préparation des échantillons

L'ensemble des essais sur assemblage (avec une seule vis et deux vis) est effectué avec des vis de diamètre 4,18 mm (figure 2.1), Deux nuances d'acier de résistance nominale de 230 MPa et de 345 MPa sont étudiées. Les dimensions de ces échantillons assemblés en profilés formés à froid sont présentées par la figures 2.2 et 2.3.

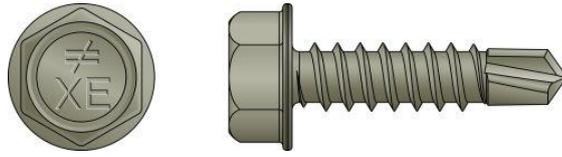
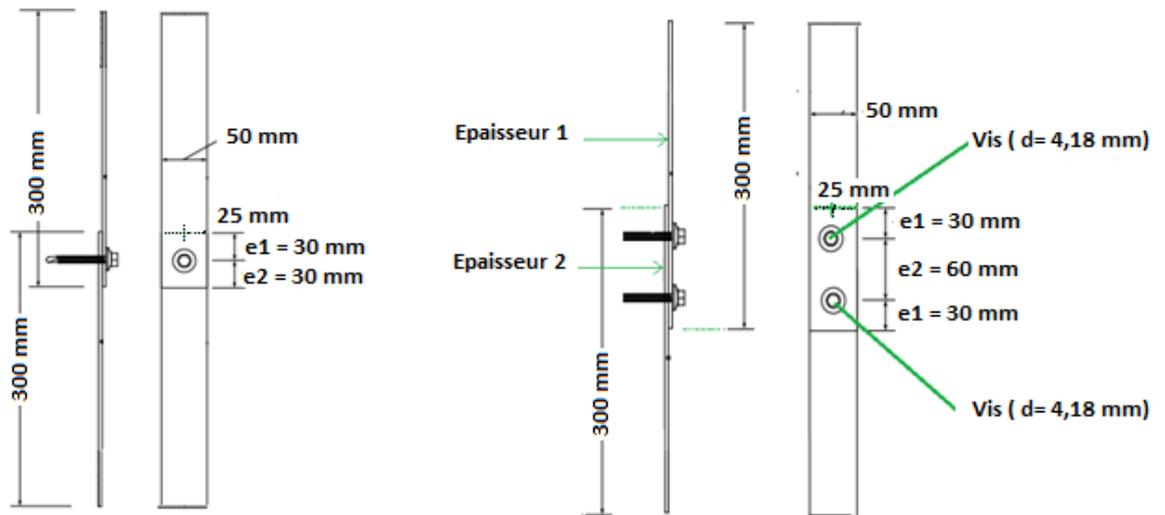


Figure 2.1 : Vis d'assemblage pour les éléments en PFF



a) Epreuve assemblée avec une seule vis

b) Epreuve assemblée avec deux vis

Figure 2.2 : Dimensions de l'éprouvette d'assemblage [42]



a) Assemblage avec une seule vis



b) Assemblage avec deux vis

Figure 2.3 : Vue sur les échantillons assemblés

2.2.2 Moyen et exécution des essais

2.2.2.1 Moyen d'essais

Les essais de traction sur les assemblages sont effectués à l'aide de la machine MTS Criterion série 45 du laboratoire du Centre National D'études et de Recherches Intégrées du Bâtiment « CNERIB » (figure 2.4) [43]. Cette machine qui est dotée de deux cellules de charge de capacité de force maximale de 50 kN et 100 KN se compose de [44] :

➤ Bâti de charge :

Il est de forme rectangulaire et comprend un élément et deux colonnes. Ce modèle à deux colonnes est doté d'une traverse supérieure fixe et à une autre traverse mobile guidée par des vis à billes situées sur le bâti de charge. Une cellule de charge est couplée avec cette traverse est reliée également avec une broche et un adaptateur permettant l'assemblage des mors.

L'entraînement du bâti de charge se trouve à la base du bâti. Le moteur d'entraînement est relié à l'extrémité inférieure des vis à billes par l'intermédiaire d'une série de courroies et de poulies d'entraînement. Sur cette machine à deux colonnes, la rotation du moteur provoque une rotation synchrone des vis à billes, ce qui entraîne le mouvement vers le haut ou vers le bas de la traverse.

➤ Contrôleur du bâti :

- Fournit l'alimentation principale pour le traitement des données et des signaux ;
- Détecte l'activation des fins de course ;
- Offre une interface entre le logiciel (ordinateur) et le bâti ;
- Offre une servocommande numérique pour une vitesse et une position précises ;
- Identifie de façon automatique les accessoires, y compris les cellules de charge et les extensomètres, grâce à la fonction d'auto-identification ;
- Communique avec le boîtier ;
- Fournit un taux d'acquisition des données programmable (jusqu'à 1 000 Hz maximum).

➤ Le logiciel :

Le logiciel d'essais MTS propose plusieurs modèles d'essais offrant des configurations conformes aux besoins. L'ensemble d'essais généraux se décompose en quatre catégories spécifiques :

- Traction MTS ;
- Compression MTS ;
- Flexion MTS ;
- Adhérence/déchirure MTS.

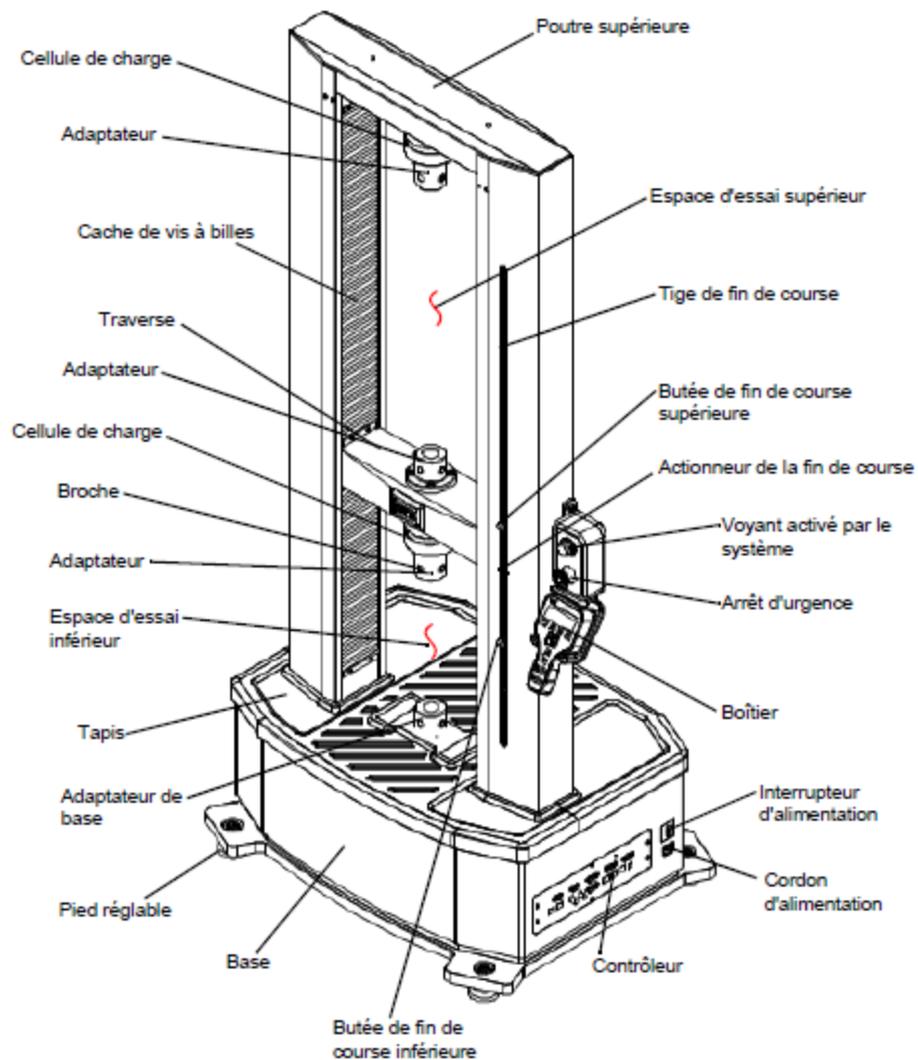


Figure 2.4 : Principales composantes de la machine MTS-C45 [44]

2.2.2.2 Exécution des essais

En ce qui concerne l'exécution des essais, le spécimen est attaché à l'aide de deux mors, le mors inférieur est fixe, par contre, le mors supérieur se déplace verticalement dans un sens ascendant ou descendant selon l'essai à réaliser (traction ou compression). Une butée de fin de course est fixée sur la tige de la colonne pour limiter la course maximale. Un bouton d'urgence peut être actionné pour stopper le fonctionnement de la machine en cas de problème survenu pendant l'essai. Une commande de contrôle à main permet à l'opérateur d'autoriser (ou de bloquer) l'essai une fois le template est conçu.

Un logiciel MTS TestSuite TW Elite rend la conception des essais (Template) plus facile. Son interface et ses fonctions conviviales simplifient la création, la personnalisation et le partage des modèles des essais. Toutefois, il existe trois façons rapides et simples de concevoir des essais :

- Utiliser ou modifier un modèle d'essai préconçu de base ;
- Convertir une méthode existante du logiciel TestWorks 4 ;
- Concevoir un propre essai ou modèle.

La machine universelle MTS-C45 est dotée de capteurs de force et déplacement MTS de grande précision (figure 2.5), permettant de contrôler le chargement appliqué sur l'assemblage selon sa capacité estimée au préalable, et de résistances shunt intégrées permettant de vérifier régulièrement la précision des opérations au moyen des procédures d'étalonnage du logiciel MTS. Pour améliorer l'efficacité et réduire les erreurs potentielles des opérateurs, ces capteurs de force présentent des capacités d'auto-identification TEDS qui respectent la norme IEEE 1451.4. Cela permet aux systèmes MTS Criterion de détecter automatiquement les capteurs de forces et de déplacements installés et de télécharger des informations spécifiques d'étalonnage.



a) Vue sur les deux zones d'essais



b) Deux mors



c) Contrôleur de commande à main



d) Capteurs d'effort compatibles TEDS



e) Cellule de charge



f) Contrôleur de commande à main

Figure 2.5 : Machine MTS- C45 CNERIB [44]

Rappelant que l'objectif de ce travail est de déterminer la capacité de résistance d'un assemblage au cisaillement des profilés formés à froid sous un chargement de traction. La figure 2.6 présente des échantillons assemblés avec une seul vis et deux vis sous chargement de vitesse 1kN/mn ou 1mm/mn [42].



a) Assemblage avec une seul vis

b) Assemblage avec deux vis

Figure 2.6 : Echantillons d'assemblage sous chargement

2.2.3 Programme d'essais

Le tableau 2.1 regroupe la matrice des essais avec les différentes épaisseurs des profilés assemblés avec une seule et deux vis, les échantillons fournis par l'entreprise EJC ont des résistances nominales de 345 MPa, et ceux fournis par l'entreprise Framemetal ont une résistance nominale de 230 MPa.

Tableau 2.1 : Matrice des essais des assemblages

Entreprise	Série de tests		Epaisseur-1 (mm)	Epaisseur-2 (mm)	Nuance fy (MPa)
	1-vis	2-vis			
EJC	S-01	S-10	1,16	1,16	345
	S-02	S-11	1,16	1,30	
	S-03	S-12	1,30	1,30	
Framemetal	S-04	S-13	0,18	0,80	230
	S-05	S-14	0,18	0,92	
	S-06	S-15	0,80	0,80	
	S-07	S-16	0,80	0,92	
	S-08	S-17	1,18	1,18	
	S-09	S-18	0,92	1,48	

2.2.4 Résultats et discussions

2.2.4.1 Mode de rupture

Des constatations ont été observées durant les essais sur des échantillons d'assemblages ayant différentes épaisseurs et nuances, et concernant notamment le mode du mécanisme de rupture de ses assemblages, à savoir :

➤ Assemblage avec une seule vis

La figure 2.7 présente les différents modes de rupture des assemblages avec une seule vis, à savoir :

- Rupture de l'assemblage par cisaillement pur de la vis (S-01, S-03) ;
- Rupture de l'assemblage par rupture (déformation) des profilés assemblés (S-04 et S-05) ;
- Rupture par cisaillement de la vis et déformation de la plaque (S-06 et S-07).



a) Rupture par cisaillement



b) Rupture des plaques assemblées



c) Cisaillement de la vis + déformation de la plaque



d) Arrachement de la vis

Figure 2.7 : Rupture de l'assemblage avec une seule vis

➤ Assemblage avec deux vis

Les différents modes de rupture des assemblages avec deux vis observés sont (figure 2.8) :

- Rupture de l'assemblage par inclinaison des deux vis (S-10) ;
- Cisaillement de la vis supérieure (mors mobile) (S-15 et S-16) ;
- Cisaillement de la vis inférieure (mors fixe) (S-15 et S-16) ;
- Rupture des profilés avec inclinaison des deux vis (S-13 et S-14).



a) Inclinaison des deux vis



b) Cisaillement de la vis supérieure



c) Cisaillement de la vis inférieure



d) Rupture du profilé + inclinaison des deux vis

Figure 2.8 : Rupture de l'assemblage avec deux vis

2.2.4.2 Résistance de l'assemblage

La résistance d'un assemblage avec une vis est présentée par la figure 2.9. Pour les deux nuances ($f_y = 230$ MPa et $f_y = 345$ MPa), d'une manière générale, les résultats montrent

l'augmentation de la résistance proportionnellement avec l'augmentation des épaisseurs des tôles assemblées.

Cependant, il a été constaté que la série S-05 donne une résistance d'assemblage plus importante que celle de la série S-06, malgré la somme des sections transversales (S-06) des tôles assemblées soit plus grande que celle de la série S-05, cela est probablement dû au phénomène de rupture qui n'est pas le même dans des assemblages ayant une épaisseur de tôles très mince par rapport à une autre épaisseur de tôle d'assemblage.

Pour un total de section transversale fixe (épaisseur fixe) et une nuance d'acier différente (230 MPa et 345 MPa), la comparaison entre la série S-01 et la série S-08 présente une différence de 14,16% de la résistance. Cependant, pour une nuance fixe à 230 MPa et une somme totale de sections transversales variable de 100%, la comparaison de la résistance entre la série S-05 et la série S-08 présente une différence de 8,21%. Cela mène à conclure que l'effet de la nuance ou la caractéristique mécanique du matériau a une influence plus importante que l'effet des épaisseurs.

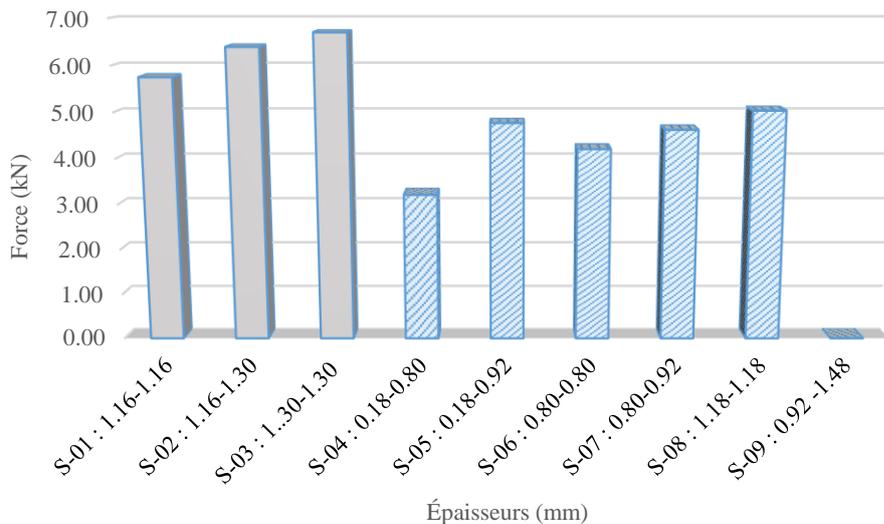


Figure 2.9 : Résistance de l'assemblage avec une seule vis

La figure 2.10 présente les résultats des essais déterminant la résistance d'assemblage avec deux vis et deux nuances différentes (230 MPa et 345 MPa). La comparaison entre les séries S-14 et S-15 montre aussi une résistance plus élevée, obtenue à partir d'un assemblage ayant une somme de sections transversales assemblées moins importante (S-14). Par ailleurs,

la résistance d'assemblage augmente progressivement avec l'augmentation des épaisseurs pour les deux nuances. Sauf, pour la série S-18, où une augmentation brusque de 25,86% de résistance par rapport à S-17 pour une augmentation très petite de la somme totale des sections transversales (de 1,62%).

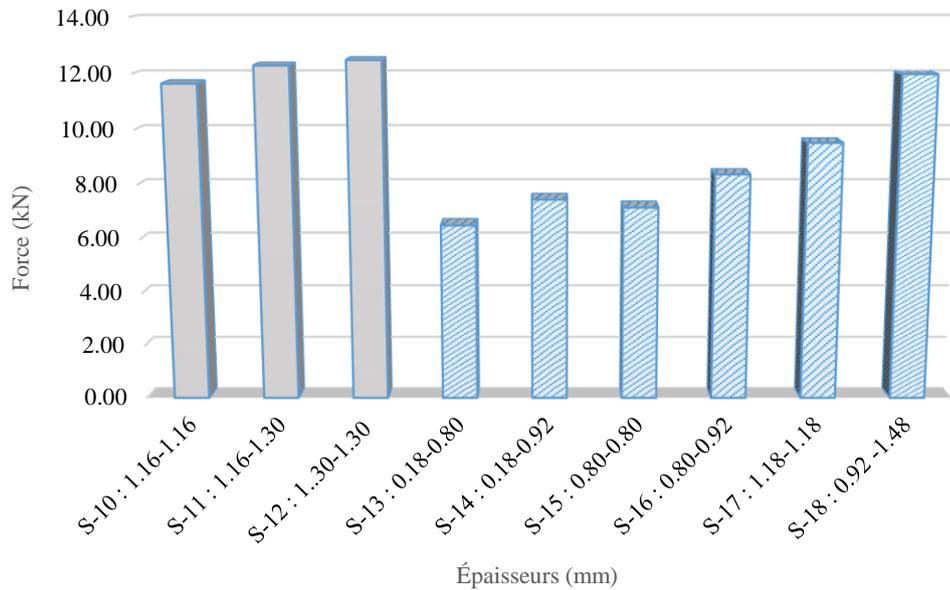
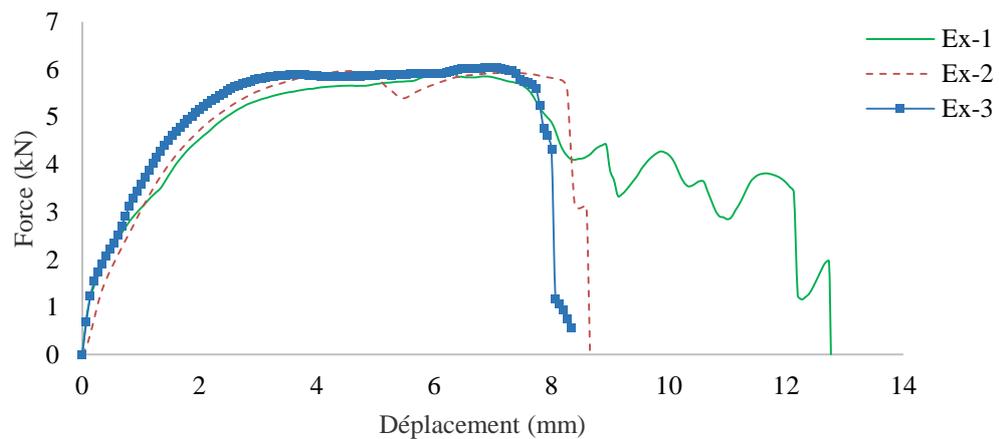
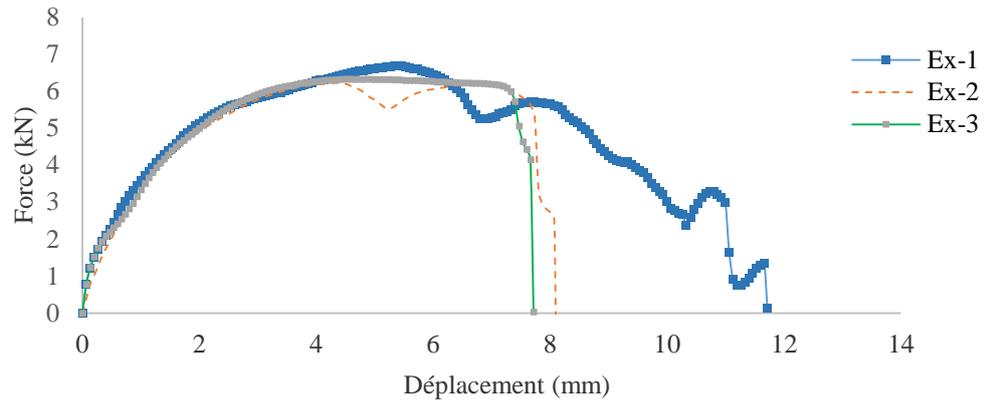


Figure 2.10 : Résistance de l'assemblage avec deux vis

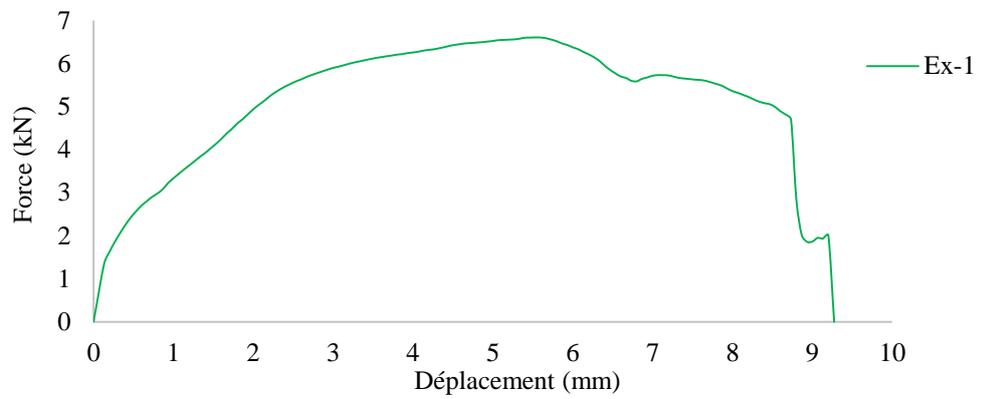
Les résultats de la résistance d'assemblage avec une seule vis et deux vis, respectivement, en terme de non-linéarité de relation force-déplacement sont présentés par la figure 2.11 et la figure 2.12. Notant que quelques résultats des essais non-concluants ont été obtenus.



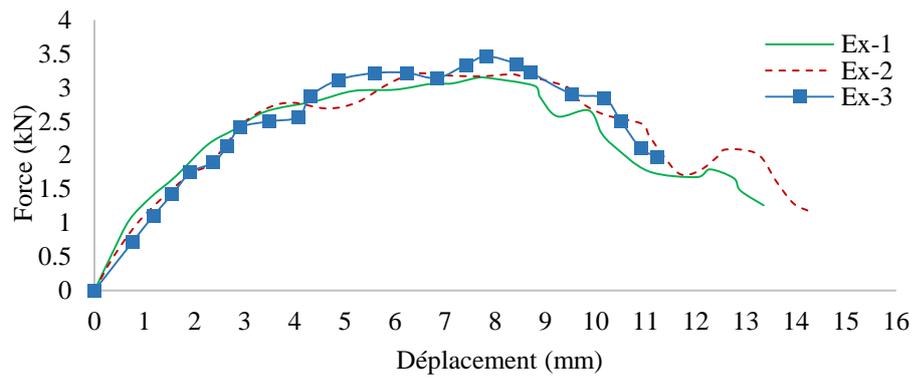
a) Résistance de l'assemblage de la série S-01 (1,16-1,16)



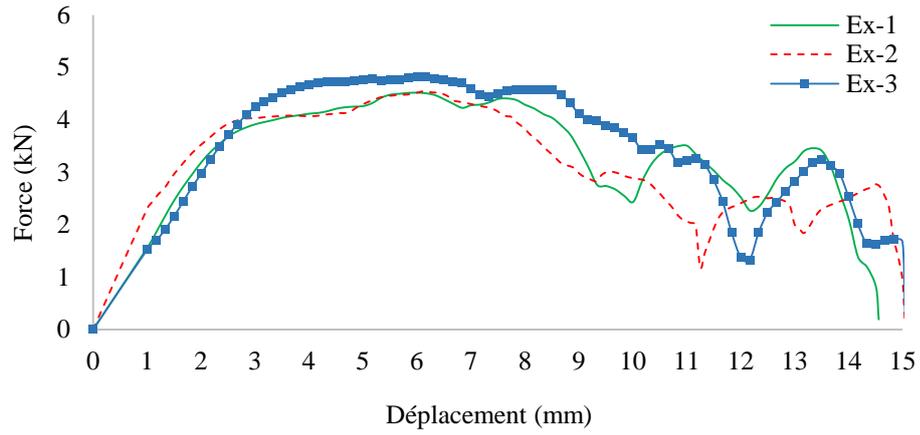
b) Résistance de l'assemblage de la série S-02 (1,16-1,30)



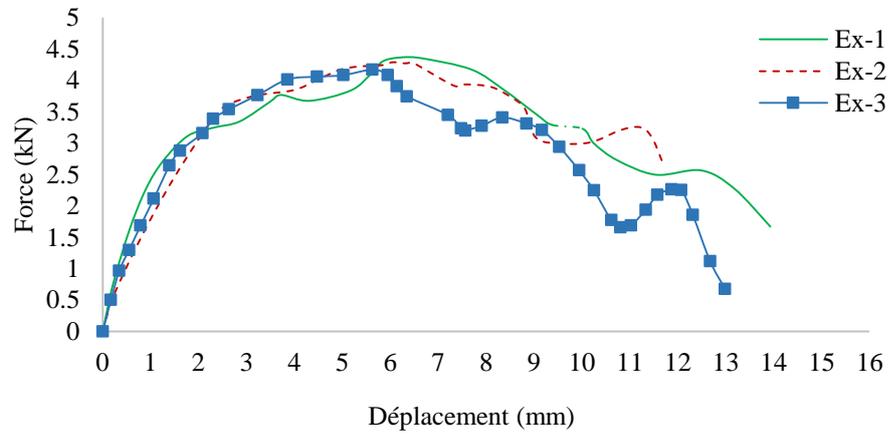
c) Résistance de l'assemblage de la série S-03 (1,3-1,3)



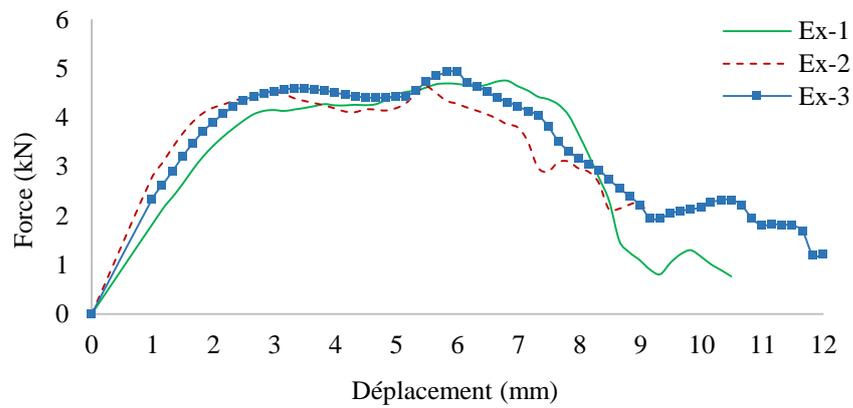
d) Résistance de l'assemblage de la série S-04 (0,80-0,18)



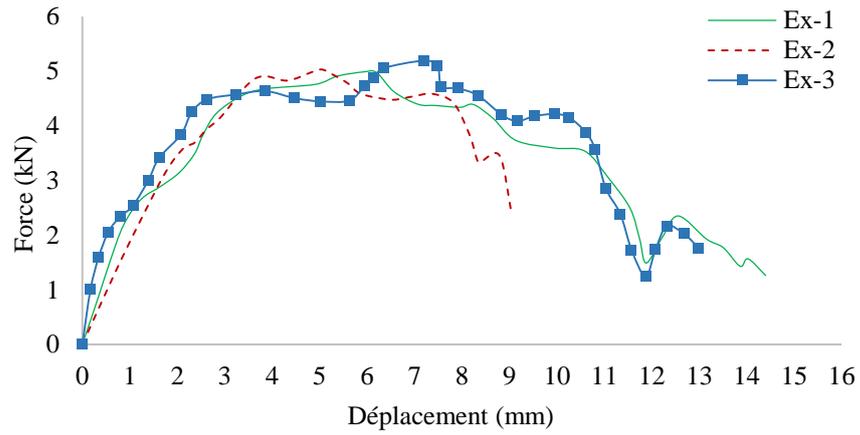
e) Résistance de l'assemblage de la série S-05 (0,18-0,92)



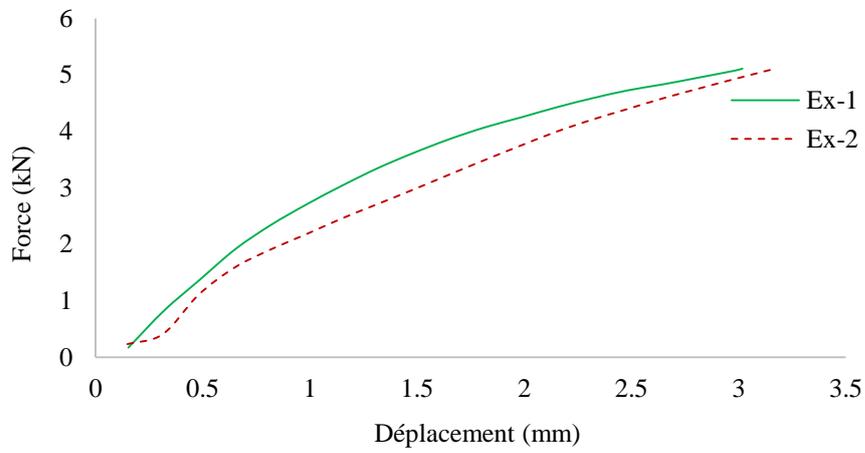
f) Résistance de l'assemblage de la série S-06 (0,80-0,80)



g) Résistance de l'assemblage de la série S-07 (0,80-0,92)

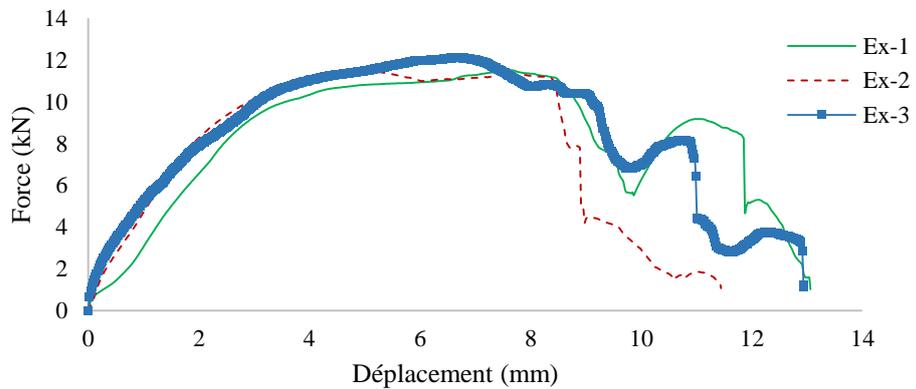


h) Résistance de l'assemblage de la série S-08 (1,18-1,18)

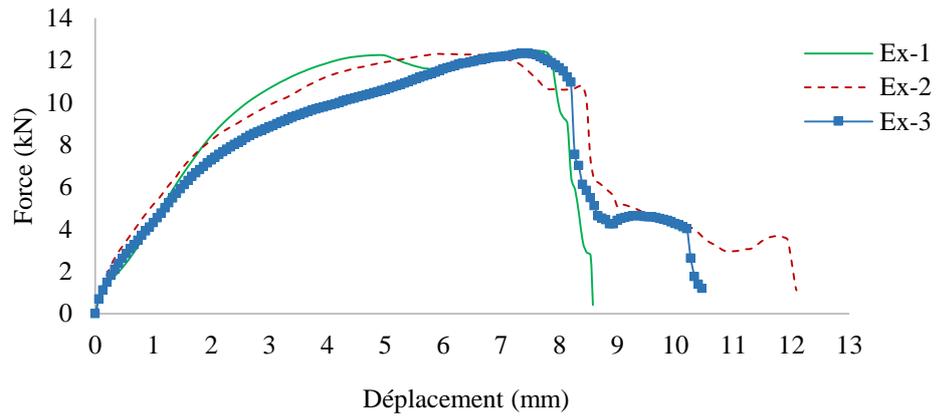


i) Résistance de l'assemblage de la série S-09 (0,92-1,48)

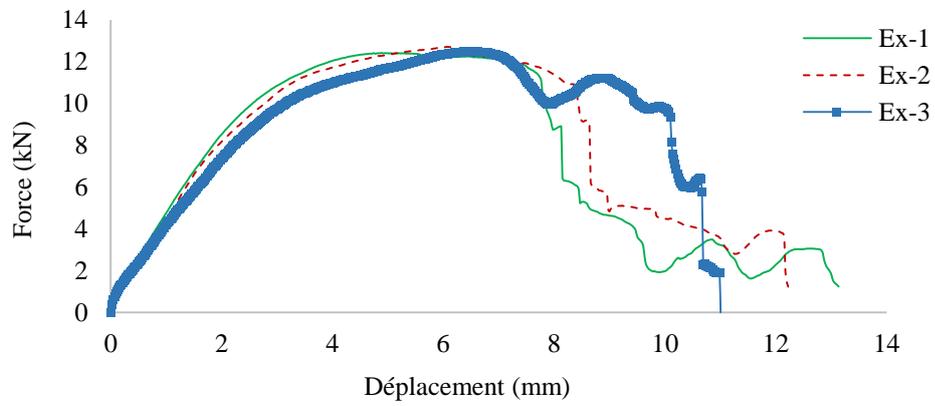
Figure 2.11 : Résistance de l'assemblage avec une seule vis



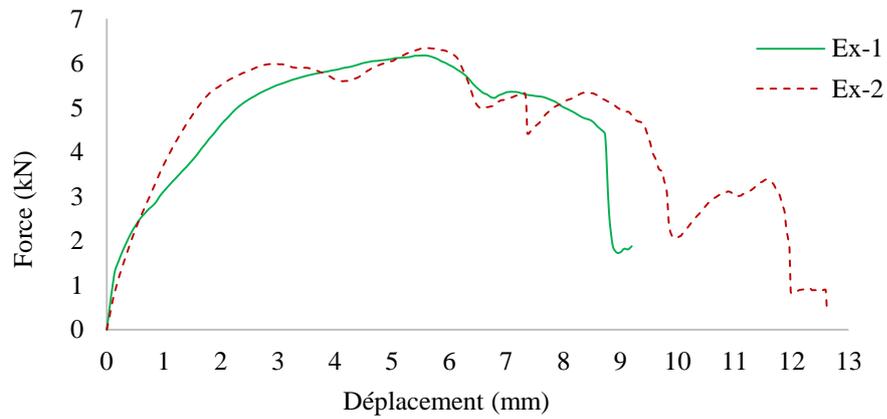
a) Résistance d'assemblage de la série S-10 (1,16-1,16)



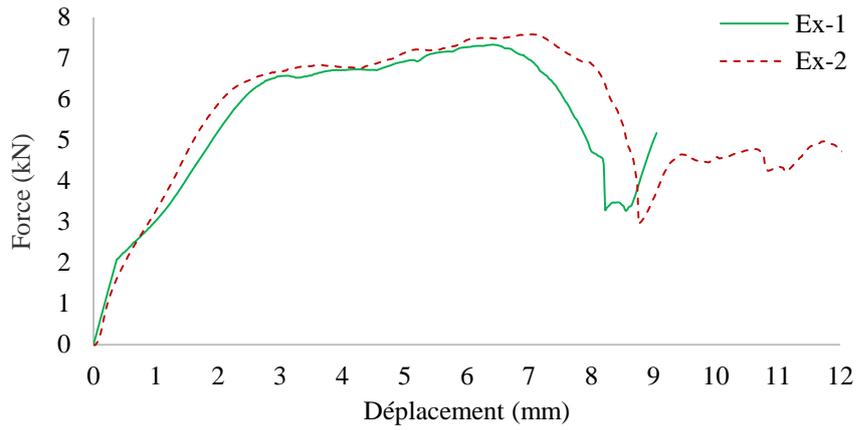
b) Résistance de l'assemblage de la série S-11 (1,16-1,30)



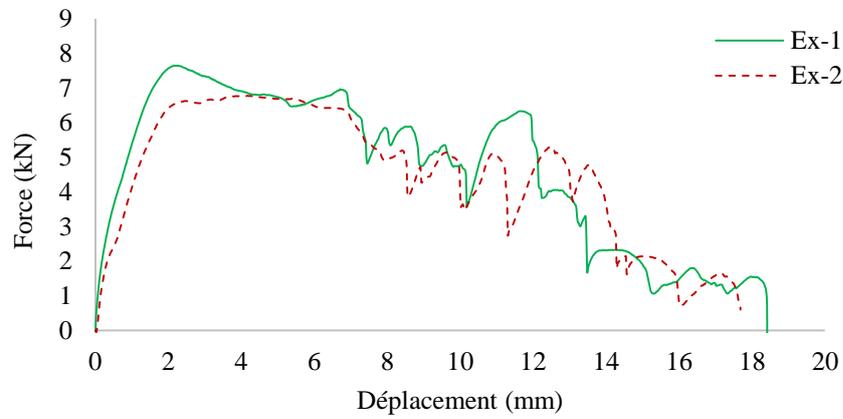
c) Résistance d'assemblage de la série S-12 (1,30-1,30)



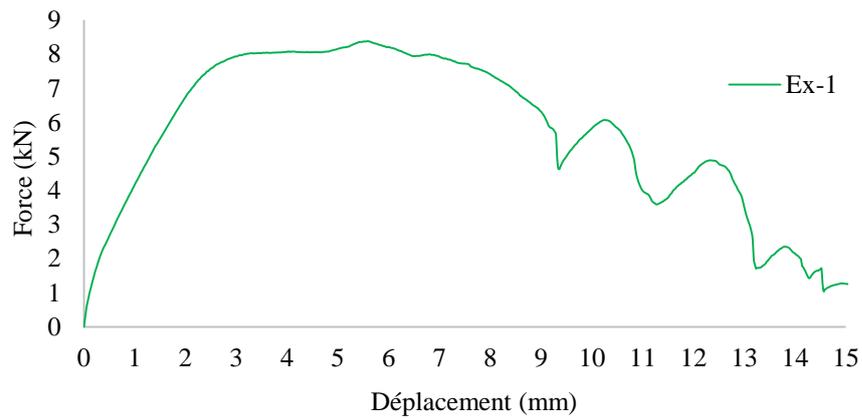
d) Résistance d'assemblage de la série S-13 (0,80-1,18)



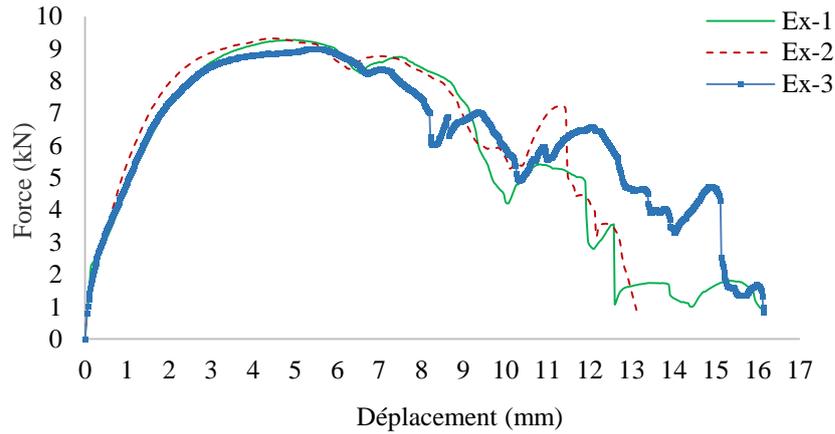
e) Résistance d'assemblage de la série S-14 (0,18-0,92)



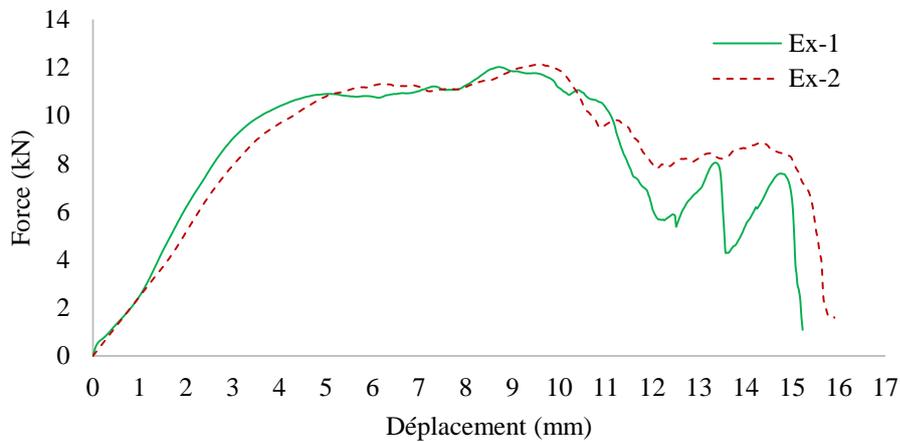
f) Résistance d'assemblage de la série S-15 (0,80-0,80)



g) Résistance d'assemblage de la série S-16 (0,80-0,92)



h) Résistance d'assemblage de la série S-17 (1,18-1,18)



i) Résistance d'assemblage de la série S-18 (0,92-1,48)

Figure 2.12 : Résistance de l'assemblage avec deux vis

2.2.4.3 Comparaison de la résistance entre l'assemblage à une seule vis et à deux vis

Afin d'identifier l'évolution de la résistance d'un assemblage avec une seule vis par rapport à celle d'un assemblage avec deux vis, une comparaison est effectuée sur les deux nuances d'acier ($f_y = 345$ MPa et $f_y = 230$ MPa). La figure 2.13 montre que la résistance d'assemblage ayant une nuance de 345 MPa avec deux vis est pratiquement égale au double de la résistance de l'assemblage avec une seule vis (une moyenne de 1,94%). Cependant, les échantillons assemblés avec une nuance de 235 MPa avec deux vis, la résistance augmente avec une moyenne de (1,79%) par rapport à celle d'un assemblage avec une seule vis (figure 2.14).

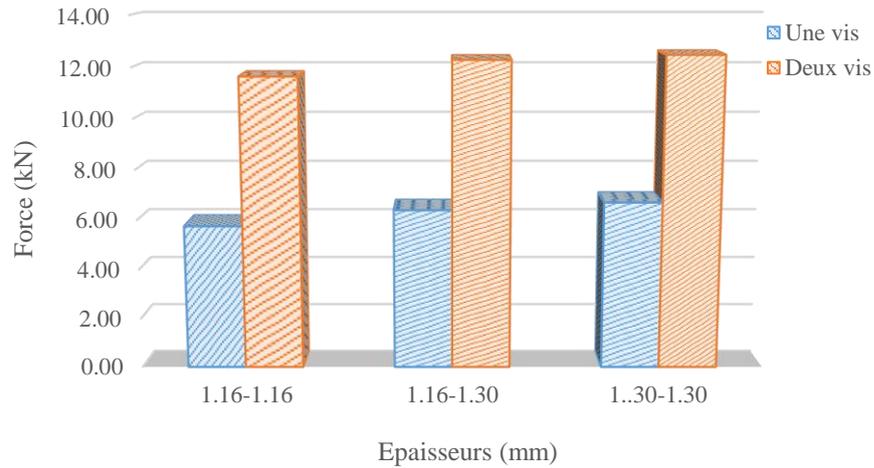


Figure 2.13 : Comparaison de la résistance d'assemblage entre différentes épaisseurs de nuance $f_y = 345$ MPa

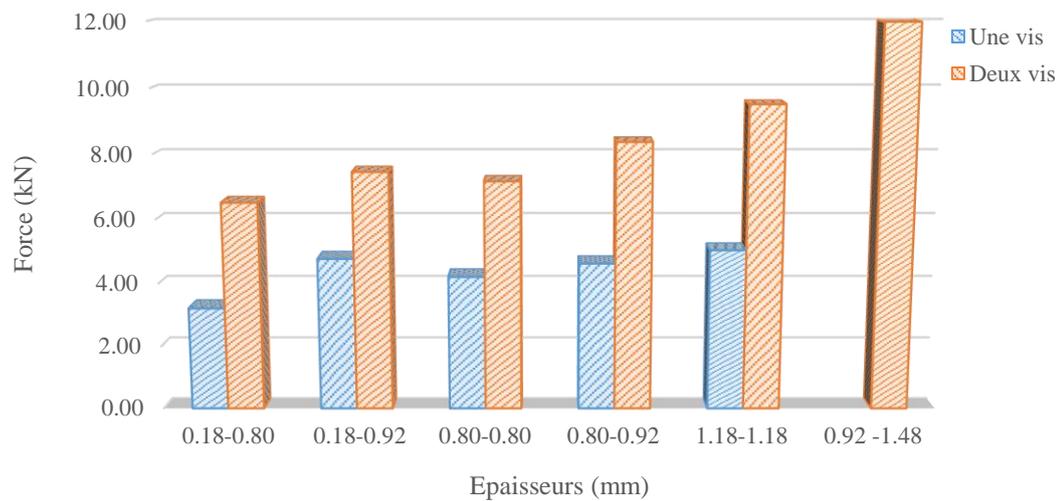


Figure 2.14 : Comparaison de la résistance d'assemblage entre différentes épaisseurs de nuance $f_y = 230$ MPa

2.3 Etude numérique

Ce travail consiste à développer un modèle numérique basé sur la méthode des éléments finis afin de vérifier l'exactitude de la modélisation d'un assemblage avec une seule vis à :

- Prendre en compte la déformation (plastification) des plaques en acier ;
- Développer la résistance et le comportement non-linéaire en terme de force-déplacement dans cet élément (vis).

2.3.1 Outil numérique

En effet, le logiciel « Abaqus » de modélisation par éléments finis permettant d'effectuer une micro-modélisation a été choisi.

2.3.1.1 Présentation logiciel

La version 2018 du logiciel Abaqus [45] sous licence acquise par le Centre National d'Etude et de Recherche Intégré du Bâtiment « CNERIB » est utilisée dans le cadre de cette étude, et qui se compose de trois modules différents :

➤ Abaqus CAE

Ce module permet la définition et la visualisation des différentes simulations. Initialement, les problèmes sont définis par des entités géométriques pour lesquelles seront définies les propriétés physiques, les différentes étapes de calcul : les contacts, les chargements, les conditions initiales et les conditions aux limites. Ensuite intervient la phase de discrétisation où les différentes entités selon leurs définitions respectives seront maillées. Finalement, pour pouvoir réaliser les calculs, la synthèse d'un fichier d'analyse est nécessaire, ce dernier sera alors appelé par l'un des deux modules de calcul (STANDARD ou EXPLICIT).

➤ Abaqus standard

Ce module représente le code de calcul implicite dédié aux calculs quasi-statiques, linéaires ou non, thermiques, acoustiques, etc.... L'algorithme de calcul se base sur des calculs itératifs visant à atteindre l'équilibre global du système à chaque incrément de temps.

➤ Abaqus explicit

Le module explicite est souvent utilisé pour les calculs dynamiques. Contrairement au code implicite, l'algorithme explicite n'est pas itératif, il se base sur un très grand nombre d'incrémentes très courts. Cependant, ce module est confronté à deux difficultés qui sont la stabilité des calculs et les modes vibratoires. En effet, cet algorithme qui n'est pas aussi stable que l'algorithme itératif du module implicite, il impose de bien choisir les dimensions des éléments.

2.3.1.2 Présentation des différents types d'éléments du logiciel ABAQUS

Comme tout code de calcul, ABAQUS dispose d'une multitude de types d'éléments qui diffèrent par leurs propriétés d'interpolation, de symétrie, et de propriétés physiques. Ainsi, le code propose des éléments à 3 dimensions (3D), à 2 dimensions (2D), des éléments linéaires (1D) et des connecteurs (figure 2.15). Le choix entre ces différentes caractéristiques dépend de la maîtrise du problème à simuler, ce qui permet de tenir compte des symétries de géométrie, des chargements, des conditions aux limites et des propriétés des matériaux.

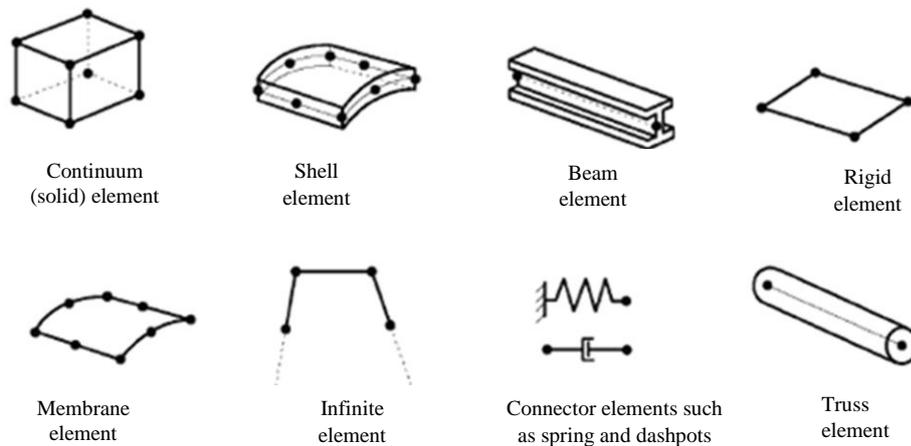


Figure 2.15 : Différents types d'éléments de la bibliothèque d'ABAQUS [45]

2.3.1.3 Choix des unités et éléments

➤ Les unités

Il est à signaler qu'un tel logiciel appliqué dans le domaine de la recherche ne gère pas les unités, néanmoins, un tableau pour se repérer est fourni dans le manuel du logiciel Abaqus.

Tableau 2.2 : Unités proposées par le manuel du logiciel Abaqus [45]

Quantité	SI	SI (mm)	SI	US unité (ft)	US unité (inch)
Longueur	<i>m</i>	<i>mm</i>	<i>m</i>	<i>ft</i>	<i>in</i>
Force	<i>N</i>	<i>N</i>	<i>kN</i>	<i>lbf</i>	<i>lbf</i>
Mass	<i>kg</i>	<i>tonne</i>	<i>tonne</i>	<i>slug</i>	<i>Lbfs²/in</i>
Temps	<i>s</i>	<i>s</i>	<i>s</i>	<i>s</i>	<i>s</i>
Contrainte	<i>Pa (N/m²)</i>	<i>MPa</i>	<i>kPa</i>	<i>lbf/ft²</i>	<i>Psi (lbf/in²)</i>
Energie	<i>J</i>	<i>mJ</i>	<i>KJ</i>	<i>ftlbf</i>	<i>inlbf</i>
Densité	<i>Kg/m³</i>	<i>tonne/mm³</i>	<i>tonne/mm³</i>	<i>slug/ft³</i>	<i>lbf²/in⁴</i>

➤ Les éléments

Une figure récapitulative est donnée afin de faciliter les choix des éléments lors de la modélisation en se basant sur la géométrie, les conditions aux limites, l'épaisseur et le type d'élément.

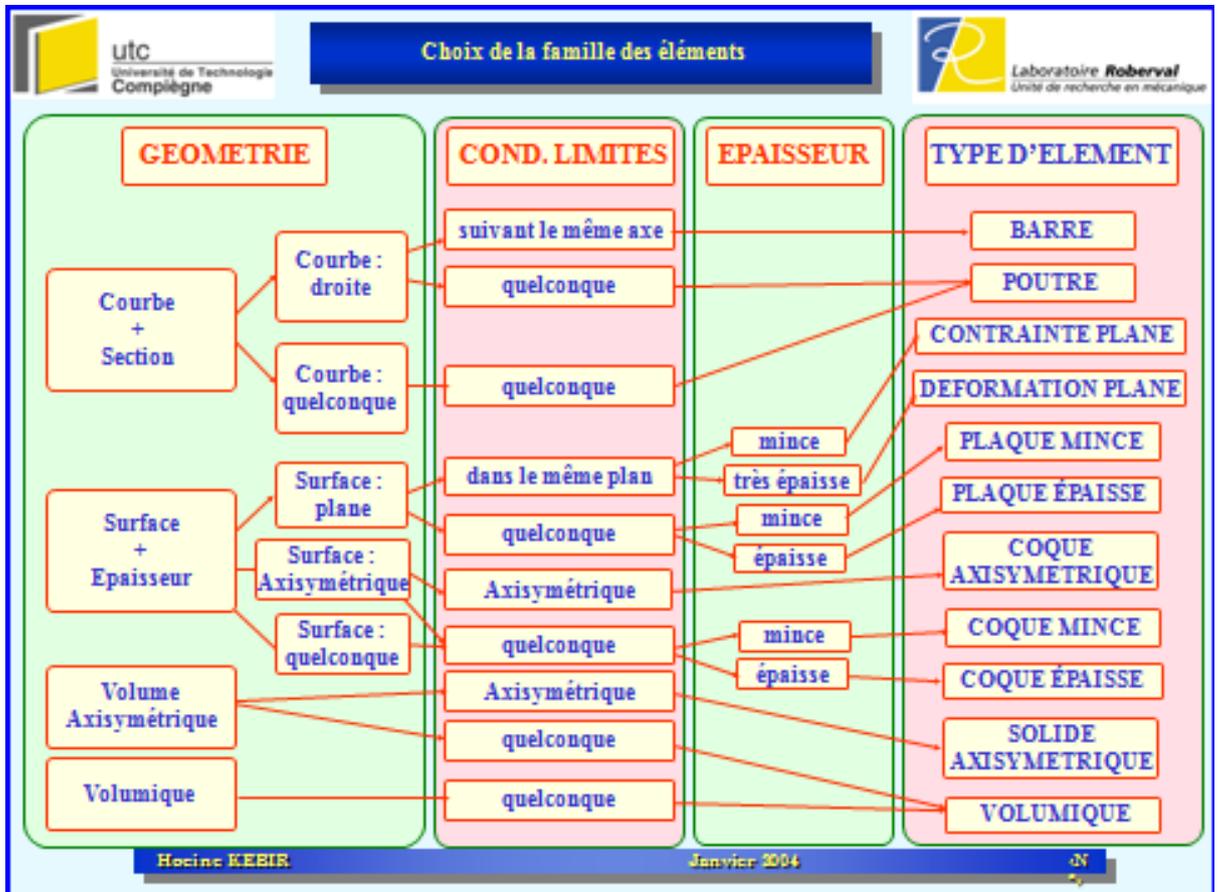


Figure 2.16 : Guide du choix des éléments

2.3.1.4 Étapes de modélisation

D'une manière générale, les étapes de modélisation se discrétisent selon les points suivants [45] :

1. Create parts: C'est la modélisation géométrique des éléments du modèle.
2. Property : Les propriétés mécaniques des éléments sont introduites selon les trois étapes :
 - Create material properties ;
 - Create section ;

- Assign section.
- 3. Assembly: Création des parts instances ;
- 4. Step: Définir les étapes de chargement ou d'analyse ;
- 5. Interaction : Définir les types d'interaction entre les éléments de contact ;
- 6. Load: Définir les conditions aux limites et les types de chargement.
- 7. Mesh : Définir le maillage et faire son analyse en définissant :
 - Seed part ;
 - Element type (standard or explicit) ;
 - Mesh control (Hex, Tet, Wedge....);
 - Mesh Part instance (effectué le mushing).
- 8. Job : C'est pour lancer l'analyse globale du modèle tout en surveillant des éventuelles erreurs :
 - Create ;
 - Submit ;
 - Monitor ;
 - Result.
- 9. Visualisation : C'est la visualisation des résultats (déformations, déplacements, contraintes, etc....).

2.3.2 Modélisation en éléments finis

La modélisation des deux plaques d'assemblage est effectuée avec les mêmes dimensions des échantillons d'essais à savoir : longueur, largeur et épaisseur.

2.3.2.1 Type d'éléments et maillage

Les éléments d'assemblage, notamment les plaques en acier comme étant des plaques minces membranaires, selon la théorie de Love-Kirchhoff [46], sont modélisées en éléments « Shell » avec intégration réduite à quatre nœuds (S4R : Shell element with reduce integration). Chaque élément a six degrés de liberté, trois degrés de translation et trois de rotations afin d'être bloqués ou libérés lors de la simulation selon les conditions expérimentales aux limites.

Après plusieurs études de comparaison des résultats, un compromis sur la sensibilité de la taille du maillage sur les résultats et le temps d'analyse nécessaire a été conclu. Une taille du maillage de 10 mm x 10 mm est adoptée pour cette simulation numérique (figure 2.16).

2.3.2.2 Assemblage

Pour définir un assemblage entre deux ou plusieurs éléments, le logiciel "Abaqus" propose une méthode très pratique qui permet de définir la liaison sous forme de points de soudure, des rivets, des vis, des boulons ou autres types de fixations mécaniques. Entre autre, l'élément de fixation peut être situé à n'importe quel endroit indépendamment des nœuds du maillage.

Un point d'attache "Fastening point" est assigné sur la surface d'une plaque [45], lui permettant d'être relié à l'autre plaque d'acier par un élément de fixation défini comme connecteur (figure 2.17). Les caractéristiques physiques du connecteur sont ensuite introduites dans le module « interaction » du logiciel "Abaqus" et définies comme des vis, tout en respectant sa localisation sur la plaque d'assemblage, son diamètre, et son rayon d'influence.

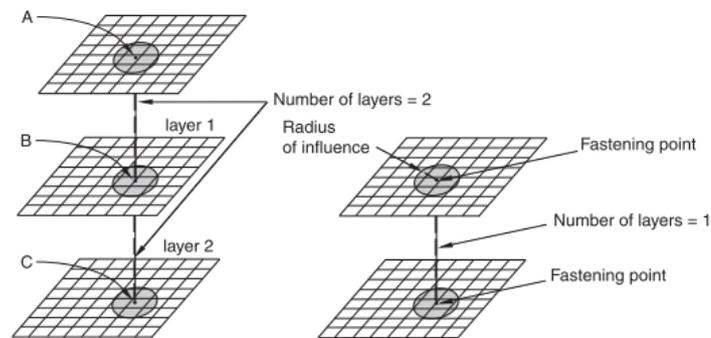


Figure 2.17 : Configuration des connexions entre les surfaces des plaques d'assemblage

[45]

Les caractéristiques mécaniques de l'assemblage à simuler par cette micro-modélisation sont prises en compte, en attribuant au connecteur une loi de comportement non-linéaire de type force-déplacement similaire à un ressort où on définit la résistance au cisaillement dans le plan.

2.3.2.3 Conditions aux limites et analyse numérique

Afin de simuler avec cette micro-modélisation les conditions aux limites d'assemblage testé de la série EJC/S0-02, deux points de contrôle de plusieurs points « MPC : Tie Multi Points Control » dans le module interaction du logiciel Abaqus sont utilisés. Le premier point « MPC-1 » est utilisé pour simuler l'encastrement au niveau du mors fixe, tandis que le deuxième point « MPC-2 » sert à appliquer un déplacement à la deuxième plaque attachée au mors mobile. Deux ensembles de points, ayant le même nombre de noeuds (ou les mêmes surfaces 50 mm x 30 mm) simulant les surfaces de contact des plaques d'assemblage avec le mors fixe et le mobile sont reliés et contrôlés respectivement par « MPC-1 » et « MPC-2 ».

Une charge monotone de type déplacement est appliquée au MPC-2 avec une vitesse constante de chargement. Cette charge permet d'effectuer un déplacement selon l'axe longitudinal des deux plaques comme le montre la figure 2.18, provoquant ainsi un cisaillement au niveau du connecteur. Le déplacement hors plan est bloqué conformément à la partie expérimentale.

Une comparaison entre l'analyse statique générale (Static general) et l'analyse dynamique implicite quasi-statique (dynamic implicit) est effectuée pour atteindre une meilleure convergence avec fonction du temps nécessaire. L'incrément initial est égal à 0.1 (minimum d'incrément égal à $10e-8$). La méthode Newton-Raphson est utilisée dans cette analyse.

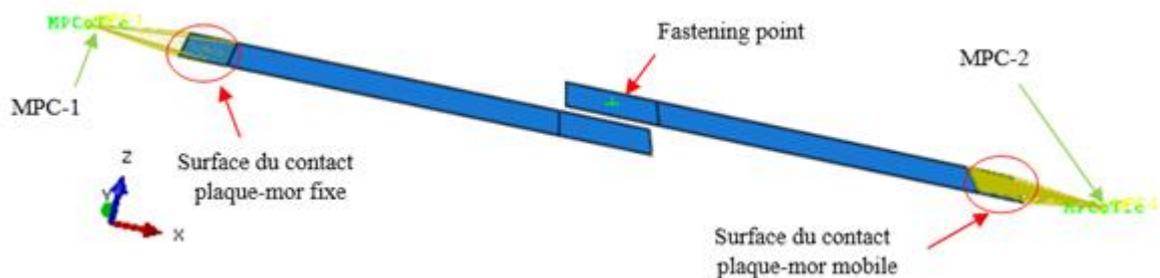


Figure 2.18 : Modélisation de l'assemblage série S-07

2.3.2.4 Introduction des caractéristiques mécaniques

➤ Matériau

L'introduction du comportement non-linéaire « contraintes-déformations » du domaine post-élastique du matériau acier a été convertie en contraintes réelles et déformations plastiques selon les équations suivantes [45, 47, 48, 49]:

$$\sigma_{tru} = \sigma_{nom}(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (2.1)$$

$$\varepsilon_{tru} = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{tru} - \frac{\sigma_{tru}}{E} \quad (2.3)$$

La résistance nominale à la traction de cet acier de grade 30 ($f_y = 230$ MPa et $f_u = 310$ MPa) est prise à partir de la courbe contrainte-déformation normalisée (ASTM A653) [50] en concordance avec le grade 50-ASTM (figure 2.19).

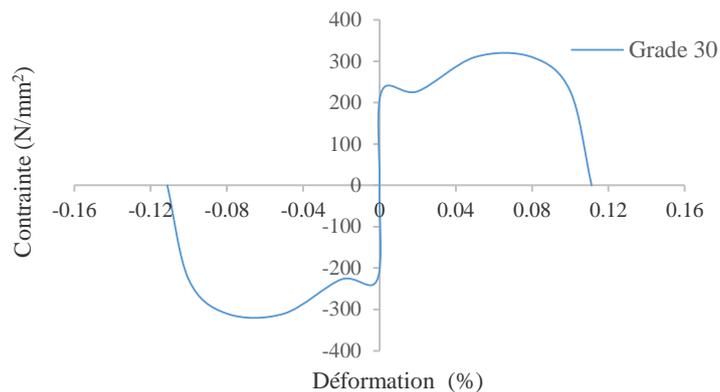


Figure 2.19 : Contrainte-déformation de l'acier (grade G50- ASTM A653) [50]

➤ Inclinaison ou cisaillement de la vis

La courbe non-linéaire force-déplacement de la rupture de la vis d'assemblage obtenue à partir des résultats expérimentaux est introduite dans le modèle en éléments finis comme une courbe enveloppe des essais, comme le montre la figure 2.20 [45].

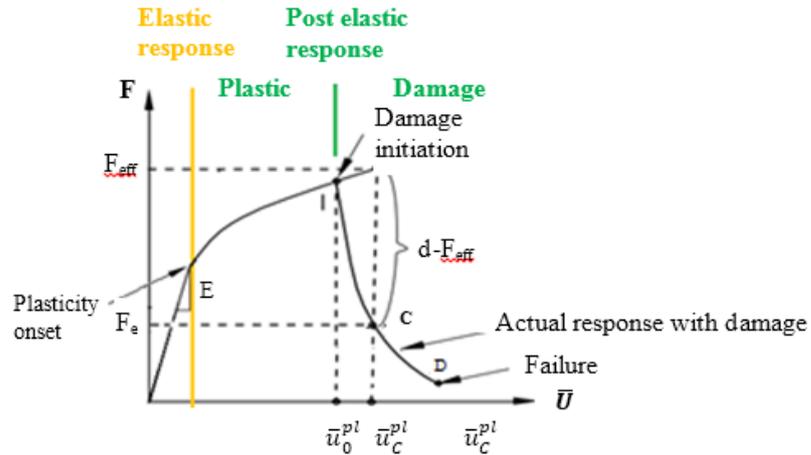


Figure 2.20 : Courbe enveloppe du comportement non-linéaire de la vis [45]

Pour estimer l'évolution de la rupture depuis le point i (déplacement ultime, force ultime) jusqu'au point D , chaque composante de point est définie par les deux paramètres (\bar{u}_f^{pl}, F_i) , ou : \bar{u}_f^{pl} est le déplacement plastique équivalent à une rupture (failure) et F_i est la force de rupture calculée par la formule suivante [45]:

$$F_i = (1 - d_i) F_{eff} \quad (2.4)$$

F_{eff} : Force effective qui représente la force ultime ;

d_i : Paramètre de rupture de chaque composante donné par l'équation 4.5 :

$$d_i = \frac{1 - e^{-\alpha \frac{\bar{u}_i^{pl} - \bar{u}_0^{pl}}{\bar{u}_f^{pl} - \bar{u}_0^{pl}}}}{1 - e^{-\alpha}} \quad (2.5)$$

Avec:

- \bar{u}_i^{pl} : Déplacement plastique équivalent au point d'intégration (i) ;
- \bar{u}_0^{pl} : Déplacement plastique équivalent initial ;
- \bar{u}_f^{pl} : Déplacement plastique équivalent au point de rupture ;
- α : Coefficient exponentiel pour calibrer la courbe expérimentale à introduire dans le modèle numérique.

2.3.3 Validation des résultats et discussions

2.3.3.1 Plasticité et déformation de l'assemblage

La rupture de l'assemblage de la série S-07 (§3.2.4) s'est clairement manifestée par une rupture de cisaillement de la vis, accompagnée par une déformation de l'une des plaques d'assemblage (figure 2.19-a). Cette déformation est exprimée par un développement de plasticité du matériau (acier) sous des contraintes planes lors des essais. Ainsi, outre la validation du comportement et de la résistance de l'assemblage par cette modélisation, il est primordiale de valider la simulation de cette déformation.

En effet, en se basant sur la méthode des éléments finis, les critères de Tresca-Guest ou de Von Mises permettent de savoir, sous des sollicitations données, si une pièce se déforme plastiquement ou si elle reste dans le domaine élastique [51]. Le critère de Tresca-Guest est un critère de contrainte de cisaillement maximal qui n'est pas le cas dans cette simulation, alors que le critère de Von Mises est un critère d'énergie (ou énergie de distorsion élastique) qui peut exprimer un changement de forme sans changement de volume ainsi que les contraintes de cisaillement, et peut être par conséquent utilisé pour vérifier si l'écoulement plastique est atteint par rapport à la contrainte admissible. Autrement dit, si la contrainte de Von Mises obtenue par cette simulation est supérieure à celle de la plaque d'acier ($f_y = 230$ MPa), cela mène à conclure qu'il existe une plastification dans cette plaque d'acier, et par conséquent, une simulation de déformation des plaques est attendue à être obtenue par cette modélisation.

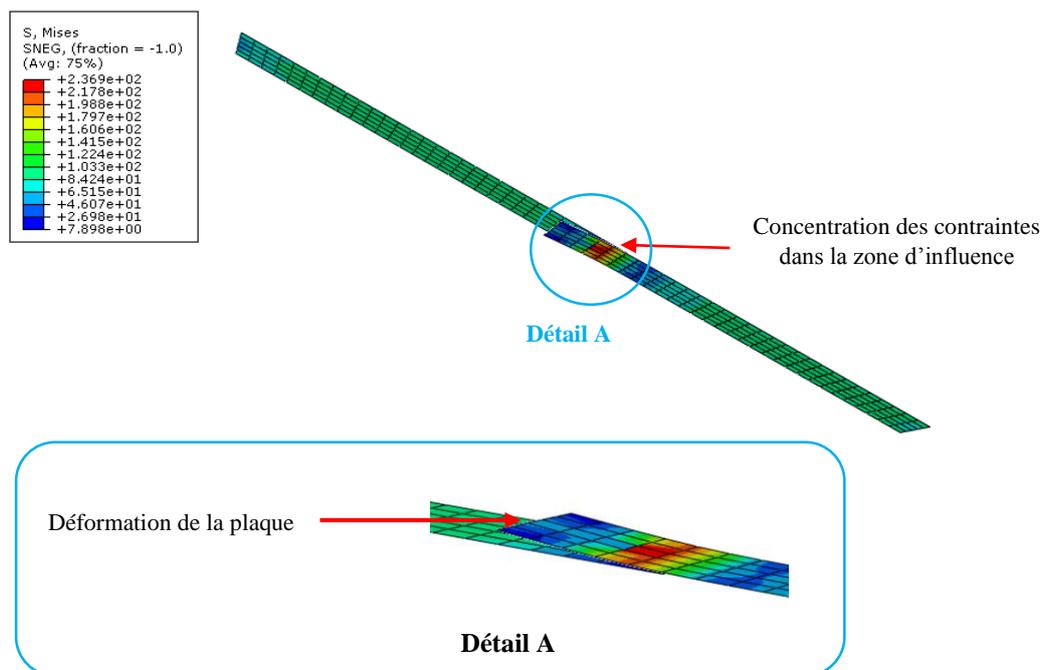
Par ailleurs, si la contrainte de Von Mises est inférieure à celle de la contrainte admissible de l'acier tout en effectuant une analyse non-linéaire, un dépouillement des résultats des contraintes principales est obligatoire car le critère de Von Mises peut donner une contrainte équivalente inférieure à la limite élastique alors que l'une des deux contraintes principales lui est supérieure, et dans ce cas, un écoulement plastique s'effectuera et se traduit par une déformation des plaques.

La figure 2.19-b montre une contrainte de Von Mises de 236,9 MPa qui dépasse clairement la contrainte élastique introduite dans les caractéristiques mécaniques du modèle de simulation. Cette simulation met aussi en évidence la concentration de cette contrainte au

niveau du point d'attache qui simule la modélisation de la vis par connecteur avec une déformation de la plaque d'acier conformément aux résultats expérimentaux (figure 2.21).



a) Cisaillement de la vis S-07



b) Simulation du cisaillement de l'assemblage

Figure 2.21 : Rupture de l'assemblage avec une seule vis

2.3.3.2 Résistance et comportement non-linéaire

Les résultats de cette micro-modélisation en termes de résistance et de comportement non-linéaire de l'assemblage sont comparés et validés avec ceux de la série S-02 obtenus par

la partie expérimentale (annexe-C). En outre, une comparaison entre les résultats de l'analyse statique générale et l'analyse dynamique implicite quasi-statique sont effectuées afin d'identifier :

- Le temps de l'analyse ;
- L'exactitude de développement de la résistance de l'assemblage dans le connecteur, notamment dans le domaine post-élastique.

Une comparaison entre la résistance développée dans le connecteur (vis d'assemblage) par l'analyse statistique générale et celle attendue (résistance de la série S-07) est donnée par la figure 2.22, où CTF représente la force totale développée dans le connecteur et CUP le déplacement plastique du connecteur. A partir de ces résultats, il ressort une bonne concordance dans le domaine plastique jusqu'à la résistance ultime de 6384 N (la résistance réelle étant de 6390 N) sauf qu'au niveau du palier de rupture, une petite divergence de la non-linéarité de résistance est observée.

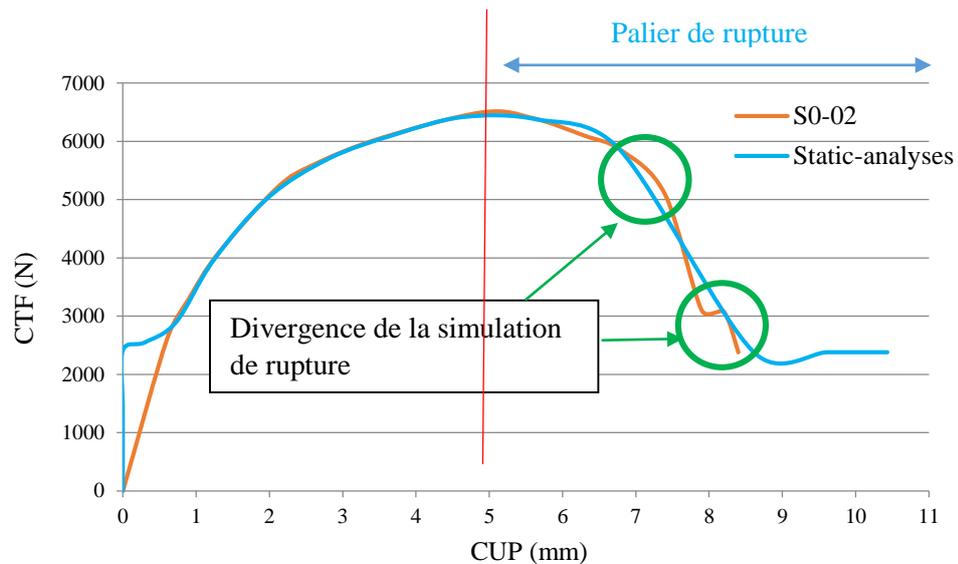


Figure 2.22 : Résistance de l'assemblage par analyse statique générale

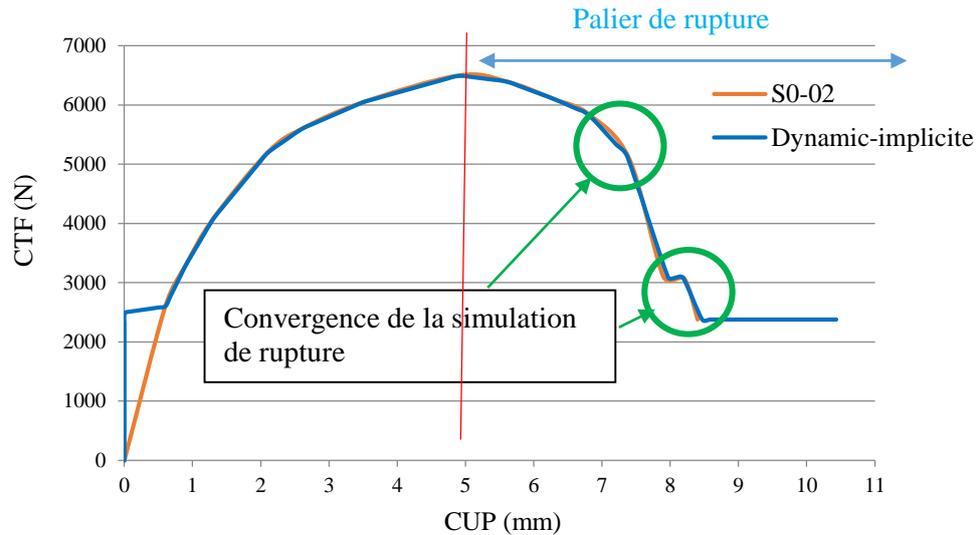


Figure 2.23 : Résistance de l'assemblage par analyse dynamique implicite-quasi statique

Par ailleurs, on constate une bonne concordance des résultats obtenus par analyse dynamique implicite-quasi statique (figure 2.23) notamment au niveau du palier de rupture. Toutefois, en terme de temps, cette analyse a requis un temps presque triple de celui mis par l'analyse statique générale.

2.4 Conclusion

La détermination de la résistance réelle d'un assemblage avec une seule et deux vis a nécessité l'élaboration d'une partie expérimentale. A la lumière des résultats obtenus, il a été constaté ce qui suit :

- La nuance d'acier et l'épaisseur des profilés assemblés ont une influence considérable sur le mode de rupture des assemblages, à savoir :
 - L'assemblage avec des épaisseurs et nuance importantes tend vers une rupture par cisaillement de la vis ;
 - L'assemblage avec nuance et épaisseur faibles implique une rupture de la plaque assemblée ;
 - L'assemblage avec nuance faible et épaisseurs moyennes implique une rupture par cisaillement de la vis et déformation de la plaque.

- L'augmentation du nombre de vis, d'un assemblage à seule vis à un assemblage à deux vis, n'implique pas systématiquement une double augmentation de la résistance. Par conséquent cette relation n'est pas linéaire pour une éventuelle évaluation de la résistance d'une manière analytique.

- La technique de modélisation de l'assemblage avec vis a montré clairement une fiabilité du développement d'une réponse non-linéaire de sa résistance sous des sollicitations de cisaillement. L'analyse générale statique ou l'analyse dynamique implicite-quasi statique peuvent être utilisées. Le choix de ces deux types d'analyses est basé sur la précision des résultats ou sur le temps d'analyse.

ÉVALUATION DE LA RESISTANCE DES SWPs AVEC DIFFERENTS RAPPORTS HAUTEUR/LONGUEUR

3.1 Introduction

La résistance nominale des panneaux de contreventement avec tôle structurale plate en acier formé à froid est fournie par le code AISI S400-15 [24] en s'appuyant sur plusieurs travaux de recherche expérimentaux effectués notamment par Balh [12]. Ces panneaux de contreventement ont des rapports hauteur/longueur (h/w) de 4 :1 et 2 :1 avec des tôles plates d'épaisseurs de 0,76 mm et 0,46 mm. Cependant, pour des raisons architecturales, la conception des bâtiments impose des travées plus longues, et par conséquent, les panneaux de contreventements seront de différents rapports hauteur/longueur, autrement dit, de rapports h/w plus petits que 2:1. Par ailleurs, la résistance nominale des SWP donnés par ce code [4, 24] n'enveloppent pas les différentes configurations des rapports hauteur/longueur, notamment les rapports 1,33:1 et 1:1 pour un SWP ayant une tôle d'acier d'épaisseur 0,76 mm et 4:1, 1,33:1 et 1 :1 pour un SWP ayant une tôle d'acier d'épaisseur 0,46 mm. De plus, quelques résistances au cisaillement de ces SWPs pour des espacements des vis, notamment, l'espacement de 50,8 mm des vis dans un SWP de rapport 2:1 avec une plaque structurale de 0,76 mm d'épaisseur n'ont pas été évaluées.

Plusieurs modèles en éléments finis ont été élaborés avec diverses techniques de modélisation. Nader et al. [19] ont démontré que le phénomène du voilement et flambement doivent être pris en considération dans le modèle en EF. En plus de la non-linéarité du matériau qui doit être introduite dans le modèle en EF [52], les déformations géométriques dus aux faibles épaisseurs des éléments du SWP doivent être aussi prises en considération [53]. De nombreuses études expérimentales [6,20, 54, 55], élaborées sur les système de contreventement sous charge latérale ont montré que le comportement et la résistance de ces derniers sont fortement gouvernés par la non-linéarité des assemblages et leurs résistance, de ce fait, l'introduction de cette source de résistance et de la non-linéarité du comportement dans le modèle en EF devient primordiale.

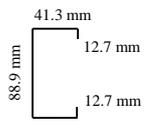
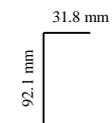
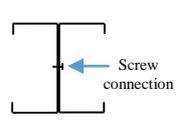
En effet, l'objectif du présent travail est de présenter un modèle numérique qui tient compte des paramètres de la non-linéarité afin d'évaluer la résistance des SWPs ayant des rapports hauteur/longueur de 1,33:1 et 1:1 avec une plaque structurale de 0,76 mm

d'épaisseur et des rapports hauteur/longueur de 4:1, 1,33:1 et 1:1 avec une plaque structurale de 0,46 mm d'épaisseur pour différents espacements des vis. Cette évaluation pourra être considérée comme une contribution additionnelle au code AISI S400-15 et constituera un outil d'aide aux ingénieurs et concepteurs.

3.2 Configuration géométrique des SWPs testés

Dans cette étude, quatre panneaux de contreventement (SWPs) testés par Balh [12] ont été sélectionnés (figure 3.1) afin de valider les résultats d'étude numérique. Ces SWPs ont des rapports hauteur/longueur de 4:1, 2:1, 1,33:1 et 1:1 correspondent respectivement à des longueurs de 610 mm, 1220 mm, 1830 mm et 2440 mm, et une hauteur fixe de 2440 mm. Les caractéristiques géométriques des sections transversales des éléments qui constituent ces SWPs à savoir : les montants, traverses et la plaque structurale sont données dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Caractéristiques géométriques des éléments [12]

	Montant (Stud)	Traverse (Track)	Double montants (Back-to-back stud)	Plaque structurale (Sheathing)
Dimensions des profilés				Hauteur/longueur 2440 mm x 610 mm 2440 mm x 1200 mm
Epaisseurs	1,09 mm	1,09 mm	1,09 mm	0,76 mm ou 0,46 mm

À chaque extrémité du panneau, un double montant dos-à-dos (built up back-to-back studs) est assemblé à une traverse supérieure et inférieure. L'importance de doubler la section transversale des montants est pour éviter le phénomène de flambement de ces éléments dû aux sollicitations axiales de compression lors du chargement horizontale. Ces doubles montants sont assemblés dos à dos tous les 305 mm avec deux vis auto-perceuses, à tête hexagonale de diamètre 4,12 mm. D'autres montants intermédiaires espacés chaque 610 mm sont installés le long du panneau de contreventement.

La plaque structurale en acier de deux dimensions (2440 mm x 610 mm et 2440 mm x 1220 mm) selon la longueur du panneau (figure 3.1) [12, 18] est attachée sur un seul côté du panneau avec des vis auto-perceuses de numéro No. 8 x 19. L'espacement des vis sur le périmètre du panneau pour attacher cette plaque est de 50,8 mm, 101,6 mm et 152,4 mm.

Toutefois un espacement de 300 mm est effectué sur les montants intermédiaires avec cette plaque.

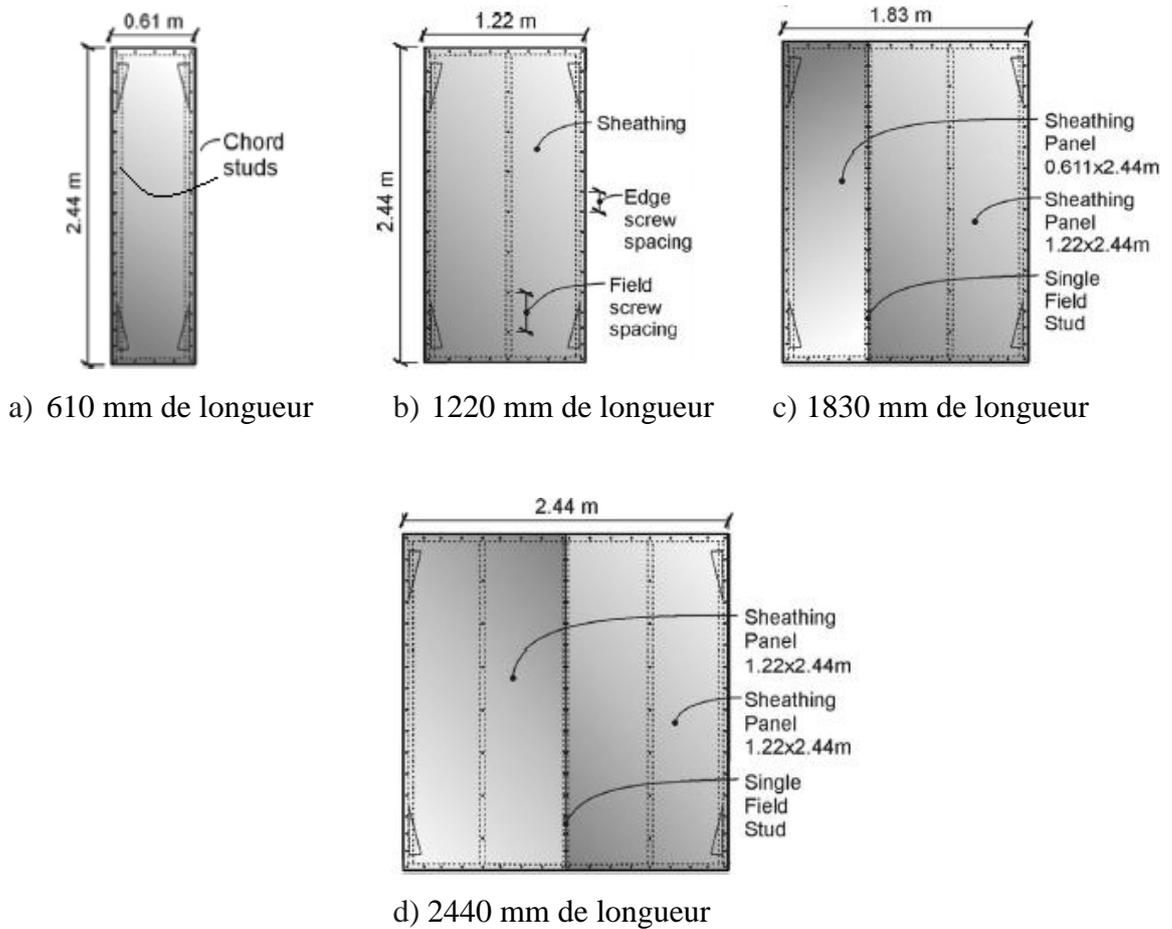


Figure 3.1 : Configuration géométrique des panneaux de contreventement testés [12, 18]

3.3 Caractéristiques mécaniques

Afin de prendre en compte la non-linéarité du matériau et de l'assemblage dans le modèle en éléments finis, il est important d'identifier ces sources de non-linéarité. Les caractéristiques mécaniques de l'acier formé à froid (contrainte-déformation) sont sélectionnées à partir d'une courbe normalisée similaire à celle des matériaux des éléments des SWPs testés par Balh [12]. Cependant, la non-linéarité des assemblages, notamment entre la plaque structurale et les éléments de l'ossature du SWP (montant et traverse) est déterminée par des essais.

3.3.1 Non-linéarité du matériau

Suite à l'absence de présentation des courbes de non-linéarités contrainte-déformation par Balh, caractérisant la résistance à la traction de l'acier des éléments des SWPs testés à savoir : montant, traverse et plaque structurale, des courbes contrainte-déformation de la résistance de l'acier sont sectionnées à partir de la norme ASTM A653 [50]. Ces courbes sont en concordance avec le grade 33-ASTM ($f_y = 230$ MPa) pour les plaques structurales d'épaisseur 0,76 mm et 0,46 mm (figure 3.2).

Du fait que la contrainte élastique réelle de l'acier des éléments des montants et traverses des SWPs testés est similaire au grade 50-ASTM ($f_y = 345$ MPa) [12] (table 3.2), quoi que ces éléments ont une résistance nominale de grade 30 ($f_y = 230$ MPa), le grade 50-ASTM-A653d'acier formé à froid est sélectionné pour l'analyse numérique afin de se rapprocher d'un modèle ayant des caractéristiques mécaniques similaires à celles des SWPs testés. Le module élastique E_s est pris égal à $2,1 \cdot 10^5$ MPa.

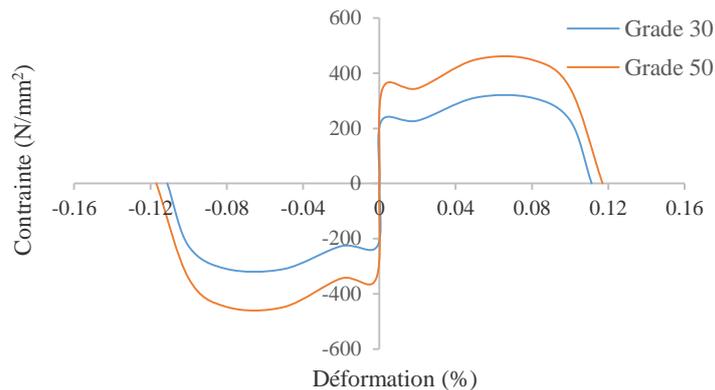


Figure 3.2 : Contrainte-déformation de l'acier

Tableau 3.2 : Caractéristiques mécaniques des éléments du SWP

Eléments	Epaisseur (mm)	Caractéristiques du spécimen [12]		Propriétés nominales sélectionnées pour le modèle EF	
		f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Plaque -1	0,76	284	373	230	310
Plaque -2	0,46	300	395	230	310
Montant/traverse	1,09	346	496	345	448

3.3.2 Non-linéarité de l'assemblage

Le SWP est conçu de manière appropriée afin de dissiper de l'énergie en tirant profit du comportement inélastique qui se développe dans la zone d'assemblage entre l'ossature du panneau et la plaque structurale. Il convient donc de caractériser le comportement non-linéaire au cisaillement de cet assemblage par vis. Par conséquent, une série d'essais est réalisée au laboratoire du CNERIB afin d'obtenir les courbes non-linéaires force-déplacement de ces assemblages. Ces essais de cisaillement sont effectués sur des échantillons similaires à celles des spécimens des SWPs testés par Balh [12], à savoir : l'épaisseur des éléments (montant, traverse et plaque structurale), le grade de résistance de l'acier et le diamètre de la vis de fixation.

L'ensemble des essais d'assemblage sont effectués selon la norme européenne ECCS TC7 TWG 7.10 [42] ; où les dimensions des échantillons sont adoptées selon la clause 3.2 de cette norme (figure 3.3). La figure 3.4 montre un de ces échantillons avec une seule vis, sous une charge monotone de traction pour provoquer une sollicitation de cisaillement dans l'assemblage.

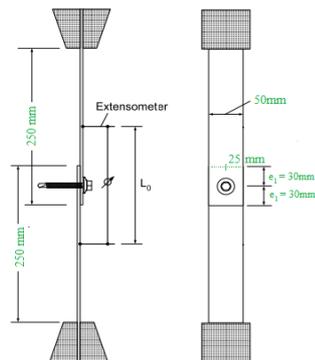


Figure 3.3 : Dimensions du spécimen



Figure 3.4 : Spécimen sous chargement

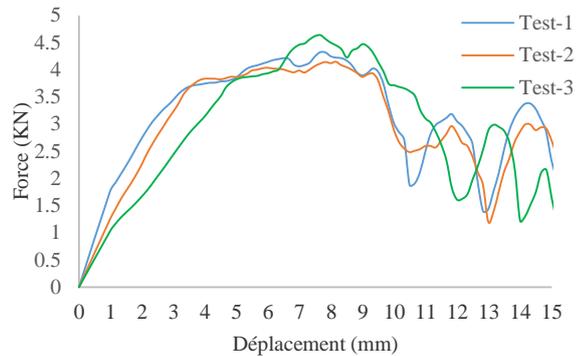
3.3.2.1 Assemblage plaque structurale-éléments d'ossature

Les deux essais d'assemblage réalisés au CNERIB (figure 3.5 et figure 3.6) simulant celui des plaques structurales de 0,76 mm et 0,46 mm d'épaisseur avec les éléments de l'ossature du panneau (montant est traverse) d'épaisseur de 1,09 mm ont manifesté un mode de rupture d'assemblage par inclinaison et cisaillement de la vis (figure 3.5-a et 3.6-a). Cela confirme le même mode de rupture des essais d'assemblage effectués par Balh [12]. Les capacités moyennes de résistance obtenues à partir de ces essais sont de 4,17 kN et 1,85 kN,

respectivement pour les plaques structurales d'épaisseurs de 0,76 mm et 0,46 mm. Une différence importante entre les résultats de ces essais et ceux effectués par Balh, notamment pour l'assemblage ayant des épaisseurs de 0,46-1,09 mm. Cela est probablement dû aux caractéristiques mécaniques de la tôle d'épaisseur de 0,46 mm qui n'est pas similaire à celle du spécimen testé par Balh (tableau 3.3).



a) Rupture de l'assemblage

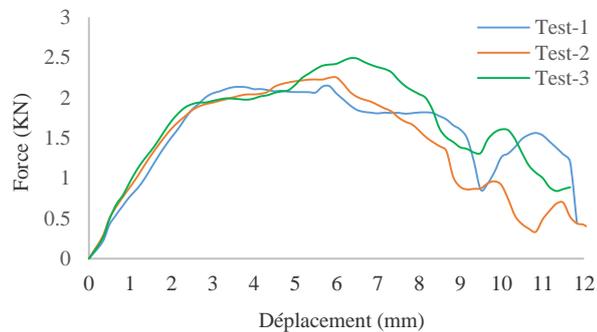


b) Résistance de l'assemblage

Figure 3.5 : Assemblage plaque structurale-ossature (0,76 mm-1,09 mm)



a) Rupture de l'assemblage



b) Résistance de l'assemblage

Figure 3.6 : Assemblage plaque structurale-ossature (0,46 mm-1,09 mm)

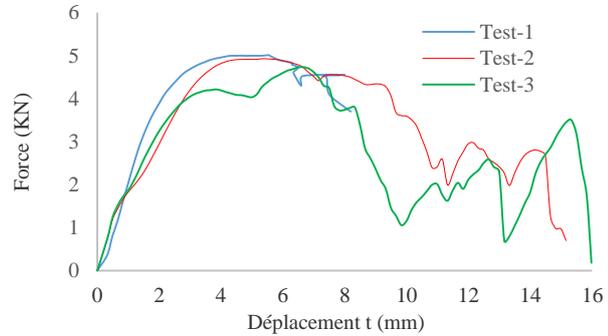
3.3.2.2 Assemblage entre les éléments de l'ossature

Le cisaillement de la vis est plus prononcé comme mode de rupture lorsque les éléments assemblés (montant-traverse) sont relativement épais (chapitre 2). Cela est généralement produit aux coins (angles) des SWPs lors d'un chargement horizontal. La figure 3.7 montre ce mode de rupture ainsi que les courbes force-déplacement associées à cet assemblage.

Le tableau 3.3 présente un résumé des résultats d'essais des différents assemblages. Une comparaison avec les essais effectués par Balh [12] montre une différence acceptable.



a) Cisaillement de la vis



b) Résistance de l'assemblage

Figure 3.7 : Assemblage entre les éléments de l'ossature

Tableau 3.3 : Résultats des essais d'assemblage

Test	Epaisseur des éléments (mm)	Epaisseur de la plaque (mm)	Résistance maximale		Résistance moyenne	
			Résultats Balh (kN)	Résultats du test (kN)	Résultats Balh (kN)	Résultats du test (kN)
Assemblage plaque structurelle-ossature (1,09 mm-0,76 mm)						
1	1,09	0,76	4,01	4,32	4,01	4,17
2			3,94	4,04		
3			4,10	4,26		
4			4,25	-		
5			3,73	-		
Assemblage plaque structurelle-ossature (1,09 mm-0,46 mm)						
1	1,09	0,46	1,79	2,14	2,11	1,85
2			2,29	1,52		
3			1,86	1,89		
4			2,36	-		
5			2,25	-		
Assemblage entre éléments de l'ossature (1,09 mm-1,09 mm)						
1	1,09	-	-	4,72	-	4,88
2			-	5,01		
3			-	4,92		

3.4 Modélisation en éléments finis

Les SWPs sont composés de montants et de traverses de forme « C » attachés entre eux par des vis pour former l'ossature du panneau de contreventement, ainsi qu'une ou plusieurs plaques structurales en acier assemblées avec cette ossature. La modélisation de ce système structurel complexe requiert une attention particulière, notamment la prise en considération des phénomènes de flambement et voilement de ses éléments minces comme mode de rupture additionnel à celui de la rupture des assemblages qui domine la réponse et le comportement global de ces SWPs.

La modélisation des assemblages entre les éléments du panneau est effectuée par la technique développée en détail dans le chapitre précédent (§ 2.3). Les caractéristiques mécaniques d'assemblage par vis ont été prises en compte, en attribuant à chaque connecteur une loi de comportement non-linéaire de type force-déplacement similaire à un ressort où on définit la résistance au cisaillement dans le plan (S_1 et S_3). En outre, l'arrachement des vis d'attache des éléments du panneau observé lors du chargement horizontale [12] est introduit dans ce connecteur dans une direction hors plan (S_2). La figure 3.8 représente les trois ressorts attribués pour chaque connexion entre deux éléments.

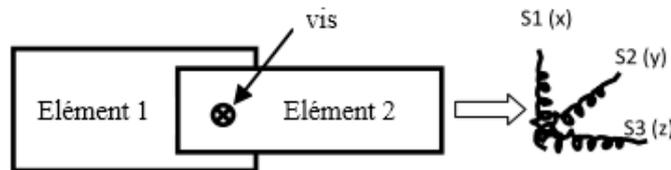


Figure 3.8 : Schéma des sollicitations développées dans la vis d'assemblage

La résistance de cet arrachement est déterminée par la formule fournie par le code AISI S100, E.4.4.1 (North American specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members) [30], selon l'équation suivante :

$$P_{not} = 0.855(t_c \cdot d)F_{u2} \quad (3.1)$$

Avec :

- P_{not} : La résistance nominale à l'arrachement de la vis ;
- F_{u2} : La résistance ultime à la traction de l'acier de l'élément qui n'est pas en contact avec la tête de la vis ;

- d : Le diamètre de la vis ;
- t_c : L'épaisseur minimale des profilés assemblés.

3.4.1 Type d'élément et maillage

Suite aux grandes déformations induites dans les éléments des SWPs sous un chargement horizontal, il est impératif de prendre en compte la non-linéarité géométrique durant l'analyse. L'ensemble des éléments d'un SWP : montants, travers et plaque structurales sont modélisés en éléments « Shell » avec intégration réduite à quatre nœuds (S4R : Shell element with reduce integration).

En se basant sur des travaux similaires effectués essentiellement sur l'évaluation de la résistance des SWPs [49, 52, 56, 57], un compromis sur la sensibilité de la taille du maillage sur les résultats et le temps d'analyse nécessaire a été conclu. Les dimensions du maillage de 41 mm x 38 mm pour la plaque structurale, 41 mm x 29 mm pour les traverses et 38 mm x 41 mm pour les montants sont adoptées pour cette analyse numérique (figure 3.9).

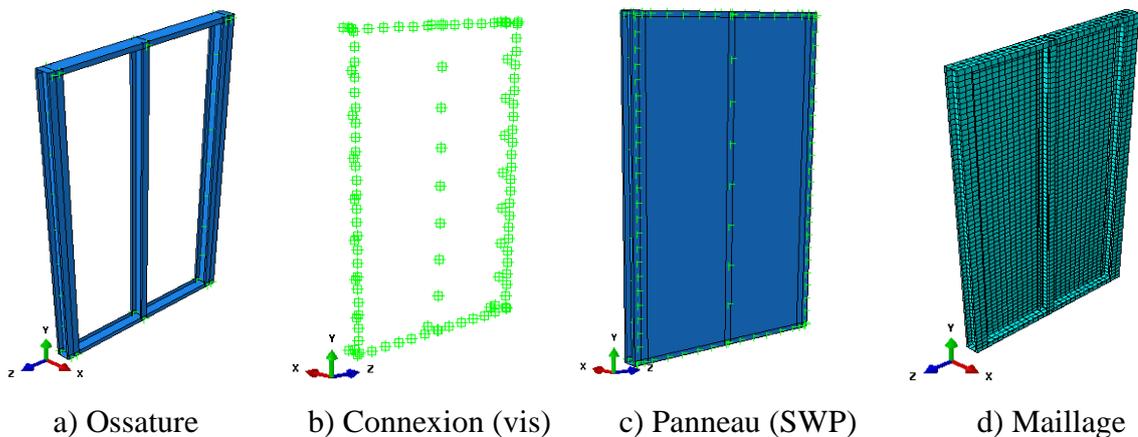


Figure 3.9 : Modalisation en EF du CFS-SWP

Le contact entre les surfaces des éléments est modélisé par le module interaction du logiciel « Abaqus ». Dai [56] a effectué une étude comparative d'influence du coefficient de frottement sur les résultats de la résistance globale du SWP, dont il a été conclu que le coefficient de frottement égal à 0,3 peut être pris en compte.

3.4.2 Conditions aux limites et analyse numérique

Afin de simuler avec le modèle numérique les conditions aux limites des SWPs testés, deux points de contrôle MPC (Tie Multi Points Control) dans le module interaction du logiciel Abaqus sont utilisés. Le premier point « MPC » est utilisé pour simuler l'articulation au niveau des appuis des SWPs dans l'âme de la traverse inférieure. Par ailleurs, le second point sert à appliquer un déplacement sur l'ensemble des nœuds de la traverse supérieure. Cette charge permet au SWP deux déplacements selon les axes (Z) et (Y) et une rotation selon l'axe (X) comme le montre la figure 3.9. Cependant, le déplacement hors plan de la traverse supérieure est bloqué conformément à la partie expérimentale.

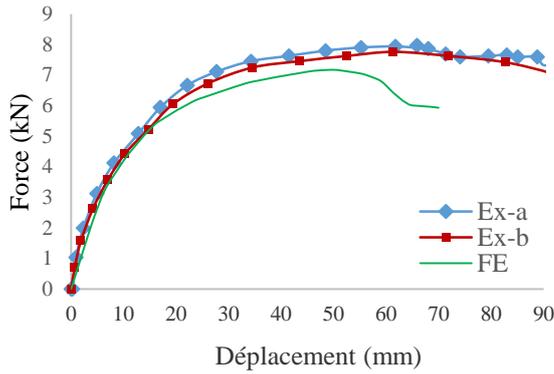
L'analyse statique générale (Staic general) et l'analyse dynamique implicite (dynamic implicit) sont utilisées pour atteindre une meilleure convergence avec un incrément initial égal à 0,1, minimum d'incrément égal à $10e-8$. La méthode Newton–Raphson est utilisée pour cette analyse.

3.5 Validation des résultats

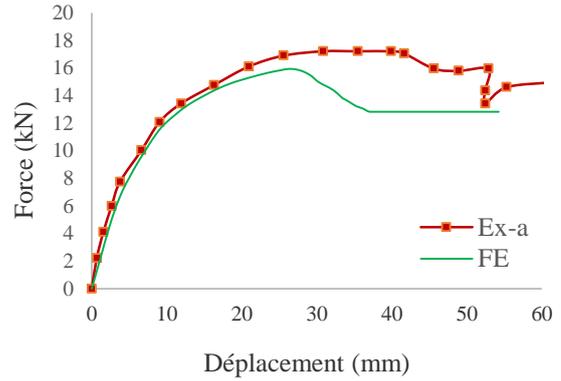
3.5.1 Réponse force-déplacement

Afin de valider cette micro-modélisation en éléments finis présentée ci-dessous en termes de comportement global non-linéaire et de résistance au cisaillement, les résultats numériques des panneaux de contreventement ayant des rapports hauteur/longueur de 4:1, 2:1, 1,33:1 et 1:1 correspondants à des longueurs respectivement de 610 mm, 1220 mm, 1830 mm and 2440 mm sont comparés avec ceux de l'expérimentaux. L'espacement de vis est pris égal à 101,1 mm pour tous les rapports avec une plaque structurale de 0,76 mm d'épaisseur.

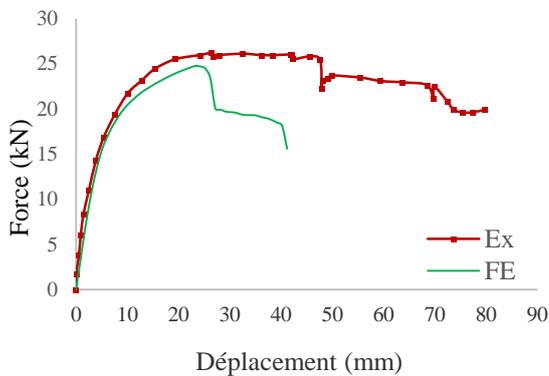
La figure 3.10 montre le comportement non-linéaire force-déplacement de ces SWPs sous un chargement horizontal monotone. D'une manière générale, une bonne concordance en terme de non-linéarité est obtenue entre les résultats numériques et expérimentaux correspondants. Cependant, une différence de non-linéarité dans le domaine post-élastique, notamment, la rupture des panneaux, est notée sur l'ensemble des SWPs avec différents h/w. Cela peut être attribué au cumul des incertitudes de modélisation tels que : simplification des conditions aux limites au niveau des fondations, contribution de la rupture du matériau acier qui n'est pas prise dans le modèle en éléments finis.



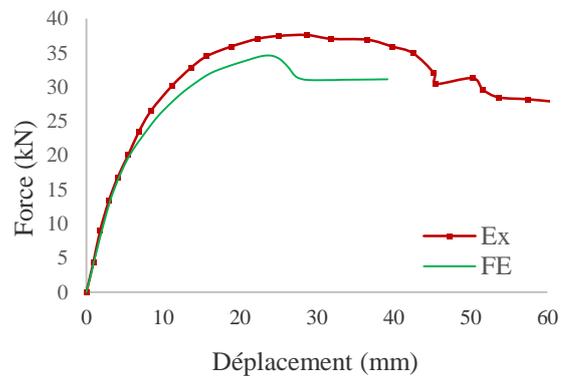
a) SWP de longueur 610 mm (h/w=1:4)



b) SWP de longueur 1220 mm (h/w=1:2)



c) SWP de longueur 1830 mm (h/w=1:1,33)



d) SWP de longueur 2440 mm (h/w=1:1)

Figure 3.10 : Réponse force-déplacement avec différents rapports h/w

Le tableau 3.4 présente la différence entre les résultats numériques et expérimentaux correspondants en termes de résistance au cisaillement (résistance ultime) et le déplacement ultime des SWPs ayant différents rapports hauteur/longueur.

Cette modélisation présente une différence de résistance ultime plus importante dans les SWPs de rapports égaux à 4 :1 et 1 :1, estimée respectivement à 7,12% et 7,54%, et elle diminue dans les SWPs de rapports de 2:1 et 1,33:1, estimée respectivement à 5,23% et 5,17%. En outre, la différence de déplacement ultime obtenue est pratiquement la même dans tous les cas de SWPs (avec différents rapports h/w).

Tableau 3.4 : Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux

Dimensions		Résultats expérimentaux		Résultats numériques		ΔF (%)	Δu (%)
Longueur (mm)	Rapport h/w	Résistance (kN)	Déplacement (mm)	Résistance (kN)	Déplacement (mm)		
610	4 :1	7,72	59,01	7,17	50,17	7,12	14,98
1220	2:1	16,83	31,01	15,95	26,83	5,23	13,48
1830	1,33:1	26,11	26,18	24,76	23,17	5,17	11,50
2440	1:1	37,38	28,63	34,56	24,69	7,54	13,76

3.5.2 Espacement des vis

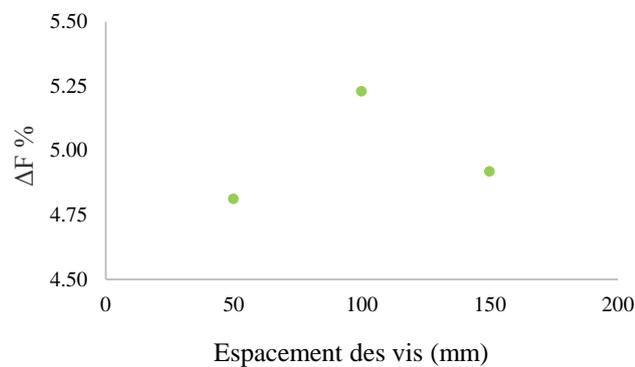
Cette méthode en éléments finis qui présente une différence acceptable avec les résultats expérimentaux correspondants, peut être considérée comme une méthode prédictive du comportement et d'évaluation de la résistance pour les différents rapports h/w des SWPs, mais cela pour un espacement de vis de 101,1 mm et une plaque structurale de 0,76 mm d'épaisseur. Par conséquent, une validation avec différents espacements des vis est nécessaire. Dans cette optique, les résultats expérimentaux d'un SWP de rapport h/w égal à 2:1 sont employés pour valider l'effet de l'espacement des vis sur la résistance de ces SWPs.

D'après le tableau 3.5, il est évident que la résistance d'un SWP augmente lorsque l'espacement des vis devient étroit pour les deux approches (depuis 152,4 mm à 50,8 mm), cette augmentation est due à l'augmentation des nombres des vis ayant une influence considérable sur la résistance globale du SWP. Ainsi, il est clair que cette méthode capture aussi cet effet (espacement des vis) sur la résistance que sur le déplacement ultime d'un SWP ayant un rapport égal à 2:1.

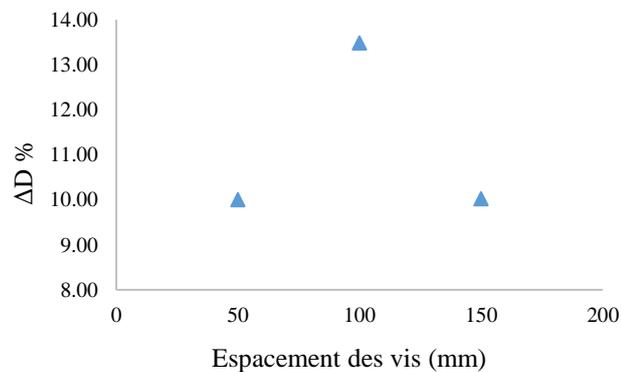
Tableau 3.5 : Effet de l'espacement des vis sur un SWP de rapport h/w égal à 2 : 1

Espacement	Résultats expérimentaux		Résultats numériques	
	Résistance (kN)	Déplacement (mm)	Résistance (kN)	Déplacement (mm)
50,8 (mm)	20,37	33,6	19,39	30,24
101,6 (mm)	16,83	31,01	15,95	26,83
152,4 (mm)	13,42	36,01	12,76	32,4

Par ailleurs, la différence entre les résultats numériques et ceux de l'expérimentation en termes de résistance ultime et de déplacement correspondant n'excèdent pas respectivement 5,23% et 13,48% (voir figure 3.11 pour différents espacements de vis). Il est à noter également, que cette méthode est capable de capturer le maximum d'erreur en termes de résistance et de déplacement dans un SWP ayant le même espacement de vis (101,1 mm). En outre, le minimum d'erreur en termes de résistance et de déplacement correspondant est capturé dans un SWP de même espacement de vis (50,8 mm) respectivement de 4,92% et 10,02%. Cela peut être considéré comme un avantage de cette méthode en EF en termes de précision et de fiabilité des résultats.



a) Résistance



b) Déplacement ultime

Figure 3.11 : Comparaison des résultats de l'effet d'espacements des vis.

La figure 3.12 montre que la variation de l'espacement des vis de 50,8 mm, 101,6 mm et de 152,4 mm a un effet de variation linéaire avec les deux approches (expérimentale et numérique) pour un SWP ayant un rapport hauteur/longueur fixe (h/w égal à 2 :1). Cela mène à conclure que la résistance d'un SWP peut être estimée avec interpolation pour différents espacements des vis dans cette intervalle (50,8-152,4 mm) pour un rapport h/w fixe.

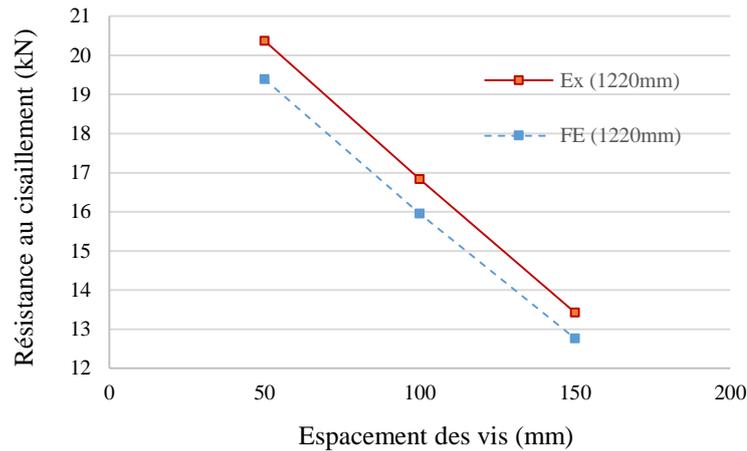


Figure 3.12 : Effet de la variation de l'espacement des vis sur la résistance un SWP de rapport fixe

3.5.3 Épaisseur de la plaque structurelle

L'effet de l'épaisseur de la plaque structurelle sur la réponse et la résistance d'un SWP ayant un rapport hauteur/longueur égal à 2:1 et un espacement des vis de 50,8 mm sous un chargement horizontal est aussi étudié avec deux plaques structurelles (sh) d'épaisseurs différentes (0,76 mm et 0,46 mm). La comparaison entre l'étude numérique et expérimentale en terme de comportement non-linéaire (figure 3.13) montre une bonne corrélation avec le SWP ayant une plaque structurelle d'épaisseur de 0,76 mm. Cependant, une petite divergence de la réponse non-linéaire est notée dans le SWP avec une plaque structurelle d'épaisseur 0,46 mm. Cela est probablement dû aux caractéristiques mécaniques non-linéaires d'assemblage obtenues par les essais qui ne sont pas similaires à celles du spécimen. Mais cela reste acceptable d'une manière générale.

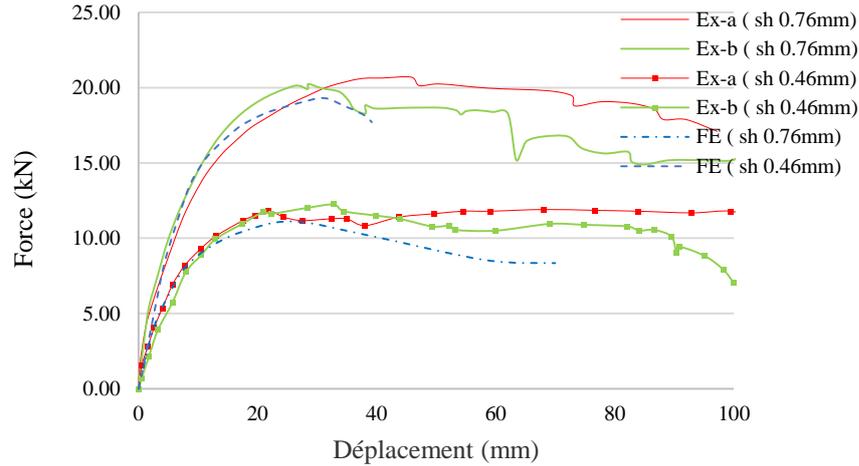


Figure 3.13 : Réponses des SWP avec deux plaques structurales d'épaisseurs différentes.

La résistance du SWP au cisaillement avec une plaque structurale d'épaisseur de 0,46 mm est évaluée avec une différence entre les résultats numériques et ceux de l'expérimentation estimée à 9,28%, celle-ci est relativement plus grande que celle d'une SWP ayant une plaque structurale d'épaisseur 0,76 mm (4,8%). Cela peut être dû à l'épaisseur de la plaque structurale qui est très mince en induisant d'autre mode de rupture, contribuant d'une manière significative dans la résistance globale du SWP en plus de celle de l'assemblage.

Toutefois, il a été noté que l'épaisseur de la plaque structurale a un effet important sur la résistance au cisaillement du SWP. Le tableau 3.6 présente la différence de résistance du SWP avec ces deux plaques structurales (0,76 mm et 0,46 mm d'épaisseur) et pour différents espacements de vis (50,8 mm, 101,6 mm, 152,4 mm). Une variation linéaire (42,80%) de l'effet d'épaisseur de la plaque sur la résistance du SWP pour les trois espacements des vis a été obtenue. Il a été souhaitable s'il y avait des résultats expérimentaux permettant de conclure que la résistance des SWPs avec des plaques structurales d'épaisseurs différentes peut être évaluée par interpolation.

Tableau 3.6 : Résistance du SWP de 0,76 mm d'épaisseur de la plaque structurale

L (mm)	Rapport h/w	Espacement (mm)	Résistance (kN)		ΔF %
			Epaisseur (0,76 mm)	Epaisseur (0,46 mm)	
1220	2:1	50,8	19,39	11,11	42,70
		101,6	15,95	9,18	42,45
		152,4	12,76	7,24	43,26

3.5.4 Mode de rupture

La rupture de la vis d'assemblage est le mode de rupture dominant qui gouverne la réponse non-linéaire globale du comportement des SWPs durant la partie expérimentale [12]. Néanmoins, il a été observé un champ de tension développé dans la plaque structurelle mince durant le chargement, ainsi qu'un voilement au niveau des montants d'extrémités des spécimens. Par conséquent, il est important de vérifier la fiabilité de cette méthode en éléments finis (EF) en prenant en considération ces modes de ruptures additionnels dans la simulation. Les figures 3.14-3.17 montrent les modes de rupture pour des SWPs étudiés ayant différents rapport hauteur/longueur avec cette méthode. Le SWP a un espacement des vis égal à 101,6 mm avec une plaque structurelle de 0,76 mm d'épaisseur.

La figure 3.14-b montre un champ de tension développé dans la plaque structurelle durant l'analyse numérique induisant un flambement du SWP de rapport h/w égal à 4 :1. De plus, le voilement des montants dans les coins de SWP est capturé dans ce SWP (figure 3.14-b) dû aux sollicitations axiales de compression. Par ailleurs, le SWP ayant un rapport h/w égal à 2 :1 a manifesté deux champs de tensions dans la plaque structurelle conformément à la partie expérimentale (figure 3.15-a).

La figure 3.16 montre une concentration des contraintes dans la plaque structurelle du SWP de rapport h/w égal à 1,33:1. Cependant, une continuité du développement du champ de tension dans cette dernière est obtenue depuis la plaque structurelle de longueur de 610 mm à la plaque de 1200 mm de longueur. Cela peut mener à considérer que les deux plaques structurelles travaillent comme une seule plaque d'un panneau de longueur de 1830 mm. En Outre, un voilement significatif est développé dans les montants d'extrémité de ce panneau (figure. 3.16-b).

La figure 3.17 montre une bonne similarité durant l'analyse numérique avec la partie expérimentale correspondante, avec le SWP ayant un rapport h/w égal à 1:1. Le mode de rupture induit est un flambement de la plaque structurelle.

Par conséquent, on peut conclure que cette micro-modélisation en EF proposée, prend en considération le voilement des montants d'extrémités et le flambement de la plaque structurelle comme un mode de défaillance ou de rupture en plus de la rupture par cisaillement des connexions à vis.

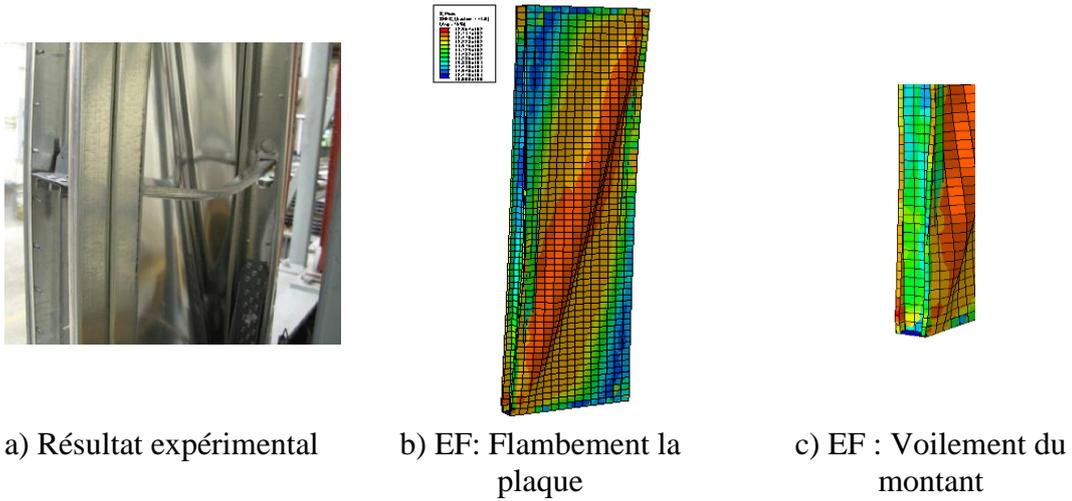


Figure 3.14 : Mode de rupture du SWP de longueur de 610 mm.

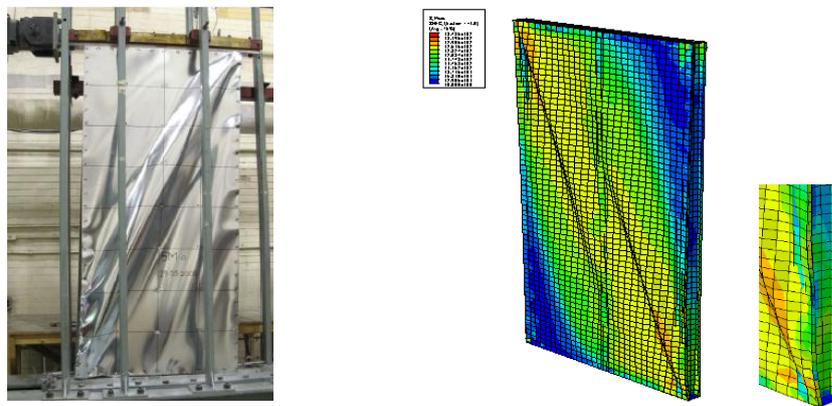


Figure 3.15 : Mode de rupture du SWP de longueur de 1220 mm.

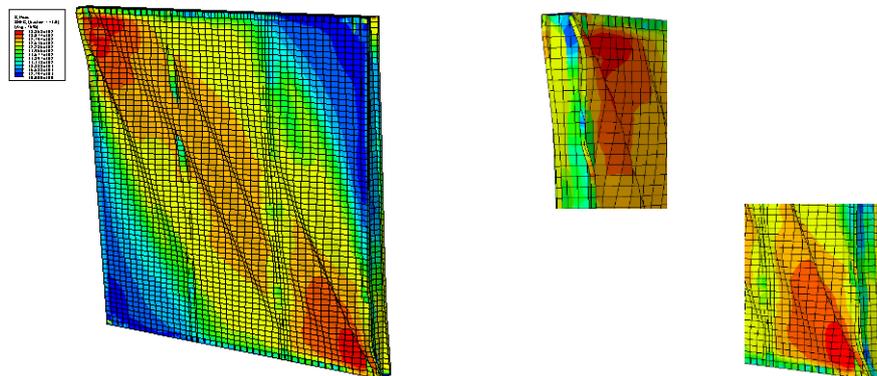
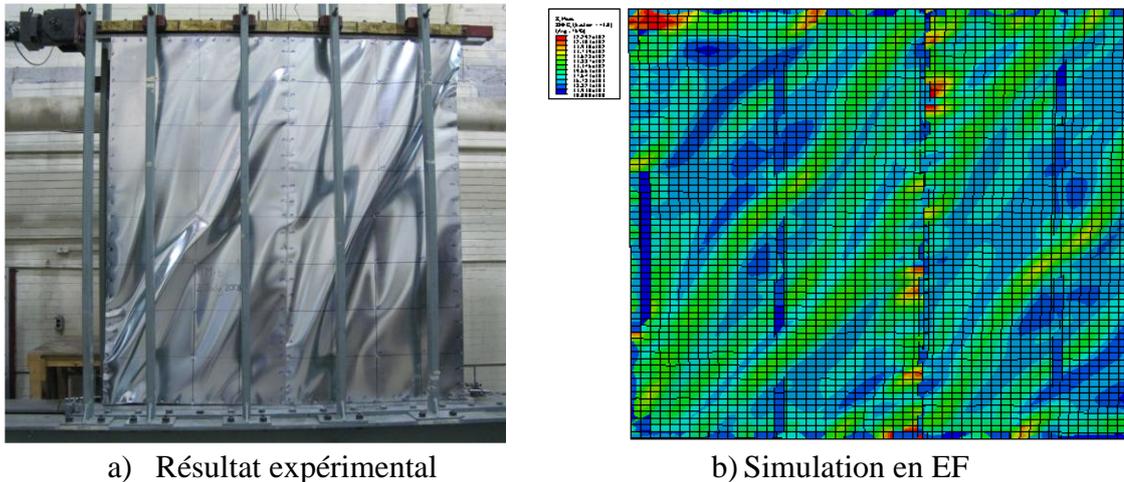


Figure 3.16 : Mode de rupture du SWP de longueur de 1830 mm.



a) Résultat expérimental

b) Simulation en EF

Figure 3.17 : Mode de rupture du SWP de longueur de 2440 mm

3.6 Evaluation de la résistance des SWPs avec différents rapports hauteur/longueur

La résistance nominale au cisaillement des panneaux de contreventement en profilés formés à froid (CFS-SWP) dues aux sollicitations horizontales de vent ou du séisme est fournie par le code américain AISI S400-15 [24] en se basant sur le programme expérimental élaboré par Balh [12]. Cependant, il y a lieu de signaler que l'effet de l'espacement des vis sur la résistance de ces SWPs ayant une plaque structurale d'épaisseur de 0,76 mm est étudié uniquement pour des SWPs de rapports hauteur/longueur de 4 :1 et 2 :1. Ajoutant que la résistance de SWPs avec une plaque structurale d'épaisseur de 0,46 mm est étudiée uniquement pour un rapport de 2:1.

En l'absence des tests expérimentaux pour d'autres rapports hauteur/longueur de panneaux avec différents espacements de vis et épaisseurs de la plaque structurale, une investigation d'évaluation de la résistance de ces SWPs ayant un rapport h/w de 1,33:1 et 1:1 avec épaisseur de la plaque structurale de 0.76 mm et de SWPs ayant un rapport h/w de 1:4, 1,33:1 et 1:1 avec une épaisseur de la plaque structurale de 0.46 mm est effectuée. L'espacement des vis dans cette étude est de 50,8 mm, 101,6 mm et 152,4 mm.

3.6.1 Effet de l'extrapolation de la résistance d'un SWP

La figure 3.18 montre que l'augmentation de la longueur des SWPs de 610 mm jusqu'à 2440 mm a une variation linéaire sur la résistance au cisaillement des SWP obtenu par les résultats numériques, et une légère variation non-linéaire de la résistance au cisaillement est notée dans les résultats expérimentaux, pour les longueurs de 1830 mm à 2440 mm. Cela

mène à vérifier si la résistance au cisaillement de différentes longueurs de SWP ayant un espacement de vis fixe (101,6 mm) peut être évaluée par extrapolation de la résistance du SWP ayant une longueur de 610 mm jusqu'à SWP de longueur de 2440 mm.

Si l'on suppose que l'extrapolation peut être appliquée, alors les SWPs ayant des longueurs de 1220 mm; 1830 mm et 2440 mm devraient avoir respectivement une résistance au cisaillement de 2, 3 et 4 fois la résistance du SWP de longueur 610. Autrement dit, par extrapolation, respectivement des résultats expérimentaux et numériques de la résistance du SWP de longueur de 610 mm, la résistance au cisaillement du SWP de longueur 2440 mm devrait être égale à 30,88 kN et 28,68 kN, alors que les résultats expérimentaux et numériques montrent respectivement une différence d'environ 21,8% et 21,1% de ce que l'on devrait obtenir par extrapolation. Par conséquent, les facteurs multiplicateurs pour un SWP de longueur de 2440 mm seront respectivement de 4,84 et 4,82.

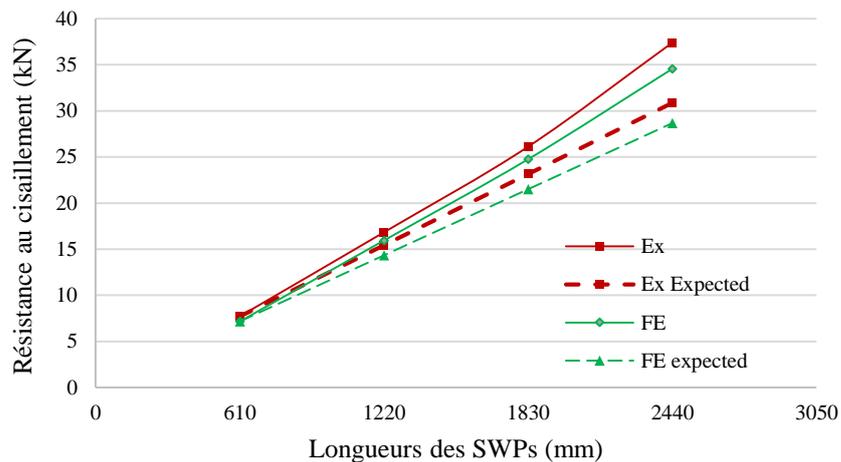


Figure 3.18 : Effet d'extrapolation de la résistance sur différentes longueurs SWPs

Cela signifie que l'évaluation de la résistance au cisaillement par extrapolation à partir d'un SWP de rapport h/w égal à 4:1 surestime la résistance au cisaillement réelle d'un SWP ayant un rapport h/w de 1:1. Si l'on applique cette extrapolation, cela peut apporter plus de sécurité pour la conception avec moins d'économie. Par conséquent, il est plus rationnel d'utiliser la résistance au cisaillement d'un SWP ayant un rapport h/w égale 1:1 à partir des résultats expérimentaux ou numériques plutôt que d'estimer cette résistance au cisaillement par extrapolation.

3.6.2 Effet de l'espacement des vis

Le tableau 3.7 présente les résultats de résistance au cisaillement et de déplacement ultimes correspondants pour des SWP de rapport hauteur/longueurs de 1: 4, 1:1 ,33 et 1:1 , avec des espacements de vis de 50,8 mm, 101,6 mm et 152,4 mm et une plaque structurale de 0.76 mm d'épaisseur. Certaines données expérimentales pour étudier l'effet d'espacement des vis sur la résistance au cisaillement sont extraites des essais expérimentaux élaborés par DaBreo et al. [18]. La comparaison des résultats numériques avec celles de la partie expérimentale correspondante, présente une différence de résistance au cisaillement et de déplacement ultime respectivement de 2,13% et 9,96% , pour un SWP de rapport h/w égal à 4:1 et de 5,44% et 29,10% pour le SWP de rapport h/w égal à 1,33:1. Ainsi, cette modélisation en EF n'a pas une bonne prédiction de déplacement ultime du SWP de rapport 1,33:1 avec un espacement des vis d'espacement de 50,8 mm, mais elle reste acceptable pour les autres rapports h/w. Toutefois, on peut dire que l'évaluation de l'effet de l'espacement des vis sur la résistance au cisaillement est acceptable.

Tableau 3.7 : Résistance des SWPs avec différents espacements des vis

Rapport h/w	Espacement (mm)	Résultats expérimentaux		Résultats numériques	
		Résistance (kN)	Déplacement (mm)	Résistance (kN)	Déplacement (mm)
4:1	50,8	8,94	53,5	8,75	48,17
	101,6	7,72	59,01	7,17	50,17
	152,4	-	-	5,91	50,17
1,33:1	50,8	33,85	35,5	32,01	25,17
	101,6	26,11	26,18	24,76	23,17
	152,4	-	-	18,29	28,17
1:1	50,8	-	-	42,18	21,39
	101,6	37,38	28,63	34,56	24,69
	152,4	-	-	28,09	26,39

La figure 3.19 présente la variation de l'effet d'espacement des vis sur la résistance des SWPs avec différents rapports h/w. Du fait que cette variation est linéaire, la résistance au

cisaillement de chaque SWP ayant un rapport h/w fixe peut être évaluée par interpolation pour des espacements de vis de 50,8 mm jusqu'à 152,4 mm.

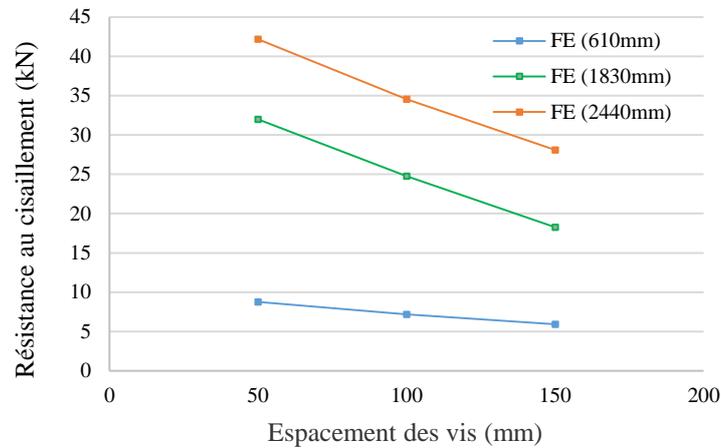


Figure 3.19 : Variation de l'effet d'espacement des vis sur SWPs avec différents rapports h/w ($sh = 0,76$ mm)

3.6.3 Effet de l'épaisseur de la plaque structurelle

La résistance au cisaillement pour les SWPs ayant des rapports hauteur/longueur de 4:1, 1,33:1 et 1:1 est évaluée avec une plaque structurelle d'épaisseur de 0,46 mm ayant différents espacements de vis (50,8 mm, 101,6 mm et 152,4). La figure 3.20 montre que l'effet d'espacement des vis sur la résistance au cisaillement pour un rapport hauteur/longueur fixe a une variation linéaire.

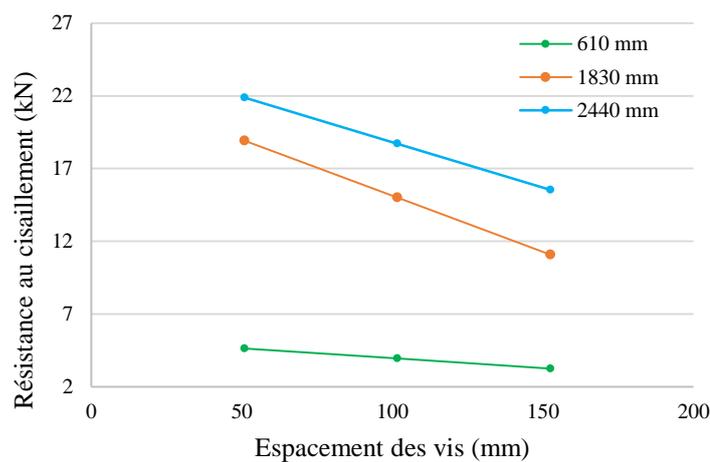


Figure 3.20 : Variation de l'effet d'espacement des vis sur SWPs avec différents rapports h/w ($sh = 0,46$ mm)

Par ailleurs, l'effet de la variation de l'épaisseur de la plaque structurale de 0,76 mm à 0,46 mm sur la résistance au cisaillement avec des différents espacements et rapports hauteur/longueur diminue la résistance au cisaillement de ces SWPs (tableau 3.8). Cette différence de résistance au cisaillement est maximale dans le SWP avec un espacement des vis étroit (50,8 mm). De plus, cet effet de variation d'épaisseur ne varie pas linéairement avec la résistance au cisaillement pour un rapport h/w fixe et avec des espacements de vis différents. Par conséquent, la résistance au cisaillement pour la plaque structurale d'épaisseur de 0,46 mm ne peut pas être interpolée directement à partir d'une épaisseur de 0,76 mm.

Tableau 3.8 : Effet de l'épaisseur de la plaque sur la résistance des SWPs

Rapport h/w	Espacement des vis (mm)	Résistance (kN)		ΔF %
		Epaisseurs 0,76 mm	Epaisseurs 0,46 mm	
4:1	50,8	8,75	4,63	47,09
	101,6	7,17	4,44	38,08
	152,4	5,91	3,25	45,01
1,33:1	50,8	32,01	1,92	40,89
	101,6	24,76	1,01	39,38
	152,4	18,29	1,09	39,37
1:1	50,8	42,18	2,89	48,10
	101,6	34,56	1,71	45,86
	152,4	28,09	15,54	45,68

3.7 Conclusion

Ce chapitre présente le développement et la validation d'une méthode de modélisation prédictive en éléments finis, capable d'évaluer la résistance au cisaillement des panneaux de contreventement en profilés formés à froid (CFS-SWPs) pour différents rapports hauteur/longueur, espacement des vis et épaisseurs de la plaque structurale, comme une alternative aux essais expérimentaux.

On peut conclure ce qui suit :

- En prenant en considération les sources de non-linéarités du matériau, géométriques et d'assemblages, une bonne concordance a été atteinte entre les résultats numériques et ceux des expérimentations correspondants en termes de comportement force-déplacement ultime, espacement des vis et épaisseurs de la plaque structurelle.
- La résistance de l'assemblage gouvernant le comportement global des SWPs avec différents rapports hauteur/longueur, le voilement des montants et le flambement de la plaque structurelle ont pu être démontrés d'avantage par cette méthode.
- La divergence entre les résultats numériques et expérimentaux pour les SWPs de rapports hauteur/longueur de 4:1, 2:1, 1,33:1 et 1:1 avec un espacement de vis de 101,6 mm en termes de résistance et de déplacement ultime correspondant est de respectivement 7,12%, 5,23%, 5,17%, et 7,54%.

Par conséquent, cette méthode en éléments finis proposée peut être utilisée pour évaluer la résistance des SWPs en tenant compte d'autres paramètres qui ne sont pas proposés par le code AISI S400 et les essais expérimentaux, à savoir :

- La résistance des SWPs de rapports hauteur/longueur de 1,33:1 et 1:1 et des SWPs de rapport 4:1, 1,33:1 et 1:1 évaluée respectivement avec les plaques structurelle de 0,76 mm et de 0,46 mm d'épaisseur peut être proposée et utilisée par les concepteurs.
- L'effet de l'espacement des vis sur la résistance des différents SWPs est aussi évalué. De plus, pour un rapport h/w fixe, la résistance peut être aussi évaluée par interpolation dans un intervalle d'espacement de vis de 50,8 mm à 152,4 mm.
- l'évaluation de la résistance des SWPs de rapport de 1,33:1 et 1 :1 avec cette méthode en éléments finis est plus économique que par extrapolation.
- L'épaisseur de la plaque structurelle a une influence significative sur les résistances des SWPs pour les différents rapports h/w. Par ailleurs, l'effet de la variation de l'épaisseur de la plaque structurelle sur la résistance des SWPs ne peut pas être évalué analytiquement par interpolation de la résistance entre les différentes épaisseurs.

EFFETS DES OUVERTURES SUR LA RESISTANCE DES CFS-SWP

4.1 Introduction

Comme dans d'autres types de constructions, la conception architecturale et l'aspect fonctionnel imposent des ouvertures telles que les portes et les fenêtres notamment dans les plaques structurelles en acier ondulé ou en OSB (Oriented Strand Broad). Ces ouvertures ont une influence significative sur la résistance et le comportement global des SWPs, leur effet doit être par conséquent, pris en considération. Toutefois, le code AISI S400-15 [24] propose un facteur d'ajustement C_a (Adjustment Factor) pour tenir compte de l'effet d'ouverture sur la résistance des SWPs de dimensions bien définies, (rapport hauteur/longueur compris entre 2 :1 et 4 :1, c.-à-d. d'une longueur de panneau de contreventement égale au maximum à 1220 mm.

L'objectif de ce chapitre est d'étudier l'effet de la position et de la surface des ouvertures sur la réponse non-linéaire et la résistance des SWPs, sous charge horizontale monotone avec des plaques structurelles ondulées en acier formé à froid et en OSB. Les résultats de cette modélisation en EF sont aussi validés avec ceux de l'expérimentation [16, 17, 57, 58].

4.2 SWP avec plaques structurelles en acier ondulé

4.2.1 Configuration géométrique des SWPs testés

L'étude de l'effet d'ouvertures (position et dimension) sur les performances des panneaux de contreventement en profilés formés à froid (CFS-SWP : Cold Formed Steel Shear Wall Panel) nécessite de développer un modèle en éléments finis (EF) fiable. Ce modèle doit être validé sur la base des résultats expérimentaux. Et par conséquent, des SWPs avec plaques structurelles ondulées en acier sans et avec ouvertures sont sélectionnés de la littérature [16,17, 57, 58]. La figure 4.1 et le tableau 4.1 présentent les caractéristiques géométriques de ces SWPs de 2400 mm x 3600 mm (hauteur x longueur). L'ossature du panneau est composée de deux traverses (tracks) de sections transversales U 154/1,5 et neufs montants (studs) de section C150/1,5. Chaque montant est attaché en haut et en bas aux traverses avec double vis auto-perceuses (SPEDEC SL4-F-4,8x16) de diamètre 4,8 mm. Des doubles montants (boxe) sont placés à chaque extrémité du panneau et au voisinage des ouvertures. Les montants intermédiaires sont fixés à chaque 610 mm le long du panneau (figure 4.2).

Trois plaques structurales ondulées (figure 4.3) en acier formé à froid ayant une largeur de 1035 mm sont fixées horizontalement sur un seul côté de l'ossature du SWP avec le même type de vis, respectivement sur les montants d'extrémités sur chaque ondulation et sur les montants intermédiaires sur chaque deux ondulations. Ces plaques sont également fixées sur des maintiens latéraux chaque 200 mm et sur les traverses tous les 115 mm.

Chaque maintien latéral de forme C100/1,5 est installé à mi-hauteur du SWP pour réduire le phénomène de flambement qui se développe dans les montants sous sollicitations axiales. Respectivement six et quatre maintiens sont placés dans le SWP sans et avec ouverture. En outre, les SWP ayant une ouverture de dimensions 2100 mm x 1200 mm, un montant additionnel est placé sous l'ouverture.

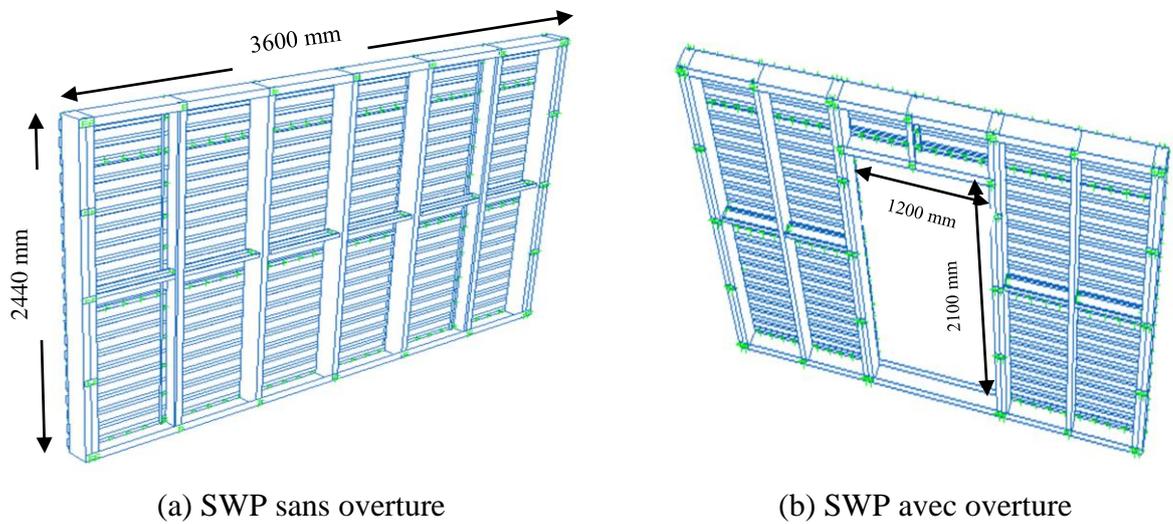


Figure 4.1 : Vue du SWP avec plaque structurale ondulée

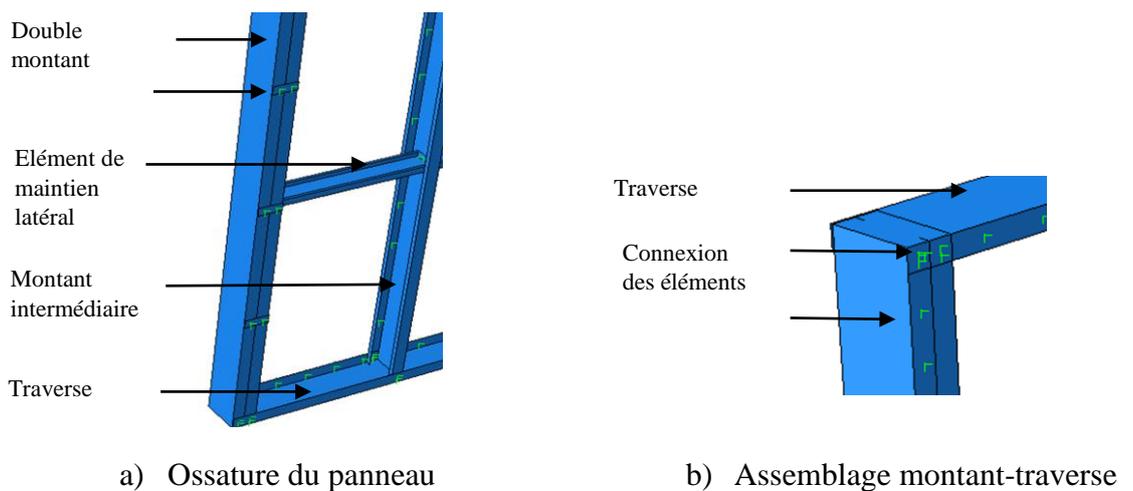


Figure 4.2 : Elements du SWP

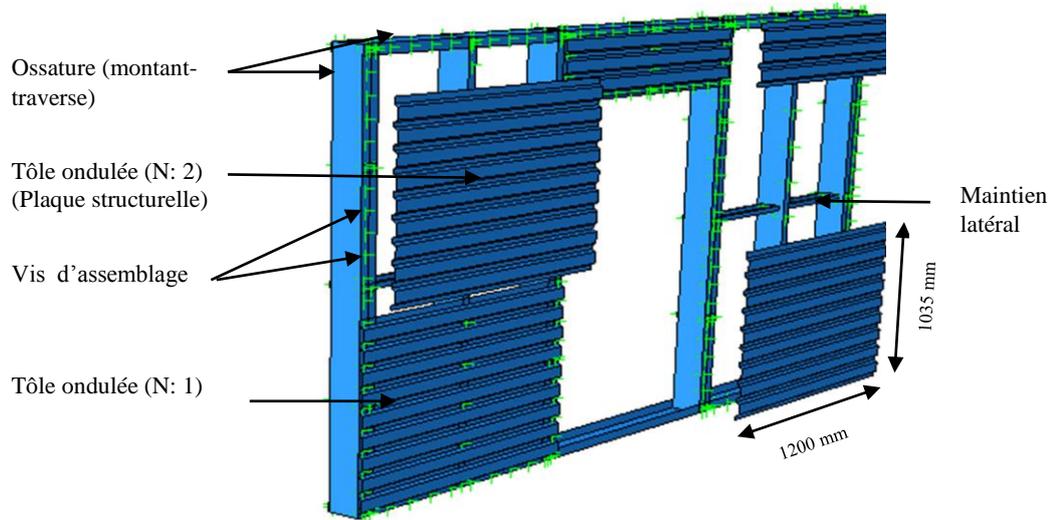


Figure 4.3 : Assemblage des plaques structurales-ossature

Tableau 4.1 : Caractéristiques géométriques des éléments du SWP [16, 17, 57]

	Montant (Stud)	Traverse (track)	Maintien latérale	Plaque structurale (Sheathing)
Dimensions des profilés				
Epaisseurs	1,5 mm			1,5 mm

4.2.2 Caractéristiques mécaniques

4.2.2.1 Non-linéarité du matériau

Afin de caractériser les propriétés mécaniques non-linéaires de l'acier formé à froid des éléments du SWPs testés, des propriétés mécaniques similaires aux éléments de ces panneaux sont sélectionnées et adoptées pour le modèle numérique en éléments finis à partir d'une courbe contrainte-déformation normalisée conformément à la norme ASTM A635-G50 (figure 4.4) [50]. Le module élastique E_s est pris égal à $2.1 \cdot 10^5$ MPa. Le grade 70 est adopté pour la plaque ondulée, ($f_y = 483$ MPa et $f_u = 550$ MPa) [59].

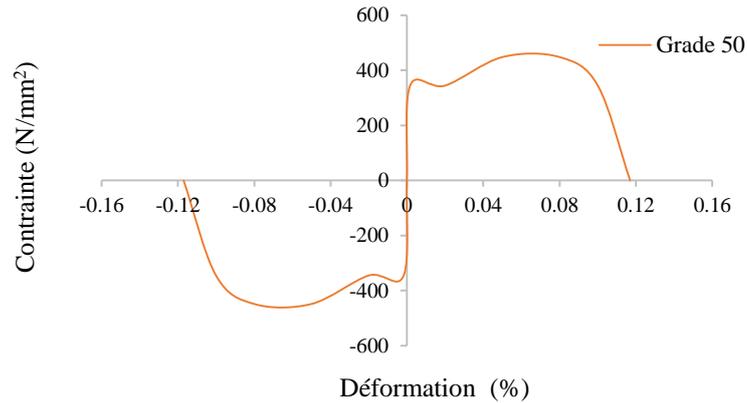
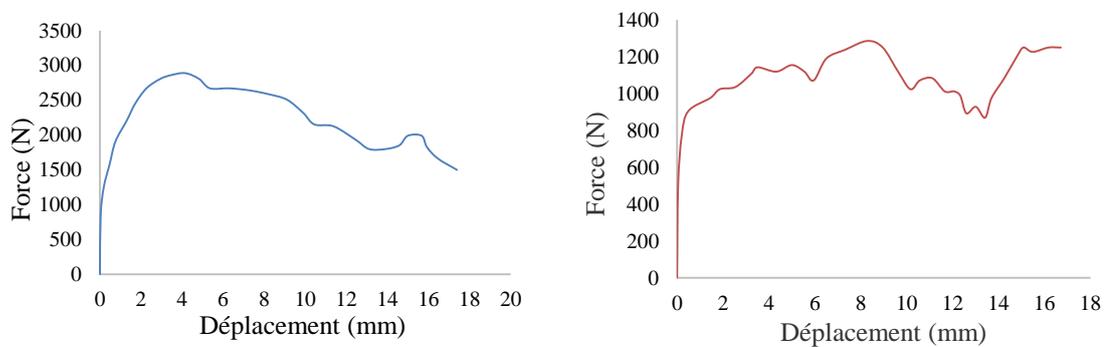


Figure 4.4 : Contrainte-déformation de l'acier grade G50- ASTM [50]

4.2.2.2 Non-linéarité de l'assemblage

Afin de prendre en compte le comportement non-linéaire des assemblages par vis, gouvernant la réponse globale des SWPs sous chargement horizontal et dominant le mode de rupture de ces derniers, une étude expérimentale pour identifier cette source de non-linéarité a été effectuée par Fulop et Dubina [16, 17, 57]. La figure 4.5 présente la réponse d'un échantillon d'assemblage ayant une relation force-déplacement entre les éléments de ces SWPs, notamment, ossature-plaque structurale et plaque structurale-plaque structurale.



a) Eléments de l'ossature-plaque structurale (sheathing-to-sheathing) b) Plaque structurale-plaque structurale (sheathing-to-sheathing)

Figure 4.5 : Résistance d'assemblage force-déplacement [16, 17, 57]

En absence de la présentation des résultats d'essais identifiant la source de non-linéarité entre les éléments d'ossature de ces SWPs, notamment, montant-traverse (Stud-to-Track), une étude expérimentale a été élaborée au Centre Nationale d'études et de Recherches

Intégrées du Bâtiment « CNERIB » sur cet assemblage de caractéristiques similaires à celles des éléments des SWPs testés [16, 17, 57, 58] à savoir : l'épaisseur, la nuance d'acier et le diamètre de la vis.

L'essai est réalisé selon la norme européenne ECCS TC7 TWG 7.10 [42]. Les dimensions du spécimen (figure 4.6) sont choisies selon la clause 3.2 de cette norme [42]. La figure 4.7 montre le spécimen sous un chargement de traction provoquant un cisaillement de la vis d'assemblage. Ainsi, la capacité de résistance est déterminée par la courbe force-déplacement sous un chargement monotone.

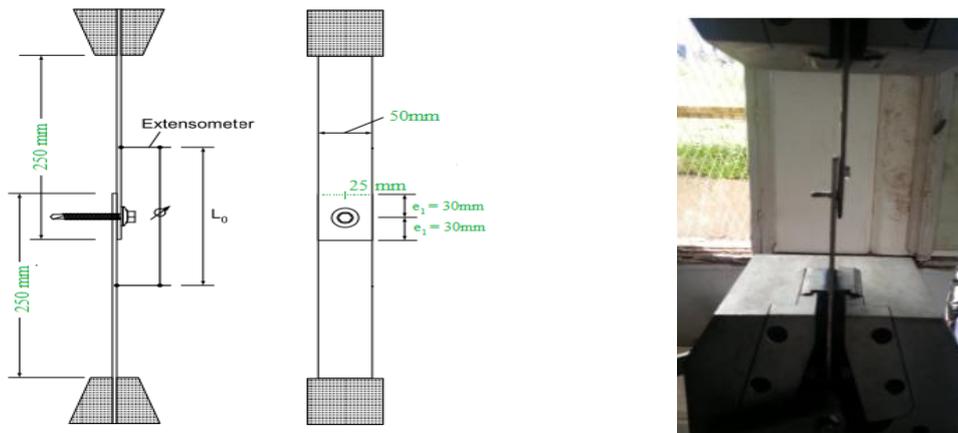


Figure 4.6 : Dimensions du spécimen [42] Figure 4.7 : Spécimen sous chargement

Les résultats des essais effectués par Fulop [58] ont montré que la rupture de l'assemblage des éléments ossature-plaque structurelle et plaque structurelle-plaque structurelle est caractérisée par une inclinaison des vis avec déformation de la tôle en acier (tilting), tandis que, la rupture d'assemblage dans cette étude expérimentale est identifiée par un cisaillement pur de la vis (figure 4.8).

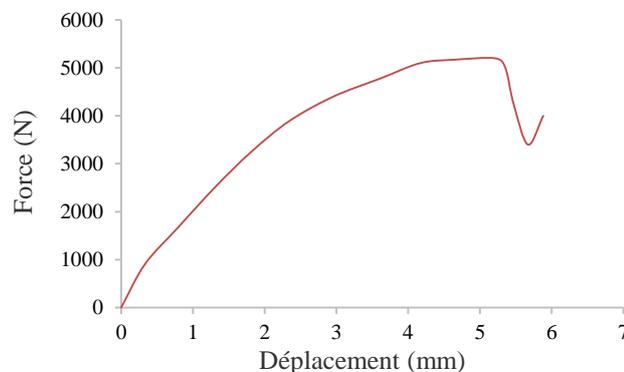
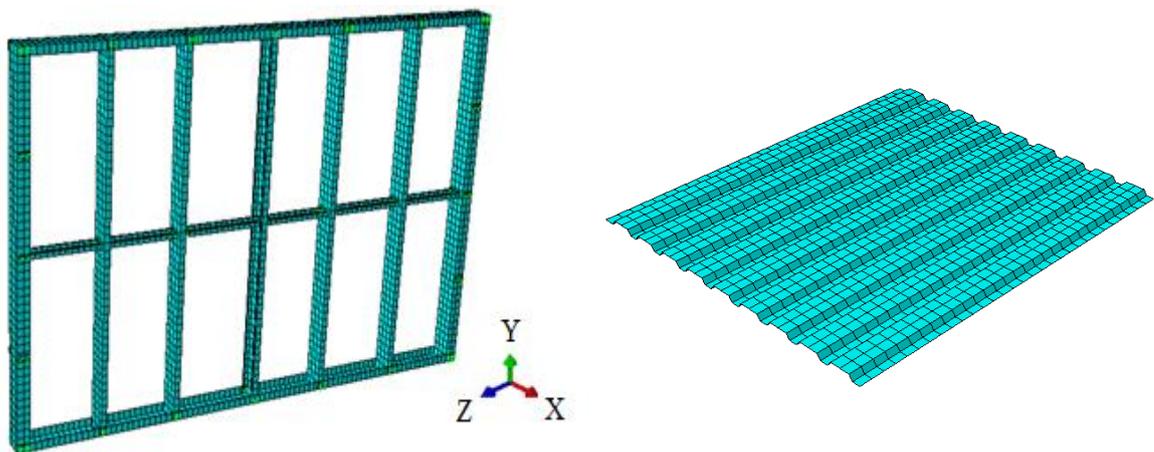


Figure 4.8 : Résistance de l'assemblage entre éléments de l'ossature

4.2.3 Modélisation en éléments finis

La modélisation des éléments de ce système de contreventement avec plaques structurales en acier ondulé, de l'assemblage et du type d'analyse est similaire à celle du chapitre précédent (§ 3.4). Un maillage de 41 mm x 50 mm et de 50 mm x 50 mm est adopté respectivement pour les traverses et les montants (figure 4.9-a). En ce qui concerne la plaque structurale ondulée, chaque face qui ne reçoit pas la vis d'assemblage est divisée en deux parties dans la direction horizontale et tous les 40 mm dans la direction orthogonale (figure 4.9-b). Le nombre d'éléments obtenus du maillage du SWP sans et avec ouverture de type porte est respectivement de 15029 et 12042.



a) Ossature du SWP : montants et traverses

b) Plaque structurale ondulée

Figure 4.9 : Maillage des éléments du SWP

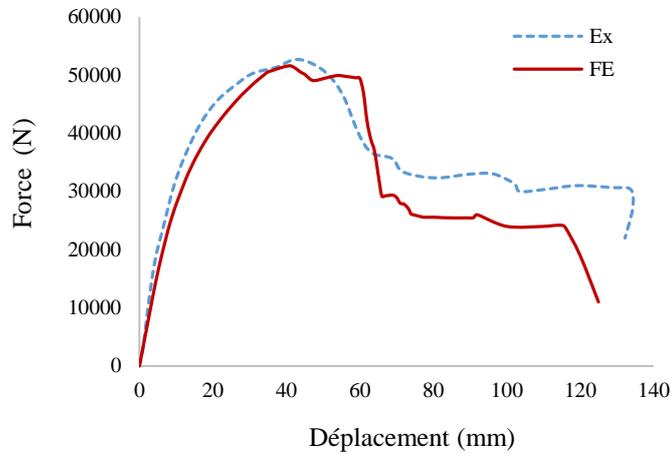
Les conditions aux limites sont similaires à celles de la partie expérimentale. Une charge de déplacement a été appliquée au sommet du SWP (direction +Z). L'encastrement à la base est modélisé au niveau de l'âme de la traverse inférieure. Toutefois, le déplacement hors plan est bloqué. Ainsi une analyse quasi statique similaire au chapitre précédent a été effectuée.

4.2.4 Validation des résultats

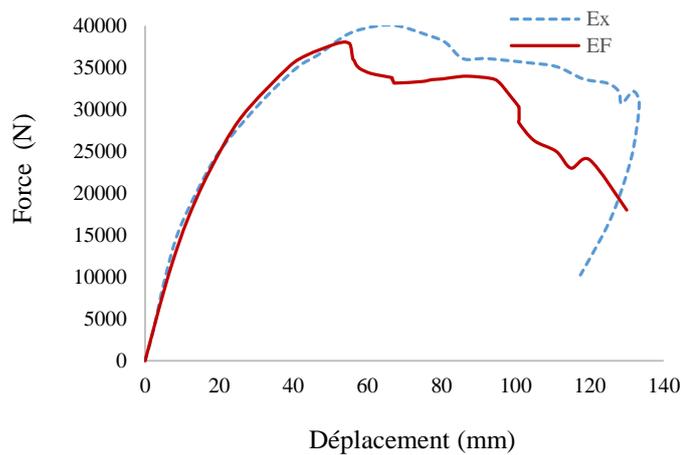
4.2.4.1 Réponse force-déplacement

Afin de valider cette modélisation décrite ci-dessus, une comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux est effectuée pour le SWP sélectionné sans et avec ouverture

ayant les dimensions d'une porte. La figure 4.10 montre la courbe non-linéaire de la résistance au cisaillement-déplacement latéral sous chargement monotone.



a) SWP sans ouverture



b) SWP avec ouverture

Figure 4.10 : Réponse force-déplacement du SWP

Une concordance entre les deux approches numériques et expérimentales est obtenue en terme de réponse non-linéaire de ces SWPs sans et avec ouverture sous charge horizontale.

Le tableau 4.2 présente les résultats numériques de cette méthode de modélisation et ceux de l'expérimentation correspondants. En termes de rigidité initiale et du déplacement ultime, cette différence est relativement importante dans le cas d'un SWP avec ouverture. Ceci est principalement dû à certaines hypothèses simplificatrices dans la modélisation, qui ne

tiennent pas compte des modes de ruptures réelles développés dans le SWP testé avec ouverture.

Toutefois, il est à noter que l'introduction de l'ouverture ayant les dimensions d'une porte mène à réduire la résistance des SWP respectivement de 24% et 26% dans l'approche expérimentale et numérique, et à augmenter le déplacement ultime respectivement de 48% et 37% dans les résultats expérimentaux et numériques.

Tableau 4.2 : Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux

	F (N)	U (mm)	K ₀ (N/mm)	ΔF (%)	Δu (%)	ΔK_0 (%)
	Sans ouverture					
Résultats expérimentaux	52876,4	43,80	4500,50	-	-	-
Résultats numériques	51610	40,03	3970,32	2,40	8,68	11,79
	Avec ouverture					
Résultats expérimentaux	40220,2	62,69	1643,20	-	-	-
Résultats numériques	38090	55	1423,60	5,46	12,27	13,36

La comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux montre que la différence en terme de résistance (ΔF) d'un SWP sans et avec ouverture est estimée respectivement à 2,40% et 5,46%. Par conséquent, cette méthode en éléments finis peut être utilisée pour étudier l'effet de l'ouverture sur la résistance des SWPs.

4.2.4.2 Modes de rupture

La figure 4.11 montre la localisation de la rupture dans le SWP sans ouverture. Cette rupture (en rouge) est initiée aux coins du SWP et au niveau des montants et des traverses ayant un espacement serré entre les vis. L'apparition de la rupture à ces endroits signifie que la tension de contrainte a été absorbée par ces connexions. D'autre part, l'assemblage des éléments de l'ossature du SWP (montant-traverse) n'ont pas subi une rupture durant le chargement. Il convient de noter que cette tendance a été observée dans la plupart des études expérimentales antérieures sur le SWP.

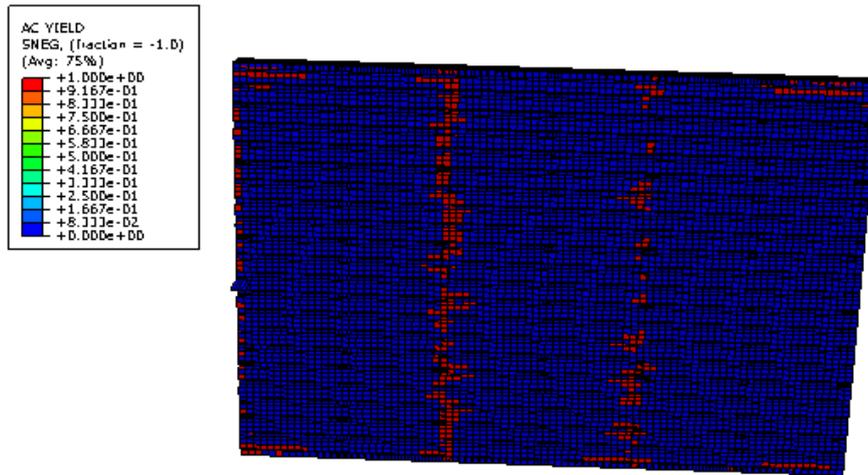
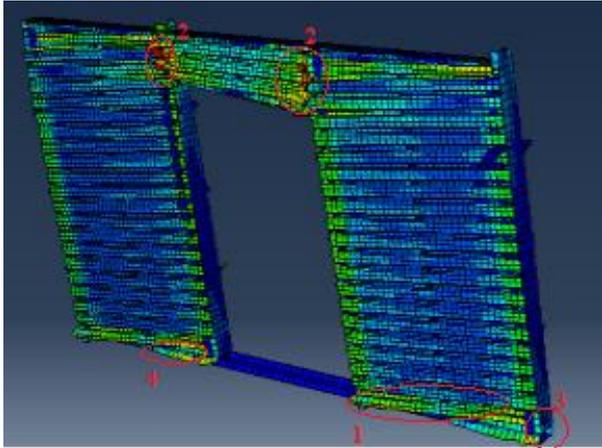


Figure 4.11 : Localisation de la rupture d'assemblage d'un SWP sans ouverture

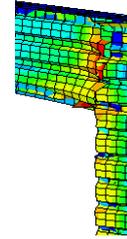
Les différents modes de rupture du SWP avec ouverture prédits par cette simulation sont présentés par la figure 4,12-b. Une importante déformation locale de la plaque structurale ondulée est clairement absorbée au niveau du linteau. De plus, une concentration des contraintes est apparue autour de l'ouverture (2) et un soulèvement des coins SWP est également remarqué (3). Cependant, la rupture des vis d'assemblage (1 et 4) s'est produite au niveau des deux coutures inférieures. Ces modes de rupture sont similaires à ceux du SWP testé.



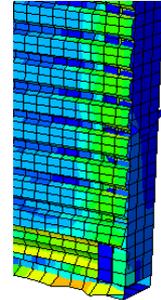
a) Déformation du SWP testé



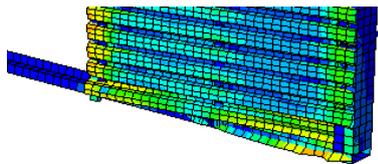
b-1) Simulation avec élément finis



b-2) : concentration des contraintes au niveau de l'ouverture (2)



(b-3) : Soulèvement d'angle du SWP (3)



(b-4) : Rupture des éléments d'assemblage au niveau bas du SWP (1,4)

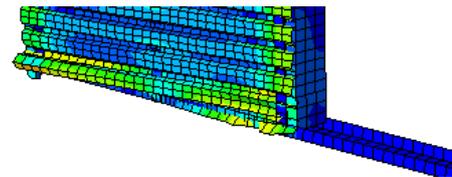
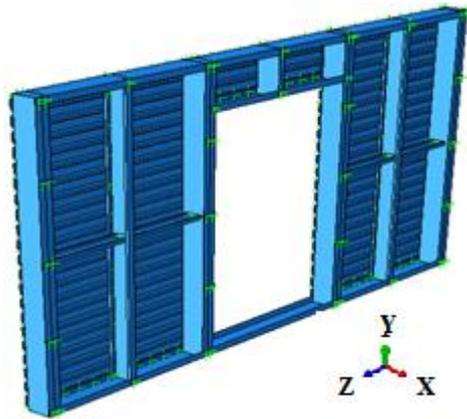


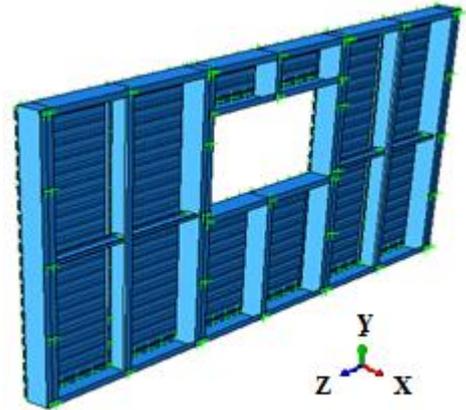
Figure 4.12 : Modes de rupture du SWP avec ouverture

4.2.5 Etudes paramétriques

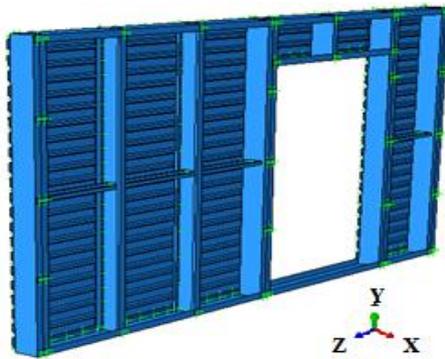
Afin d'évaluer l'effet de la position d'ouverture et son rapport de surface sur la résistance au cisaillement du SWP, une étude paramétrique est effectuée. En ce qui concerne la pratique architecturale, les dimensions de l'ouverture d'une porte et fenêtre sont respectivement égales à 1200 mm x 2100 mm et à 1200 mm x 800 mm. Les positions typiques de ces ouvertures sont représentées sur la figure 4.13.



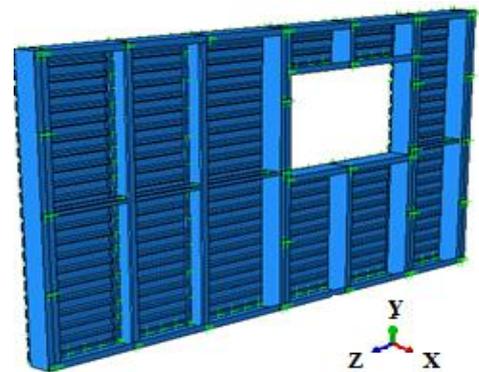
a) Ouverture de type porte (position-1)



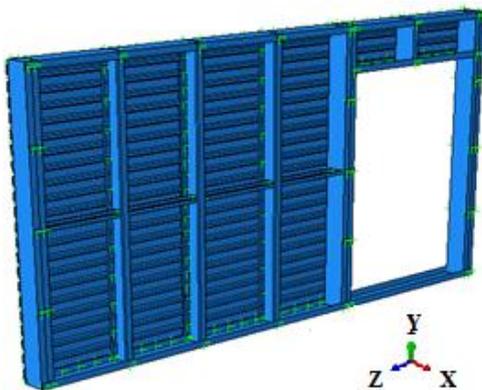
a) Ouverture de type fenêtre (position-1)



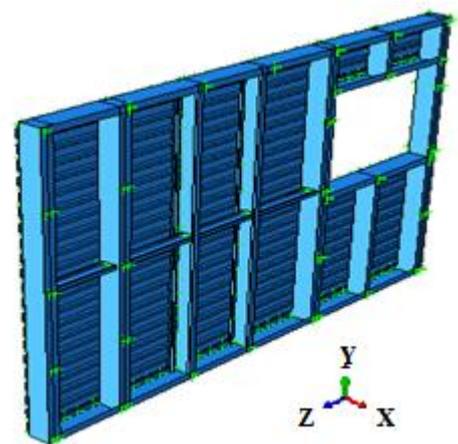
b) Ouverture de type porte (position-2)



b) Ouverture de type fenêtre (position-2)



c) Ouverture de type porte (position-3)



c) Ouverture de type fenêtre (position-3)

Figure 4.13 : Positions des ouvertures.

La réponse de ces SWPs avec différentes positions et surfaces d'ouverture sous un chargement horizontal (direction $-Z$, voir 4.13) en terme de force-déplacement est présentée par la figure 4.14.

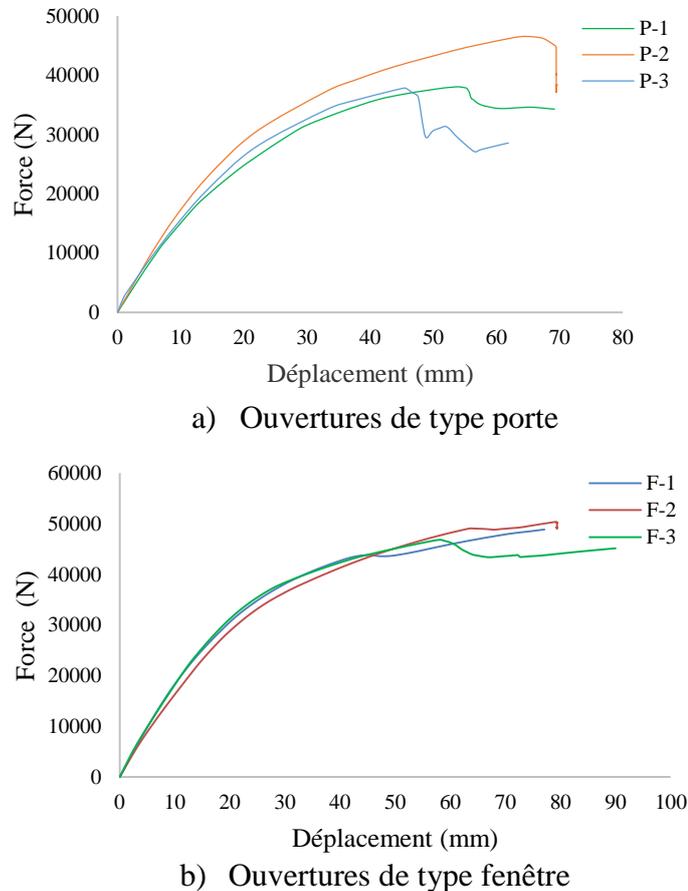


Figure 4.14 : Réponse des SWPs avec différentes positions et surfaces d'ouverture

4.2.5.1 Effet de la position de l'ouverture

Dans cette étude une comparaison entre trois positions d'ouverture de porte et de fenêtre en termes de résistance au cisaillement et déplacements ultimes des SWPs sous chargement monotone est décrite. La position centrale (position N°01, figure 4.13) est prise comme position de référence pour la comparaison.

➤ Ouverture de type porte

Les résultats listés dans le tableau 4.3 montrent que le SWP ayant la position d'ouverture N°:02 a une grande résistance au cisaillement et un large déplacement ultime. Cela est dû principalement à la contribution du nombre additionnel des vis d'assemblage des plaques

structurelles ondulées avec les éléments de l'ossature (montant et traverses) par rapport aux positions N°01 et N°03.

Cependant, le SWP ayant la position d'ouverture N°03 a une légère diminution de résistance au cisaillement et du déplacement ultime due à la diminution des vis d'assemblage comparativement au SWP de position N°01. En outre, une distorsion significative est apparue sur le montant d'extrémité du SWP (figure 4.15-a) due au linteau de l'ouverture.

Tableau 4.3 : Effet de la position de l'ouverture de type porte

Position	Résistance (N)	Déplacement (mm)	Résistance ΔF	Déplacement ΔD
N°01 (P-1)	38090	55	-	-
N°02 (P-2)	45650	66	22,23	20,00
N°03 (P-3)	36577	45	-2,72	-17,55

➤ Ouverture de type fenêtre

L'effet de la position de l'ouverture de la fenêtre est aussi étudié de la même manière que celui de l'effet de l'ouverture de la porte. Le tableau 4.4 montre une augmentation de la résistance au cisaillement et du déplacement ultime dans les SWPs ayant les positions N°02 et N°03 comparativement à celui de la position N°01.

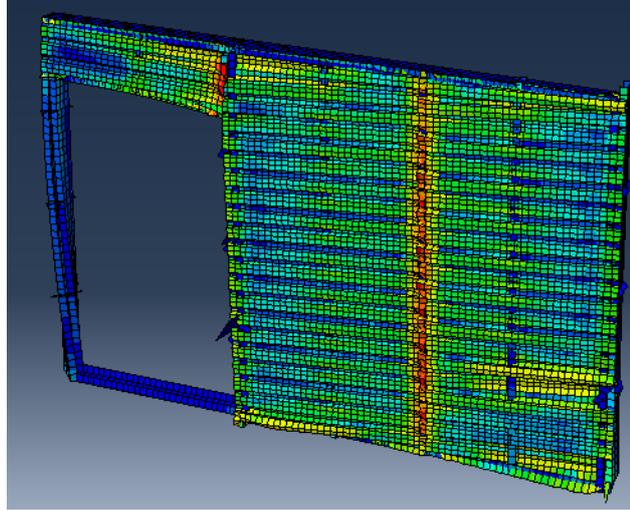
La meilleure contribution des éléments du panneau à la résistance au cisaillement du SWP est de la position N°02 qui a plus d'influence sur le déplacement latéral ultime et sur la résistance au cisaillement.

Tableau 4.4 : Effet de la position de l'ouverture de type fenêtre

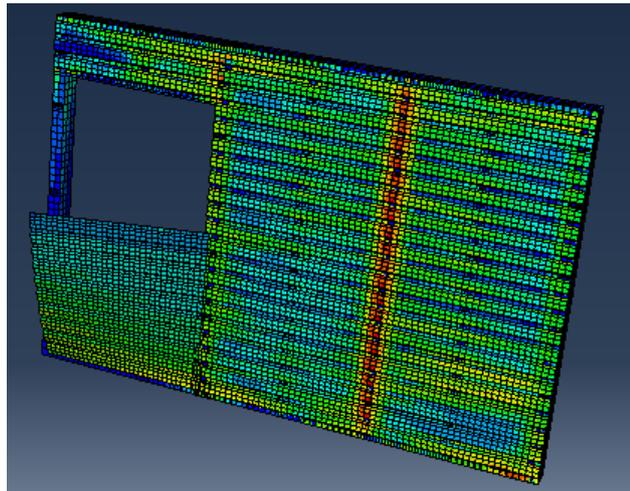
Position	Résistance (N)	Déplacement (mm)	Résistance ΔF	Déplacement ΔD
N°01 (F-1)	43765	45	-	-
N°02 (F-1)	49058	64	12,09	42,22
N°03 (F-1)	46302	57	5,80	28,57

La résistance au cisaillement et le déplacement latéral ultime sont plus importants dans le SWP de position d'ouvertures N°03 que celui de la position N°01. En outre, il convient de

noter qu'un arrachement des vis d'assemblage localisé dans le SWP ayant une ouverture de position N°03 (figure 4.15-b) domine le mode de rupture principal, en raison de la distorsion du montant gauche du SWP.



a) Ouverture de type porte



b) Ouverture de type fenêtre

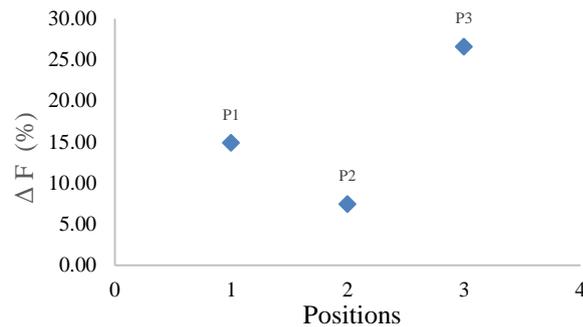
Figure 4.15 : Ruptures des SWPs avec ouvertures de position N°03

4.2.5.2 Effet de la surface d'ouverture dans différentes positions

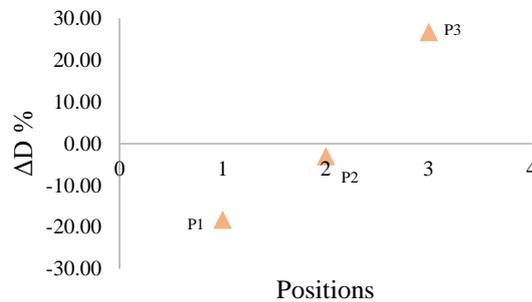
Il a été constaté que la réduction de la surface d'ouverture d'une porte à une fenêtre de 2,6 fois ne présente pas les mêmes performances dans les trois positions. En ce qui concerne la résistance au cisaillement, la figure 4.16-a montre que cette réduction dans les positions N°01 et N°03 fournit une meilleure performance que la position N°02, en particulier dans

la troisième position (N°03), dont la résistance a augmenté jusqu'à 26,59%. Ceci est principalement dû à la contribution de la plaque structurale au-dessous de la fenêtre tout en assurant une continuité de champ de tension développé dans la plaque structurale ondulée.

Bien que la première position présente une capacité de résistance plus importante par rapport à la seconde position, une diminution significative du déplacement ultime dans cette position (N°01) a été obtenue.



a) Résistance au cisaillement des SWPs



b) Déplacement ultime des SWPs

Figure 4.16 : Effet de la surface d'ouverture avec les trois positions

4.3 SWP avec plaques structurales en OSB

Afin d'évaluer l'effet des mêmes dimensions d'ouvertures de type porte et fenêtre sur la résistance au cisaillement du même panneau de contreventement soumis à des essais monotones effectués par Fulop et Dubina [16, 17, 57] avec plaques structurales en OSB (Oriented Strand Broad), cette méthode de modélisation en éléments finis est reprise pour simuler le comportement de ces SWPs.

Les plaques structurales en OSB d'épaisseur 11 mm sont de dimension 2440 mm x 1220 mm et de 2440 mm x 610 mm, les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments d'ossature (montant, traverse et vis de fixation) sont identiques à celles du SWP avec plaque structurale en acier ondulé.

4.3.1 Caractéristiques mécaniques

➤ Plaque structurale en OSB

La plaque structurale en OSB présente des caractéristiques mécaniques orthotropes avec des différentes rigidités dans deux directions orthogonales (figure 4.17), la norme NF EN 12369-1 [60] prend en compte cette orthotropie par considération de la rigidité de ce matériau dans les deux directions perpendiculaires. Les caractéristiques mécaniques sont résumées dans le tableau 4.5.

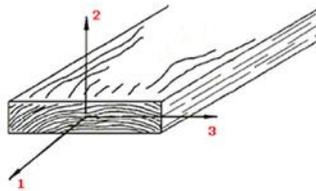


Figure 4.17 : Schéma des rigidités de la plaque structurale en OSB

Tableau 4.5 : Caractéristiques mécaniques de la plaque structurale en OSB [60]

Module d'élasticité		Résistance de traction		Module de cisaillement	Coefficient de Poisson
E_1 (MPa)	E_3 (MPa)	G_1 (MPa)	G_3 (MPa)	G (MPa)	ν_{sh}
4900	1980	9,9	7,2	1080	0,23

➤ Assemblage

Le comportement non-linéaire de l'assemblage entre la plaque structurale en OSB et l'ossature en profilés formés à froid qui gouverne la réponse du panneau de contreventement est déduit à partir des essais effectués par Fulop et Dubina [58], la figure 4.18 présente la résistance de cet assemblage en terme de force-déplacement.

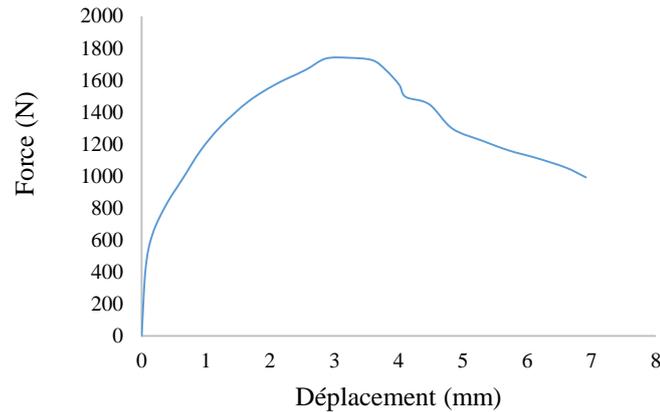


Figure 4.18 : Résistance d'assemblage OSB-Ossature en acier

4.3.2 Modélisation en éléments finis

Les caractéristiques mécaniques de l'acier formé à froid qui constitue les montants et les traverses du SWP ont été introduites dans le modèle en éléments finis d'une manière similaire au chapitre § 2.3.2. Sous des contraintes planes, la plaque structurelle en OSB est modélisée en éléments Shell, et les seules valeurs requises pour définir un matériau orthotrope dans le logiciel Abaqus v.2018 sont les suivantes : E_1 , E_2 , ν_{12} , G_{12} , G_{13} et G_{23} . Les modules de cisaillement G_{13} et G_{23} peuvent être nécessaires pour la modélisation de la déformation de cisaillement transversal dans la plaque. Le coefficient de Poisson ν_{21} est implicitement donné par l'équation suivante :

$$\nu_{21} = (E_1 / E_2) \nu_{12} \quad (4.1)$$

Le fait que la déformation de cisaillement hors plan (G_{23} , G_{13}) n'est pas significative dans le SWP sous sollicitation horizontale, le module de cisaillement correspondant à la direction hors plan est pris égal à celui dans le plan (G_{12}).

L'élasticité linéaire dans le matériau orthotrope peut être également définie par les rigidités (D_{ijj}) indépendantes suivantes :

$$D_{1111} = E_1(1 - \nu_{23}\nu_{32})Y \quad (4.2)$$

$$D_{2222} = E_2(1 - \nu_{13}\nu_{31})Y \quad (4.3)$$

$$D_{3333} = E_3(1 - \nu_{12}\nu_{21})Y \quad (4.4)$$

$$D_{1122} = E_1(v_{21} + v_{31}v_{23})Y \quad (4.5)$$

$$D_{1133} = E_1(v_{31} + v_{21}v_{32})Y \quad (4.6)$$

$$D_{1133} = E_2(v_{31} + v_{21}v_{32})Y \quad (4.7)$$

$$G_{1212} = G_{12} \quad (4.8)$$

$$G_{1313} = G_{13} \quad (4.9)$$

$$G_{1212} = G_{23} \quad (4.10)$$

Avec:

$$Y = \frac{1}{1 - v_{12}v_{21} - v_{23}v_{32} - v_{31}v_{13} - 2v_{21}v_{32}v_{13}} \quad (4.11)$$

$$v_{21} = \frac{E_2}{E_1} v_{12} \quad (4.12)$$

La modélisation des éléments, des assemblages, des conditions aux limites et du type d'analyse est similaire au chapitre § 4.2.3. Les dimensions du maillage de la plaque structurale en OSB sont de 49 mm x 42 mm, celles des montants sont de 49 mm x 50 mm et celles de la traverse sont de 51 mm x 41 mm (figure 4.19). Ainsi le nombre des éléments du SWP sans et avec ouverture est respectivement de 9600 et 7900.

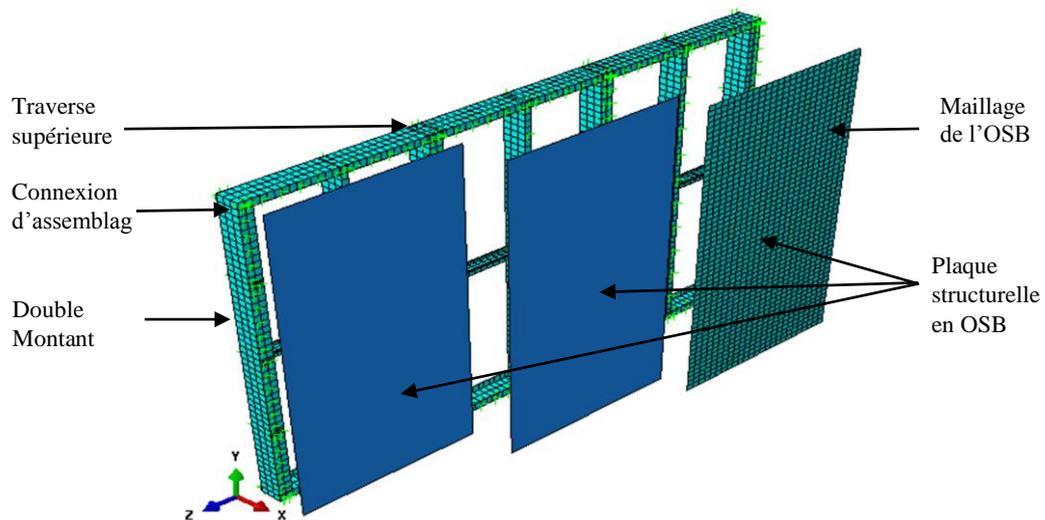


Figure 4.19 : Modélisation en EF du SWP avec plaque structurale en OSB

4.3.3 Validation des résultats

4.3.3.1 Réponse force-déplacement

Il est également impératif de valider les résultats numériques avec ceux de l'expérimentation correspondants pour ce SWP sans et avec ouverture. Les dimensions de l'ouverture de type porte sont de 2100 mm x 1200 mm (hauteur x largeur). Les figures 4.20 et 4.21 présentent la réponse non-linéaire force-déplacement de ce SWP sans et avec ouverture, obtenue par cette méthode en éléments finis. Une légère divergence de cette réponse non-linéaire par rapport à celle de l'essai est observée. Cela est dû à l'approche de définition des propriétés mécaniques de l'OSB uniquement dans un domaine élastique, alors qu'en réalité, le matériau OSB possède une petite partie post-élastique qui peut contribuer à la réponse globale du SWP sous charge horizontale.

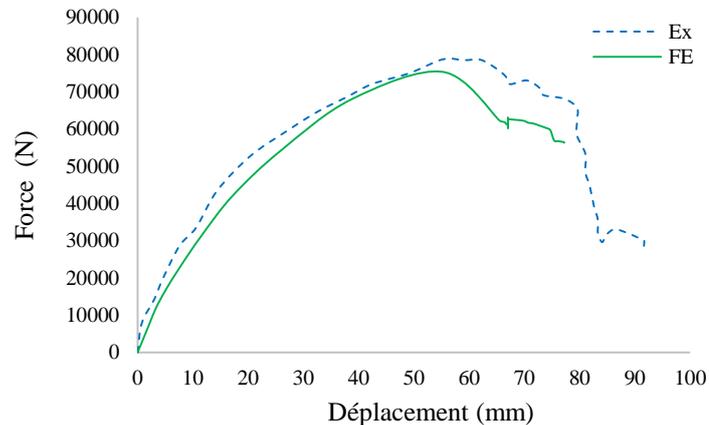


Figure 4.20 : Réponse force-déplacement du SWP sans ouverture

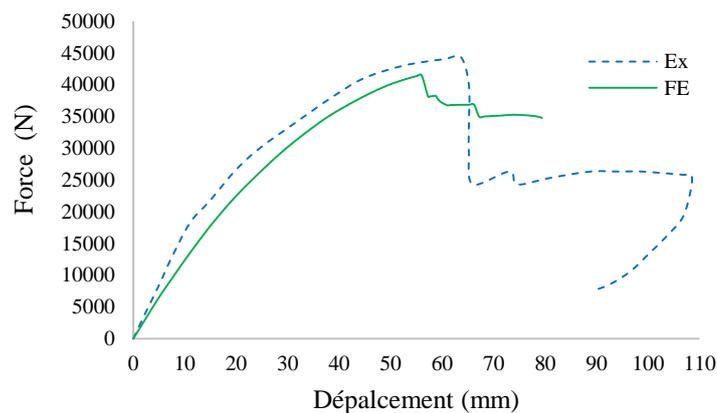


Figure 4.21 : Réponse force-déplacement du SWP avec ouverture

Le tableau 4.6 présente la différence entre les résultats numériques et ceux de l'expérimentation du SWP sans et avec ouverture. En terme de résistance, cette différence est estimée à 3,17% et 4,75% respectivement pour un SWP sans et avec ouverture. La différence en terme de déplacement est plus importante par rapport à celle de la résistance dans les deux cas des SWPs.

L'introduction de l'ouverture a augmenté la différence des résultats entre ces deux méthodes en termes de déplacement et de résistance par rapport à un SWP sans ouverture. Toutefois, cette différence reste acceptable, notamment en terme de résistance au cisaillement qui est la performance déterminante du panneau de contreventement. Par ailleurs, l'introduction d'une ouverture de type porte diminue la résistance au cisaillement de 43,5% et 45,5% respectivement par rapport à la partie expérimentale et numérique.

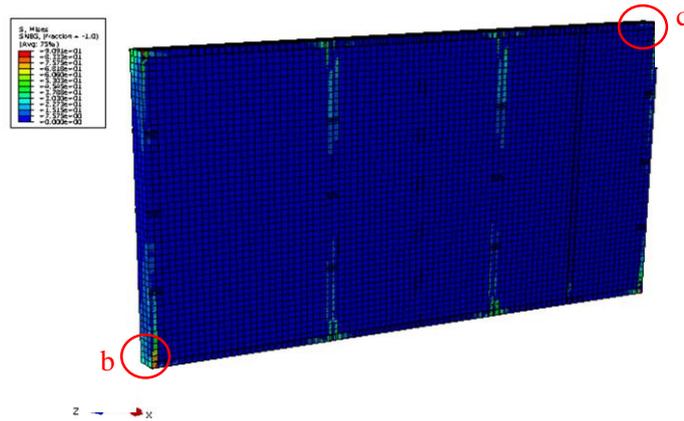
Tableau 4.6 : Comparaison de la résistance du SWP (numérique & expérimentale)

	F (N)	U (mm)	ΔF (%)	Δu (%)
Sans ouverture				
Résultats expérimentaux	78518	59,09	-	-
Résultats Numériques	76031	55	3,17	6,92
Avec ouverture				
Résultats expérimentaux	44379	63,61	-	-
Résultats Numériques	41100	56	4,57	12,28

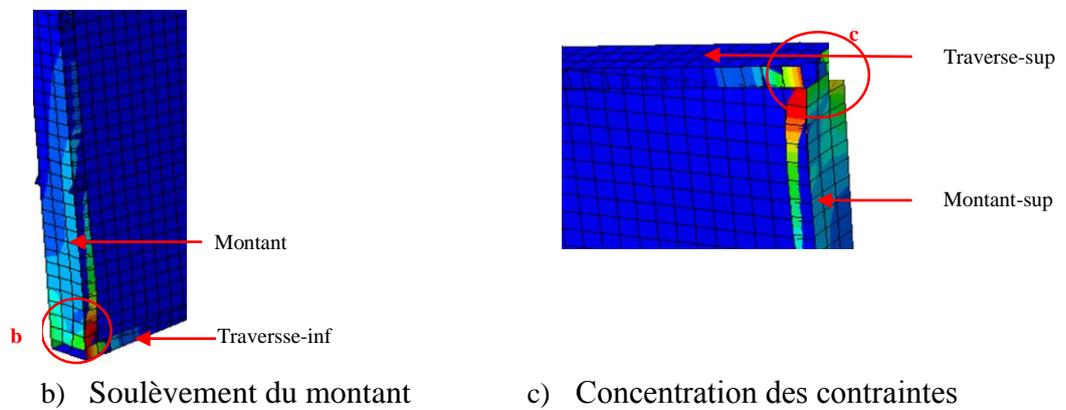
Ainsi, cette différence entre les deux méthodes est assez acceptable pour cette validation et pour une éventuelle étude paramétrique.

4.3.3.2 Mode de rupture

Cette simulation a mis en évidence la concentration des contraintes dans le SWP sous une charge horizontale monotone induisant la rupture de ce dernier. D'après la figure 4.22, cette contrainte est plus importante au niveau de l'angle du panneau de contreventement qu'au niveau des montants intermédiaires attachant chaque extrémité de la plaque structurelle en OSB. En outre, un soulèvement s'est manifesté au pied du montant (figure 4.22-b) exprimant la rupture des vis d'attaches entre le montant et la traverse avec un voilement au niveau de la semelle de ce montant.



a) Plastification des éléments du SWP sans ouverture



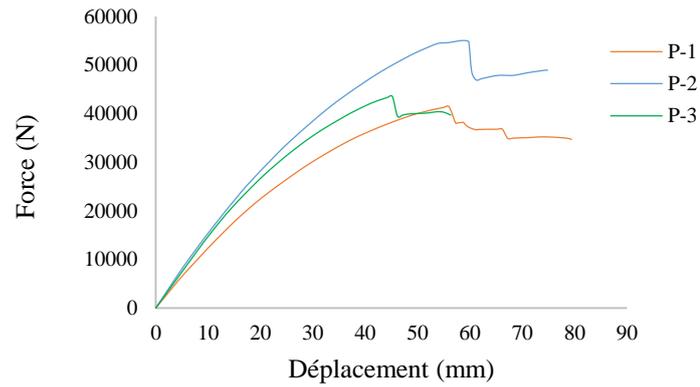
b) Soulèvement du montant

c) Concentration des contraintes

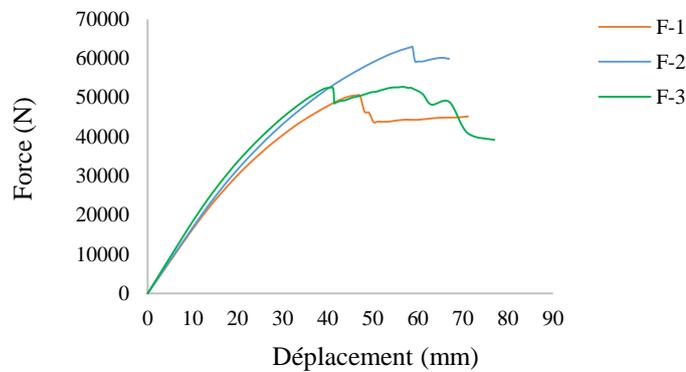
Figure 4.22 : Rupture du SWP

4.3.4 Etudes paramétriques

De la même manière que le chapitre § 4.2.5, cette étude paramétrique concerne également l'évaluation de l'effet du changement de la position des ouvertures et leurs surfaces sur la résistance du panneau de contreventement avec la plaque structurelle en OSB sous un chargement horizontal (direction $-Z$). Les réponses des différents SWPs ayant des ouvertures de type porte de dimensions 1200 mm x 1200 mm et de type fenêtre de dimensions 1200 mm x 800 mm sont respectivement présentés par la figures 4.23.



a) Ouverture d'une porte



b) Ouverture d'une fenêtre

Figure 4.23 : Réponse des SWPs avec différentes positions et surfaces d'ouvertures

4.3.4.1 Effet de la position de l'ouverture

➤ Ouverture de type porte

D'après le tableau 4.7, la position N°02 de l'ouverture (porte) présente une résistance au cisaillement du panneau de contreventement en OSB plus élevée que celle des positions N°01 et N°03. Cela reste toujours dû au nombre additionnel des vis de fixation entre les plaques structurales et l'ossature. Autrement dit, la position d'ouverture N°02 implique quatre (04) plaques structurales augmentant ainsi le nombre de vis de l'assemblage.

Cependant, le SWP ayant la position d'ouverture N°01 a une résistance au cisaillement élevée par rapport à la position N°03, estimée à 2,43%. Cela est dû probablement à une distorsion significative apparue sur le montant de l'extrémité du SWP de position N°03

(figure 4.24-a). D'après ces résultats numériques, on constate que les déplacements ultimes du SWP sont pratiquement du même ordre (la différence n'est pas très importante).

Tableau 4.7 : Effet de la position de l'ouverture de type porte

Position	Résistance (N)	Déplacement (mm)	Résistance ΔF	Déplacement ΔD
N°01 (P-1)	41100	56	-	-
N°02 (P-1)	54900	59	33,58	5,36
N°03 (P-1)	40100	52	-2,43	-7,14

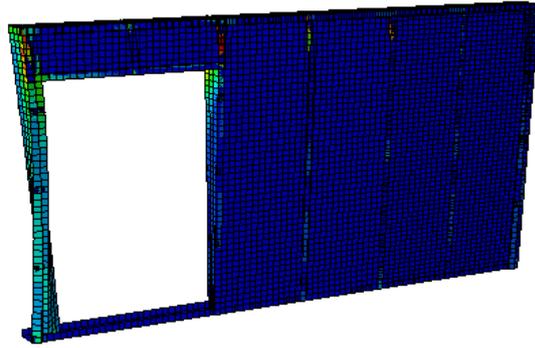
➤ Ouverture de type fenêtre

L'effet de la position de l'ouverture de type fenêtre est également étudié de la même manière que celui de l'effet de l'ouverture de type porte. Le tableau 4.8 montre une augmentation de la résistance au cisaillement et du déplacement ultime dans les SWPs ayant les positions N°02 et N°03 comparé à la position (N°01) prise comme référence. Par conséquent, la meilleure contribution des éléments du panneau à la résistance sous la sollicitation du cisaillement est la position N°02, qui a plus d'influence sur le déplacement latéral ultime et sur la résistance au cisaillement.

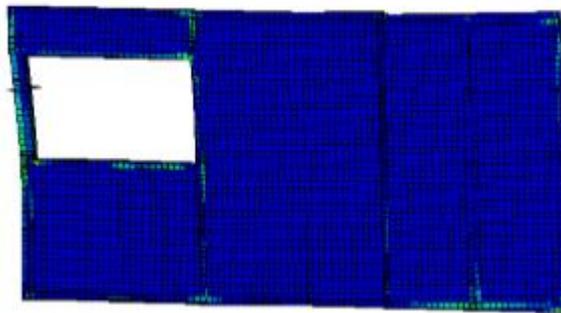
Tableau 4.8 : Effet de la position de l'ouverture de type fenêtre

Position	Résistance (N)	Déplacement (mm)	Résistance ΔF	Déplacement ΔD
N°01(F-1)	50536	47	-	-
N°01(F-2)	62900	58	24,47	23,40
N°01(F-3)	52300	41	3,49	-12,77

Bien qu'il existe une petite différence de nombre de vis dans les SWPs de positions N°03 et N°01 (nombre de vis plus important dans position N°01), la résistance au cisaillement est plus importante dans le SWP de la position d'ouverture N°03. Cela est dû à la discontinuité du champ de tension en diagonal dans la position N°01, et dont a été également obtenu dans le cas du SWP avec une plaque structurale en acier ondulé entre la position N°01 et N°03.



a) Ouverture de type porte



b) Ouverture de type fenêtre

Figure 4.24 : Ruptures des SWPs avec ouvertures de position N°03

4.3.4.2 Effet de la surface d'ouverture dans différentes positions

Bien que la position N°02 d'une ouverture de type porte et fenêtre donne une capacité de résistance au cisaillement plus élevée par rapport aux autres positions (N°01 et N°03), il a été constaté que la réduction de la surface d'ouverture d'une porte à une fenêtre de l'ordre de 2,6 fois ne présente pas les mêmes performances dans les trois positions (figure 4.25). Les positions N°01 et N°03 présentent des augmentations de résistance respectivement de 23% et 30,4% lorsqu'on réduit l'ouverture de dimension porte à une ouverture de dimension fenêtre. Cela constitue des ordres de grandeurs qui peuvent être pris en considération dans les études de projet.

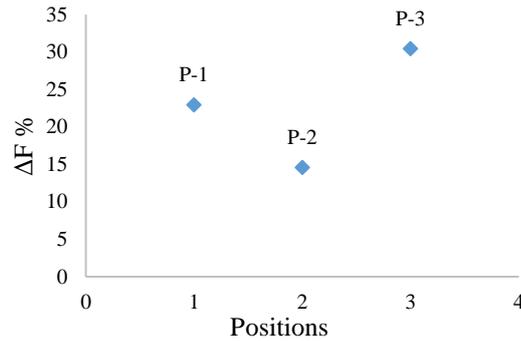


Figure 4.25 : Effet de la surface d'ouverture avec les trois positions

4.4 Conclusion

Les résultats ainsi obtenus suite à l'utilisation de la modélisation par EF ont permis d'apporter une appréciation précise de son efficacité. La différence en terme de résistance entre les deux résultats a été estimée dans le cas du SWP avec tôle ondulée à 2,40% et 5,46%, respectivement, sans et avec ouverture. Tans dis que le SWP avec OSB, cette différence est estimée à 4,06% et à 7,40%, respectivement, sans et avec ouverture. Par conséquent, cette modélisation peut être utilisée pour évaluer l'effet d'ouverture sur la résistance des SWPs avec les deux types de plaques structurelles. Ainsi, il est à conclure ce qui suit :

- Dans le cas du SWP avec tôle ondulée, l'effet de l'introduction d'une ouverture de type porte sur la résistance au cisaillement est évalué respectivement à 23,94 % et 26,20% dans la partie expérimentale et numérique. Cependant, dans le cas du SWP avec plaques en OSB, cet effet tend à diminuer la résistance de 43,48% et 45,44% selon les deux approches, expérimentale et numérique.
- D'après cette modélisation en éléments finis des SWPs avec les deux types de plaques structurelles, il a été démontré que l'ouverture de la porte au bord du SWP induit un mode de défaillance supplémentaire sur les doubles montants par distorsion de ces derniers.
- Les positions d'ouverture (porte ou fenêtre) entre le centre et le bord du SWP avec les deux types de plaques structurelles (acier ondulé ou OSB) présentent des performances élevées en terme de résistance par rapport aux autres positions.
- La réduction de la surface d'ouverture d'une porte à une fenêtre a plus d'influence sur l'augmentation de la résistance au cisaillement dans la troisième position (au bord du

SWP) en raison de suppression le mode de torsion des montants avec les deux types de plaques structurelles.

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Cette étude a fait ressortir que plusieurs paramètres peuvent avoir une influence sur la résistance et le comportement non-linéaire du contreventement par « Shear Wall Panels SWPs » des structures en profilés formés à froid sous des sollicitations horizontales. Toutefois, deux modes principaux de ruptures peuvent se manifester dans ces systèmes de contreventement :

- Rupture par instabilité locale ou globale (voilement ou flambement) due aux efforts de compression qui se développent dans les éléments minces ;
- Rupture des vis causées par les efforts de cisaillement au niveau des assemblages.

Cependant, à l'heure actuelle, la conception des systèmes de contreventement est généralement orientée vers le deuxième phénomène de rupture (rupture des vis), qui facilitera la réparation des panneaux de contreventement, tout en préservant la fonctionnalité des éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales. A cet effet, chaque étude avec modélisation en EF de ces systèmes si complexes doit faire l'objet de validation sur la base des résultats expérimentaux; c'est le cas de ce travail, qui a consisté à valider la simulation du SWP avec plaque plate et ondulée en acier et avec plaque en OSB.

L'étude de la résistance des SWPs gouvernée par la résistance des assemblages nécessite l'introduction de la loi de comportement réelle traduite, en terme de force-déplacement obtenue à partir des essais expérimentaux, pour pouvoir simuler l'une des sources de non-linéarité qui domine la réponse globale des SWPs. En plus de cette source, la non-linéarité géométrique et du matériau doit aussi être prise en compte dans la simulation numérique.

La résistance au cisaillement des SWPs avec plaques structurelles plates en acier pour différents rapports hauteur/longueur, espacement des vis et épaisseurs de la plaque structurelle a été évaluée et proposée pour être appliquée à des cas pratiques, notamment en l'absence d'essais expérimentaux et de valeurs fournis par les documents réglementaires de calcul. Entre autre, il est à rappeler ce qui suit :

- La résistance d'un SWP de rapport h/w fixe peut être aussi évaluée par interpolation dans un intervalle d'espacement de vis de 50,8 mm à 152,4 mm.
- l'évaluation de la résistance des SWPs de rapport 1,33:1 et 1 :1 avec cette méthode en éléments finis est plus économique que par extrapolation.

- Comme l'épaisseur de la plaque structurelle a une influence significative sur les résistances des SWPs pour les différents rapports h/w , l'effet de la variation de l'épaisseur de la plaque structurelle sur la résistance des SWPs ne peut pas être évalué analytiquement par interpolation.

L'effet d'ouverture sur la résistance au cisaillement des SWPs a été évalué par cette approche en éléments finis, avec des plaques structurelles en acier ondulé et en OSB. Les ouvertures (porte et fenêtre), ainsi que leurs dimensions ont été choisies sur la base de cas pratiques utilisés dans les bâtiments courants. La présence d'ouvertures dans les SWPs réduit considérablement la résistance de ces derniers.

La position d'une ouverture (porte ou fenêtre) dans un panneau de contreventement n'a pas le même effet sur la résistance au cisaillement, le déplacement ultime correspondant, ainsi que sur le mode de rupture, car cela induit des phénomènes supplémentaires de rupture par flambement, voilement et distorsion. Sur la base des résultats de cette approche en EF et pour les deux types d'ouvertures et plaques structurelles, la position d'ouverture entre le centre et le bord du panneau présente une résistance élevée, tant dis que la position d'ouverture au bord du panneau présente une faible résistance.

Cependant, la réduction d'une ouverture (passage d'une porte à une fenêtre) dans un SWP avec les deux types de plaques structurelles fournit une augmentation importante de résistance au cisaillement dans le cas de la troisième position (au bord du SWP) par rapport aux autres positions.

Au terme de ce travail, il nous semble intéressant d'envisager quelques perspectives d'avenir.

Les résultats des essais d'assemblages effectués, serviront comme une base de données pour l'investigation du comportement non-linéaire et l'évaluation de la résistance des systèmes de contreventement produits en Algérie, afin d'aboutir à des modèles prédictifs. Toutefois, la résistance d'assemblage avec une seule vis obtenue par les essais est introduite dans le modèle numérique avec « Abaqus » dans chaque vis. Les résultats des essais avec deux vis peuvent être utilisés dans des modèles plus simplifiés, tels que le modèle à plusieurs bandes, ou chaque bande modélisée représente la résistance de deux vis.

Outre la simulation de la rupture d'assemblage par cisaillement de la vis introduite dans le modèle numérique, une étude de simulation de la rupture du matériau « acier » est requise pour améliorer considérablement la réponse non-linéaire de la dégradation de la résistance d'assemblage menée au-delà de la résistance ultime, et par conséquent, la simulation de la réponse globale non-linéaire du panneau de contreventement sous charge monotone sera plus complète. Ainsi, des paramètres de détermination des charges cycliques sur les panneaux de contreventement seront estimés pour mener une évaluation de la résistance et du comportement non-linéaire sous ce type de chargement.

Une étude d'évaluation de la résistance et du comportement des SWPs sous des sollicitations cycliques, pour les différents rapports hauteur/longueur avec prise en compte de l'effet des ouvertures est recommandée sur un cas de SWP utilisé dans un ouvrage en Algérie, étant donné qu'un ensemble d'essais sur l'assemblage de ces éléments a été effectué.

REFERENCES

- [1] Gregory J., Thomas M. and Duane S., “Cold-Formed Steel Structures to the AISI Specification”, Marcel Dekker, New York, USA, (2001).
- [2] American Iron and Steel Institute, “Cold-Formed Steel Design Manual”, Wei-Wen Yu Center for Cold-Formed Steel Structures, Edition (2002).
- [3] Eurocode 3, NF EN -1-3, “Calcul des structures en acier : Règles supplémentaires pour les profilés et plaques formés à froid”, (2007).
- [4] American Iron and Steel Institute AISI standard, “North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – Lateral Design, AISI S213”, (2007).
- [5] Fiorino L., “Seismic behavior of sheathed cold-formed steel stud shear walls : an experimental investigation”, Università degli studi di napoli federico II polo delle scienze e delle tecnologie, (2003).
- [6] Ding C., “Monotonic and Cyclic Simulation of Screw-Fastened Connections for Cold-Formed Steel Framing”, Master of Science in Civil Engineering. Dissertation, Virginia Polytechnic Institute, Virginia, (2015).
- [7] Kechidi S., “Développement D’un Modèle Hystérésis Pour Les Panneaux De Contreventement En Profils D’acier Formes A Froid”, Mémoire de magister en Génie Civil, université Saad Dahleb de Blida Faculté des sciences de l’ingénieur Département de Génie Civil, Janvier, (2014).
- [8] Yu, C., “Steel Sheet Sheathing Options for Cold-Formed Steel Framed Shear Wall Assemblies Providing Shear Resistance”, Report No. UNT-G70752, American Iron and Steel Institute, Washington, DC, (2009).
- [9] Yu, C., ASCE, M. and Yu, G. “Experimental Investigation of Cold-Formed Steel Framed Shear Wall Using Corrugated Steel Sheathing with Circular Holes”, J. Struct. Eng. (2016).
- [10] Yu G., “Cold Formed Steel Framed Shear Wall Sheathed with Corrugated Sheet Steel”, Master of science university of North Texas, (2013).

- [11] Branston A.E., Chen C.Y., Boudreault F.A. and Rogers C.A., “Testing of Light-Gauge Steel-Frame-Wood structural Panel Shear Walls”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, V.(33) 9, (2006), 561-572.
- [12] Balh N., “Development of Seismic Design Provisions for steel Sheathed Shear Walls”, Degree of Master of Engineering. Dissertation, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montréal, Québec, Canada. (2010).
- [13] Serrette R., Hall G. and Ngyen H., “Shear wall values for light weight steel framing”, final report, American Iron and Steel Institute, Washington, (1996).
- [14] Serrette R., Hall G. and Encalada J., “Additional shear wall values for light weight steel framing”, Final report, American Iron and Steel Institute, Washington, (1997).
- [15] National Association of Home Builders (NAHB) Research Center for The American Iron and Steel Institute, “Monotonic Tests of Cold-Formed Steel Shear Walls with Opening”, (1997).
- [16] Fulop L.A. and Dubina D., “Performance of wall-stud cold-formed shear panels under monotonic and cyclic loading, Part I: Experimental research”, *Thin-Walled Structures*, 26, (2004), 321–338.
- [17] Fülöp L.A., Dubina D., “Performance of wall-stud cold-formed shear panels under monotonic and cyclic loading, Part II: Numerical modelling and performance analysis”, *Journal of Thin-Walled Structures*, V.42, (2004), 339–349.
- [18] DaBreo J., Balh N., Ong-Tone C. and Rogers C.A., “Steel sheathed cold-formed steel framed shear walls subjected to lateral and gravity loading”, *Thin-Walled Structures*, 74, (2014), 232-2245.
- [19] Nader K.A., Attari S., Alizadeh S. and Hadidi S., “Investigation of CFS shear walls with one and two-sided steel sheeting”, *Journal of Constructional Steel Research*. 122, (2016), 292–307.
- [20] Fiorino L., Corte D. G. and Landolfo R., “Experimental tests on typical screw connections for cold-formed steel housing”, *Engineering Structures*, 29, (2007), 1761–1773.

- [21] American Iron and Steel Institute, “Monotonic and Cyclic Response of Single Shear Cold-Formed Steel-to-Steel and Sheathing-to-Steel Connections”, Research report RP 17-2, (2017).
- [22] Morello D., “Seismic Performance of Multi-Storey Structures with Cold-Formed Steel Wood Sheathed Shear Walls”, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics McGill University, Montreal, Canada, (2009).
- [22] Dai, X. “Structural Behavior of Cold-formed Steel Cassette Wall Panels Subject to In-plane Shear Load”, Journal of Civil Engineering Research, 3 (2), (2013), 65–74.
- [23] Hosseinzadeh S.A.A. and Tehranizadeh M., “Introduction of stiffened large rectangular openings in steel plate shear walls”, Journal of Constructional Steel Research, 77, (2012), 180–192.
- [24] AISI S400-15, “North American Standard for Seismic Design of Cold-Formed Steel Structural Systems”, American Iron and Steel Institute, (2015).
- [25] Cold formed steel engineering institute, “Technical Note On Cold-Formed Steel Construction”, Washington, DC, (2009), 785-2022,
- [26] International Code Council, “International Building Code”, USA, (2006).
- [27] Structural Engineering Design Provisions, “Uniform Building Code UBC”, USA, (1997).
- [28] European convention for constructional steelwork, “European Recommendations for the Application of Metal Sheeting acting as a Diaphragm Stressed Skin Design”, Technical Committee7, Technical Working Group 7, (1995).
- [29] Noritsugu Y., “Analytical Model Of Cold-Formed Steel Framed Shear Wall with Steel Sheet And Wood-Based Sheathing”, Thesis prepared for the degree of master of science, University of north texas, (2013).
- [30] AISI, S100-2007, “North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Members”, American Iron and Steel Institute. Canada. (2007).

- [31] Shishkin J. J., Driver R. G., and Grondin G. Y., “Analysis of steel plate shear walls using the modified strip model”, University of Alberta department of civil & environmental engineering, Structural Engineering Report No. 261, (2005).
- [32] Jeffrey W. B. and Brunea M., “Plastic Design And Testing Of Light-Gauge Steel Plate Shear Walls”, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C, Canada, (2004).
- [33] Chen C.Y., “Testing and performance of steel frame / wood panel shear walls”, M. Eng. thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University. Montreal, QC, Canada. (2004).
- [34] Martinez M.J., “Seismic Performance Assessment of Multi-Storey Buildings with Cold Formed Steel Shear Wall Systems”, Thesis of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, Waterloo, Ontario, Canada, (2007).
- [35] Rogers C.A., Branston A.E., Boudreault F.A. and Chen C.Y., “Steel Frame / Wood Panel Shear Walls : Preliminary Design Information For Use With The 2005 NBCC”, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada, (2004).
- [36] Bourahla N., Berdiafe-Bourahla M., El djouzi B., Meddah H. and Allal N., “Post Elastic Modeling Techniques and Performance Analysis of Cold Formed Steel Structures Subjected to Earthquake Loadings”, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, (2012).
- [37] Eldjouzi B., “ Modélisation et Optimisation des Panneaux de Contreventement en Profilés d’Acier Laminés à Froid”, Mémoire de Magister, Département de génie civil, Université Saad Dahleb, Blida, Algérie, (2011).
- [38] Meddah H., “Identification Des Propriétés Dynamiques Et Performance Des Structures En Charpente Metallique Formee A Froid (PAF)”, Mémoire de magister en Génie Civil, université Saad Dahleb de Blida, Faculté des sciences de l’ingénieur Département de Génie Civil, (2012).
- [39] Serrette R., David P. and Nolan P.E., “Reversed Cyclic Performance of Shear Walls with Wood Panels Attached to Cold-Formed Steel with Pins”, Journal of Structural Engineering, vol. 135, n° 8, (August 2009), 959-967.

- [40] Bourahla N., Boukhamacha T., Allal N. and Attar A., “Equivalent shear link modeling and performance of cold formed steel structures under earthquake loadings”, Proceedings of the 9th US and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto 2010, paper 1063.
- [41] Dowell R.K., Seible F and Wilson E.L., “Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members”, ACI Structural Journal, vol. 95, n° 5, (September-October 1998), 607-617.
- [42] ECCS TC7 TWG 7.10, “The testing of connections with mechanical fasteners in steel sheeting and sections”, ECCS-European Convention for Constructional Steel-work. Portugal. (2009).
- [43] Rouaz I., Belhamel F., “Etude d’assemblage mécanique des profilés d’acier formés à froid par vis”, Rapport de recherche 2017 / CVSW / S, CNERIB, Algérie, (2018).
- [44] MTS Criterion™ série 40, “Manuel de production ”, (2011).
- [45] Dassault Systems, “Abaqus”, USA. (2018).
- [46] KIRCHHOFF G., “Uher das gleichgewicht und die bewegung einer elastischen scheibe”, Journal fur reine und angewandte Mathematik, vol. 40.
- [47] Mohebby S., Mirghaderi R., Sabbagh A. B. and Farahbod, F., “Experimental work on single and double sided steel sheathed cold-formed steel shear walls for seismic actions”, Thin-Walled Structures, 91, (2015), 50–62.
- [48] Niari S. E., Rafezy, B. and Abedi, K., “Seismic behavior of steel-sheathed cold-formed steel shear wall: Experimental investigation and numerical modeling”, Thin-Walled Structures, 96, (2015), 337–347.
- [49] Rouaz I. and Bourahla N., “Numerical evaluation of shear strength for Cold-Formed Steel Shear Wall Panel”, International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering, V. 10(3), (2016), 347–351.
- [50] ASTM A653, “Standard Specification for Steel Sheet, Zinc-Coated (Galvanized) or Zinc-Iron Alloy-Coated (Galvannealed) by the Hot-Dip Process¹”, American Society for testing and materials (2009).

- [51] Génevaux J. M., “Théorie des poutres, résistance des matériaux”, Engineering school. (2011).
- [52] Borzoo S., Ghaderi S. R., Mohebi S. and Rahimzadeh A., “Nonlinear finite element modeling of steel-sheathed cold-formed steel shear walls”, *Steel and Composite Structures*. V. 22 (1), (2016), 1598-6233.
- [53] Farzampour A. and Jeffrey A., “Behavior prediction of corrugated steel plate shear walls with openings”, *Journal of Constructional Steel Research*, 114, (2015), 258-268.
- [54] Peterman K.D., Nakata N. and Schafer, B.W., “Hysteretic characterization of cold-formed steel stud-to-sheathing connections”, *Journal of Constructional Steel Research*. V. 101(5), (2014), 254–264.
- [55] Javaheri-Tafti M.R., Ronagh H.R., Behnamfar F., Memarzadeh P., “An experimental investigation on the seismic behavior of cold-formed steel walls sheathed by thin steel plates”, *J.Thin-Walled Struct*, 80, (2014), 66–79.
- [56] Dai X., “Numerical Modelling and Analysis of Structural Behavior of Wall-stud Cold-formed Steel Shear Wall Panels under In-plane Monotonic Loads”, *Journal of Civil Engineering Research*, 2(5), (2012), 31–41.
- [57] Dubina D., “Behavior and performance of cold-formed steel-framed houses under seismic action”, *Journal of Constructional Steel Research*, 64, (2008), 896–913.
- [58] Fulop L. A. and Dubina D., “Design criteria for seam and sheeting-to-framing connections of cold formed steel shear panels”, *Proceedings of the 17th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, Missouri, United States, October (2004).
- [59] Fulop L. A., “Contributions to the optimization of structural systems for one family houses with steel structures”, Ph.D. Dissertation, Politehnica University of Timisoara, (2003).
- [60] NF EN 12369-1, “Valeurs caractéristiques pour la conception des structures - Partie 1 : OSB, panneaux de particules et panneaux de fibres”, Mars (2001),

ANNEXES

A. Exemples d'applications

A-1 Modèle en diagonales équivalentes [28]. :

Le bac utilisé comme bardage vertical (plaque structurale) de type 1000 P (4.40.1000 T) (figure A.1), d'épaisseur 0,75 mm, en acier nuance EN 10147 S320GD+Z350. L'espacement des vis sur la périphérie du panneau est de 101,6 mm. La géométrie du bac est la suivante :

- Données géométriques

Hauteur de l'onde du bac : $h = 40 \text{ mm}$;

Inclinaison de l'âme par rapport à la verticale : $\theta \cong 25^\circ$;

Épaisseur nominale : $t_{\text{nom}} = 0,75 \text{ mm}$;

Épaisseur nominale de métal nu (EC3 3.1.3 (5)) : $t = t_{\text{nom}} - t_{\text{rev}} = 0,75 - 0,05 = 0,70 \text{ mm}$;

Longueur d'onde : $d = 250 \text{ mm}$;

Largeur de la plage : $\ell = 190 \text{ mm}$;

Longueur développée d'une onde : $u \cong 301 \text{ mm}$;

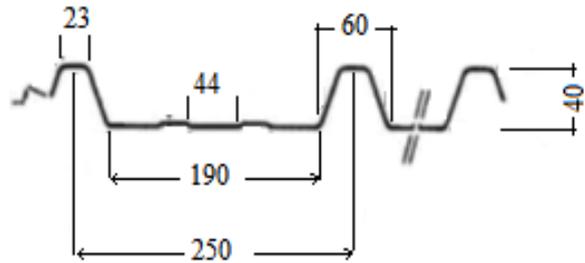
Moment d'inertie de flexion d'une onde : $I_{y1} = 41225 \text{ mm}^4$;

Moment d'inertie de flexion de la plage raidie : $I_{yf} = 70,03 \text{ mm}^4$;

Moment d'inertie de la plage inclinée : $I_{yf} = 1,26 \text{ mm}^4$;



a) Vue du bac d'acier



b) Géométrie du bac

Figure A.1 : Géométrie du bac d'acier

- Détermination des coefficients

Largeur de panneau : $a = 1219,2 \text{ mm}$;

Hauteur totale de panneau : $b = 2438,4 \text{ mm}$;

Portée du bac : $w = 1219,2 \text{ mm}$;

Nombre de bacs sur la hauteur : $n_b = 1$;

Nombre de bacs sur la largeur : $n_{sh} = 1$;

Nombre de traverses sur la hauteur : $n_p = 2$;

Nombre de fixations par largeur d'élément de bac : $n_f = 13$;

Nombre d'attaches sur la hauteur totale du diaphragme : $n_s = 25$.

Donc :

$$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3 (n_b=1, n_p=2) = 1 ;$$

$$\beta_1 (n_f=13) = 1,23 ;$$

$$\beta_2 (n_f=13) = 2,04 ;$$

$$k (n_f=13, l/d=0.75, h/d=0.16, \theta \cong 25^\circ) = 0,282$$

Ce qui implique que :

$$C_{1.1} = 0,663 \text{ mm/kN} ;$$

$$C_{1,2} = 0,0116 \text{ mm/kN} ;$$

$$C_{2,1} = 6,66 \cdot 10^{-3} \text{ mm/kN} ;$$

$$C_{2,2} = 0 \text{ mm /kN (une seule tôle) ;}$$

La flexibilité du panneau élémentaire seul est égale à : $C = 0.6812 \text{ mm/kN}$.

Il convient de remarquer que la flexibilité au cisaillement du panneau élémentaire seul est principalement due à la distorsion du profil du bac.

La flexibilité relative à la déformation des assemblages montants/traverses est :

$$C_{2,3} = 0,012 \text{ mm/kN} ;$$

La flexibilité en cisaillement du panneau sera : $C' = C + C_{2,3}$ d'où 0.6932 mm/kN .

De ce fait, la section équivalente sera :

$A_{eq} = 11.704 \text{ mm}^2$, dans ce cas on prend : $t_d = 0.76 \text{ mm}$ et $w_d = 15.4 \text{ mm}$.

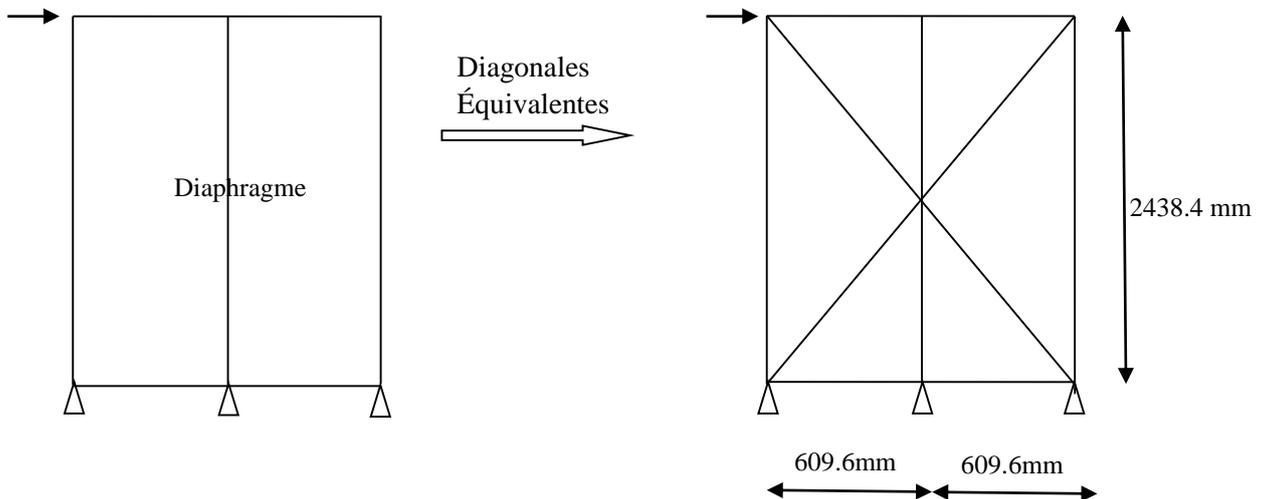


Figure A.2 : Schéma structurel

Le diaphragme sera modélisé par des diagonales dont la section équivalente est de $11,704 \text{ mm}^2$.

A-2 Modèle à une seule bande efficace

Dans cette optique, un exemple de calcul de la résistance d'un panneau de contreventement avec cette méthode analytique de bande efficace est présenté.

- Les données :

- Les dimensions du SWP, hauteur/longueur : $H/W = \frac{2440}{1220} = 2:1$ d'où $\alpha = 63^\circ, 43$;

- La résistance à la traction de la tôle d'acier $F_{ush} = 398,5$ MPa ;
- La valeur minimum de la résistance à la traction du montant et celle de la traverse $F_{umin} = 384,0$ MPa ;
- L'épaisseur de la tôle d'acier : $t_{sh} = 0,610$ mm ;
- L'épaisseur du montant et celle de la traverse : $t_{min} = 0,838$ mm ;
- L'espacement des vis au périmètre du panneau de contreventement : $s = 152,4$ mm ;
- Diamètre de la vis $d = 4,166$ mm.

• Calcul de la largeur de la bande efficace :

La largeur de la bande efficace est donnée par l'équation :

$$W_e = \begin{cases} W_{max} & \text{if } \lambda \leq 0,0819 \\ \rho \cdot W_{max} & \text{if } \lambda > 0,0819 \end{cases}$$

Avec :

$$W_{max} = \frac{W}{\sin \alpha} = \frac{1220}{\sin(63^\circ,43)} = 1364 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1,736 \cdot \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2}{\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3^2 \cdot \alpha} = 1,736 \cdot \frac{\left(\frac{398,5}{310,27}\right) \cdot \left(\frac{384,0}{310,27}\right)}{\left(\frac{0,610}{0,457}\right) \cdot \left(\frac{0,838}{0,457}\right) \cdot \left(\frac{152,4}{152,4}\right)^2 \cdot \left(\frac{2440}{1220}\right)} = 2,263$$

$$W_e = \rho \cdot W_{max} \quad (\lambda > 0,0819)$$

$$\rho = \frac{1-0,55 \cdot (\lambda-0,08)^{0,12}}{\lambda^{0,12}} = \frac{1-0,55 \cdot (2,263-0,08)^{0,12}}{0,314^{0,12}} = 0,358$$

$$W_e = \rho \cdot W_{max} = 0,358 \cdot 1364 = 489,3 \text{ mm}$$

$$n_t = \frac{W_e}{2 \cdot s \cdot \sin \alpha} = \frac{1501,63}{2 \cdot 152,4 \cdot \sin 63^\circ,43} = 5,083 \quad \text{et} \quad n_s = \frac{W_e}{2 \cdot s \cdot \cos \alpha} = \frac{1501,63}{2 \cdot 152,4 \cdot \cos 63^\circ,43} = 11,0143$$

$$V_n = \text{minimum} \left\{ (n_t \cdot P_{ns,t} + n_s \cdot P_{ns,s} + P_{ns,t\&s}) \cdot \cos \alpha ; W_e \cdot t_{sh} \cdot F_y \cdot \cos \alpha \right\}$$

• Détermination de la résistance au cisaillement dans la vis

L'inclinaison et la portance des vis (tilting and bearing) :

$$- t_2/t_1 \leq 1 : \quad P_{nst} = \text{minimum} \{2,525; 2,734; 3,620\} ;$$

- $t_2/t_1 \geq 2,5$ $P_{nst} = \text{minimum} \{ 2,734; 3,620 \}$;
- $1 < t_2/t_1 < 2,5$: par une interpolation linéaire entre les deux cas précédents

$$P_{nst} = 2,577 \text{ kN}.$$

Rupture de la vis limitée par la distance :

$$P_{ns} = t \cdot e \cdot F_u ;$$

$$e = t \cdot e \cdot w_s / 2 \cos \alpha = 41.2 / 2 \cdot \cos (63,4) = 46.0 \text{ mm};$$

$$P_{ns} = 11,182 \text{ kN}.$$

$$P_{nst} = \text{minimum} \{ 2.525; 11.182; 5.204; \};$$

$$P_{ns} = 2,577 \text{ kN}.$$

$$V_n = \min \left\{ \begin{array}{l} (5,083 \cdot P_{ns,t} + 11,0143 \cdot P_{ns,s} + P_{ns,t\&s}) \cdot \cos 63,43 ; \\ 1501,63 \cdot 0,686 \cdot 227,53 \cdot \cos 63^\circ, 43 \end{array} \right\}$$

$$V_n = 13,92 \text{ KN}.$$

La résistance du SWP est calculée par la méthode LRFD :

$$V_{cal} = V_n \cdot 0,79 = 9,01 \text{ kN/m}.$$

Ou, La valeur de la résistance nominale au cisaillement donnée dans le tableau C2.1-2 AISI S213-07 [4] est : $V_{nexp} = 9,44 \text{ KN/m}$.

A-3 Modèle à plusieurs bandes efficaces « Strip model »

Une modélisation en éléments finis d'un SWP en profilés formés à froid a été effectuée avec le logiciel SAP2000- v.2014 [50].

- Les données :

Les caractéristiques géométriques de ce SWP et les sections transversales de ses éléments sont présentées par la figure A.3 et le tableau A.1, conformément au spécimen testé par C. Yu [8].

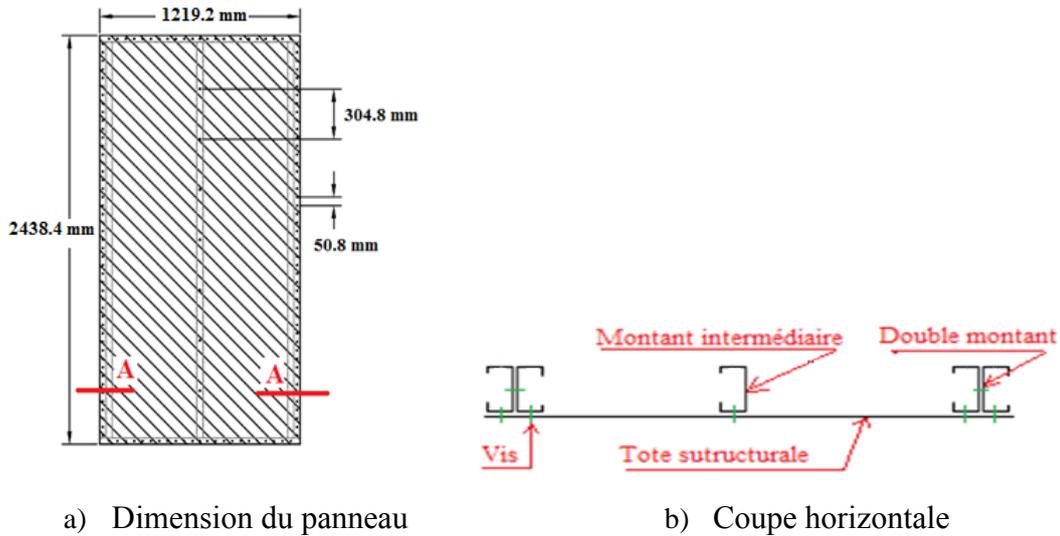


Figure A.3 : Caractéristiques géométriques du panneau

Tableau A.1: Caractéristiques géométriques des éléments du panneau

	Dimension des profilés	Epaisseur (mm)
Montant (Stud)		1,09 mm
Traverse (Track)		1,09 mm
Tôle structurelle (Sheathing)	(h x w) 2438,4 x 1219,2 mm	0,76 mm

En supposant que ces diagonales travaillent essentiellement en traction, des rotules plastiques ont été définies dans les bandes inclinées ($\alpha : 43,32$) à mi-travées (figure A.4). Une poussée au sommet du panneau a été appliquée, ayant un déplacement cible aux environs de 2,5% de la hauteur du panneau ($\Delta = 80\text{mm}$) [8].

La résistance nominale de cisaillement des vis d'assemblage entre l'ossature et la plaque structurelle en acier formés à froid a été calculée selon l'article E.4.3.1 du code AISI S100-07 [30], comme suit :

$$S_{ns} = 2,7 \cdot t_1 \cdot d \cdot F_{u1}$$

$t_1 = 0,76 \text{ mm}$ (épaisseur de la plaque) ;

$F_{u1} = 310 \text{ MPa}$;

$d = 4,83 \text{ mm}$;

$S_{ns} = 3,07 \text{ MPa}$;

Afin d’avoir le même nombre de vis sur la traverse supérieure du panneau, tout en respectant un espacement de 101,6 mm (4 in), chaque rotule plastique représente le cisaillement de deux vis qui se développe lors d’une sollicitation horizontale. Donc, l’effort axial (T) de plastification dans chaque bande est égal à :

$$T = n_s \cdot S_{ns}$$

n_s : est le nombre de vis.

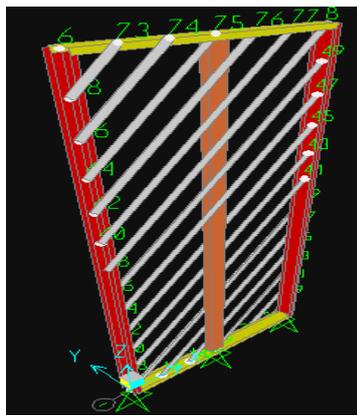


Figure A.4 : Modèle à plusieurs bandes en éléments finis

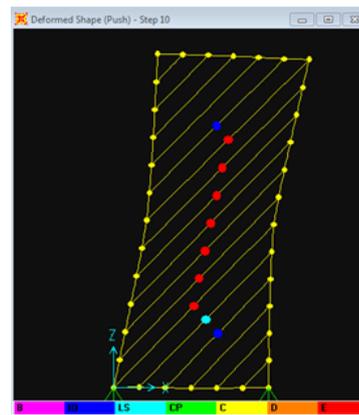


Figure A.5 : Développement des rotules plastiques lors du chargement

- Détermination de la résistance au cisaillement dans la vis

Pour cette étude, l’approche par modèle en éléments finis à plusieurs bandes sous-estime la résistance réelle du panneau de contreventement de 10% par rapport aux résultats expérimentaux (tableau A.2). Cela est principalement dû à l’absence de la résistance réelle des connexions d’assemblage (vis) et qui est introduite d’une manière théorique.

Tableau A.2 : Résistance du SWP

	Résultats Expérimental (Ex)	Résultats numérique
Résistance ultime (kN)	16,68	14,70

A-4 Modèle de résistance simplifié « Simplified Strength Model : SSM »

- Les données :

- Les dimensions du SWP, longueur : $\frac{H}{W} = \frac{2440}{1220} mm$;
- Plaque structurelle OSB 7/11 in (11,12 mm) ;
- La résistance nominale à la traction des éléments en acier et la plaque $F_y = 228 MPa$;
- La résistance ultime au cisaillement de la vis $S_{u,conn} = 2,75 kN$;
- L'espace des vis au périmètre du panneau de contreventement : $s = 152,4 mm$.
- Diamètre de la vis $d = 4,166 mm$.

- Détermination des coordonnées géométriques

Les coordonnées géométriques de la vis la plus éloignée par rapport au centre origine du SWP pour les quatre coins sont :

$$(x_{max}, y_{max}) = (584.2 mm, 1169.8 mm).$$

La somme carrée des quatre vis localisées aux coins de SWP est :

$$\sum_{i=1}^n x_i^2 = 14237390 mm^2$$

La somme carrée des quatre vis localisées aux coins de SWP est :

$$\sum_{i=1}^n y_i^2 = 44296680 mm^2$$

La capacité ultime du SWP basée sur un modèle simplifié est :

$$S_{s,wall} = \frac{S_{u,conn}}{H \sqrt{\left(\frac{x_{max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2}\right)^2 + \left(\frac{y_{max}}{\sum_{i=1}^n y_i^2}\right)^2}} = \frac{2.75}{H \sqrt{\left(\frac{584.2}{14237390}\right)^2 + \left(\frac{1193.8.2}{44296680}\right)^2}} = 23 kN$$

$$V_{ssn} = 23 kN = 18.85 kn/ml$$

En appliquant le facteur réducteur sur la base d'espace des vis de connexion :

$$s = 152,4 \text{ mm.}$$

$$\rho = 0,873.$$

La résistance nominale du SWP

$$V_n = \rho V_{ssn} = 0,873 \cdot (7,75)^2 = 5,01 \text{ kn/ml.}$$

La résistance du SWP par la méthode LRFD est :

$$\Phi V_n = 0,72 (5,01) = 3,61 \text{ kn/ml.}$$

A-5 Calcul de résistance au cisaillement des SWP pris dans son ensemble

Afin de mettre en exergue cette méthode, un exemple d'application est présenté d'un panneau de contreventement où une étude expérimentale, afin de valider les résultats obtenus a été effectuée par Rogers C.A. et al. [34].

- Données sur le SWP

Une plaque structurale en OSB installée sur un seul côté du SWP ayant respectivement une hauteur et une largeur de $h = 2440 \text{ mm}$ et $l = 1220 \text{ mm}$ (figure A.6).

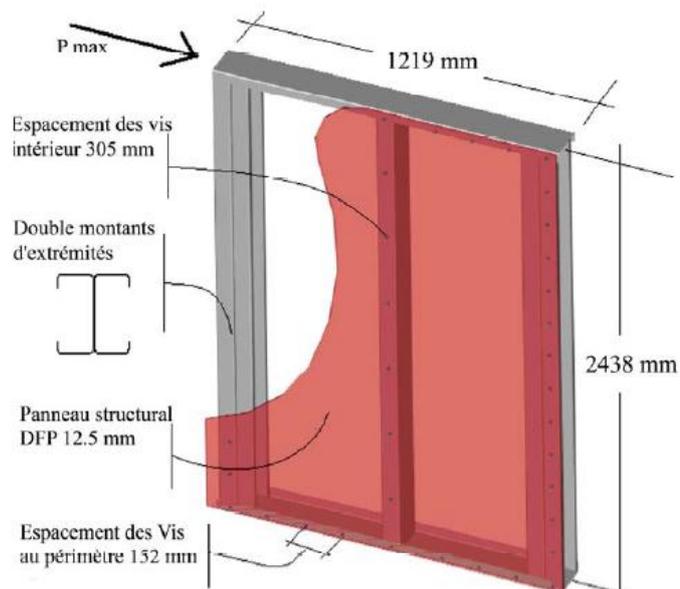


Figure A.6 : Panneau testé par Rogers et al.

Les caractéristiques et les propriétés des montants de l'ossature (ossature) sont :

- Limite élastique et résistance à la traction : $F_y = 230 \text{ MPa}$, $F_u = 344 \text{ MPa}$;
- Module d'Young : $E_s = 203\,000 \text{ MPa}$;
- montant d'extrémité : Section en C dos à dos (362S162-44 mils) ($t_F = 1,12 \text{ mm}$) ;
- Moment d'inertie d'un montant d'extrémité : $I_{Fe} = 181600 \text{ mm}^4$;
- Moment d'inertie d'un montant intermédiaire : $I_{Fi} = 51240 \text{ mm}^4$.

Les caractéristiques et les propriétés de la plaque structurale en lamelles orientées « OSB » sont :

- Epaisseur de la plaque structurale « OSB » : $t_s = 11 \text{ mm}$;
- Force portante de la plaque : $F_{U-sheathing} = 4,2 \text{ MPa}$;
- Module d'Young et de cisaillement de la plaque : $E_s = 9917 \text{ MPa}$, $G_s = 925 \text{ MPa}$.

Les caractéristiques des éléments de fixation sont :

- Vis No.8 de diamètre : $d_c = 4,064 \text{ mm}$;
- Espacement des vis au périmètre du panneau: $S_c = 152,4 \text{ mm}$;
- Nombre total des vis au périmètre du panneau : $n_c = 50$.

L'évaluation de la résistance latérale de CFS-SWP associée à la rupture de la plaque structurale est effectuée comme suit :

Etape 1 : Calcul du moment d'inertie polaire du groupe de vis J et le moment M_0 , en utilisant respectivement les équations :

$$J = \sum_{i=1}^{n_c} (x_{c_i}^2 + y_{c_i}^2) = 5,0851 \cdot 10^7 \text{ mm}^2$$

$$M_0 = P_x \cdot e_y^0 = 1.1220 = 1220 \text{ mm}$$

Etape 2 : Calcul de la distance entre le centre instantané de rotation et le centre élastique, et l'évaluation de l'excentricité de la force unitaire appliquée par rapport au centre instantané de rotation sont données par :

$$\delta_y = (P_x/n_c) \cdot (J/M_0) = \frac{1,5,0851 \cdot 10^7}{50 \cdot 1220} = 883,62 \text{ mm}$$

$$e_y = e_y^0 + \delta_y = 1220 + 833,62 = 2053,62 \text{ mm}$$

L'évaluation du moment associé à la force unitaire appliquée :

$$M_p = P_x \cdot e_y = 1.2053.62 = 2053,62 \text{ mm}$$

Etape 3 : Calcul du moment associé aux éléments de fixation :

$$M = 0,93 \cdot \sum_{i=1}^{n_c} d_i = 0,93 \sum_{i=1}^{50} d_i = 5.4405 \cdot 10^4 \text{ mm}$$

Etape 4 : calcul du facteur de réduction de la résistance à la rupture C_u

$$C_U = \frac{M}{M_p} = \frac{5.4405 \cdot 10^4}{2053,62} = 26,49$$

Etape 5 : Calcul de la résistance minimale d'un élément de fixation basée sur sa résistance au cisaillement, la portance de la plaque structurelle et la portance du montant :

$$B_{r-Sheathing} = 3,0 \cdot t_s \cdot d_c \cdot F_{U-Sheathing} = 3,0 \times 11 \times 4.064 \times 4,2 = 563,27 \text{ N}$$

$$B_{r-Steel} = 3,0 \cdot t_F \cdot d_c \cdot F_U = 3,0 \times 1,12 \times 4,064 \times 344,0 = 563,27 \text{ N}$$

La résistance au cisaillement des vis destinées aux constructions à base d'acier formé à froid est donnée par Steel Studs Manufacturers Association (SSMA).

$$V_{r-SScrew} = 3256 \text{ N}$$

$$V = \min\{B_{r-Sheathing} ; B_{r-Steel} ; V_{r-SScrew}\} = 563,27 \text{ N}$$

Etape 6 : Calcul de la résistance latérale de la plaque structurelle

$$\eta = \sqrt{8 - \frac{h}{l}} - 1,45 = \sqrt{8 - \frac{2440}{1220}} - 1,45 = 1,0$$

$$P_s = C_u \cdot V_r \cdot \eta = 26,49 \cdot 563,27 \cdot 1,0 = 14,92 \text{ KN}$$

Etape 7 : Calcul des coefficients de réduction de la rigidité latérale

$$\alpha_V = \left(\frac{C_U}{3,3 \cdot n_c}\right)^{1,8} \cdot \left(\frac{152,4}{S_c}\right) = \left(\frac{26,49}{3,3 \cdot 50}\right)^{1,8} \cdot \left(\frac{152,4}{152,4}\right) = 0,0373$$

$$\alpha_B = \left(\frac{6}{C_U}\right) \cdot \left(\frac{152,4}{S_c}\right)^{\frac{1,3 \cdot n_c}{C_U}} = \left(\frac{6}{26,49}\right) \cdot \left(\frac{152,4}{152,4}\right)^{\frac{1,3 \cdot 50}{26,49}} = 0,0516$$

Notant qu'il y a deux montants avec une section en C dos-à-dos et un montant intermédiaire en section en C, le calcul de rigidité de l'ossature de panneau est donné par l'expression suivante :

$$K_F = \sum_{\text{Montants}} \frac{3 \cdot E_F \cdot I_F}{h^3} = 2 \cdot \left(\frac{3 \cdot 203\,000 \cdot 181\,600}{2440^3} \right) + \left(\frac{3 \cdot 203\,000 \cdot 51\,240}{2440^3} \right)$$

$$K_F = 17,37 \text{ N/mm}$$

Et le calcul de la rigidité de la plaque structurelle est de :

$$A_s = t_s \cdot l = 11 \cdot 1220 = 13420 \text{ mm}^2$$

$$I_s = \frac{t_s \cdot l^3}{12} = \frac{11 \cdot 1220^3}{12} = 16645 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

$$K_s = \frac{G_s \cdot A_s}{1,2 \cdot h} \alpha_V + \frac{3 \cdot E_s \cdot I_s}{h^3} \alpha_B$$

$$K_s = \frac{925 \cdot 13420}{1,2 \cdot 2440} \cdot 0,0373 + \frac{3 \cdot 203\,000 \cdot 16645 \cdot 10^5}{2440^3} \cdot 0,0516 = 333,97 \text{ N/mm}$$

Etape 8 : Finalement, le calcul de la résistance latérale d'un CFS-SWP :

$$P_U = \left(1 + \frac{K_F}{K_S} \right) \cdot P_S = \left(1 + \frac{17,37}{333,97} \right) \cdot 14,92 = 15,69 \text{ KN}$$

Le déplacement latéral associé à la rupture du panneau structurel est :

$$\Delta = \frac{P_R}{K_F + K_S} = \frac{15\,690}{17,37 + 333,97} = 44,66 \text{ mm}$$

Les résultats expérimentaux pour la résistance latérale et le déplacement associé publiés par Rogers C.A. et al. [35] sont respectivement : 16,01 KN et 41,1 mm ; donc le ratio de la résistance et le déplacement calculés et expérimentaux sont :

$$\text{Le rapport de la résistance} = \frac{15,69}{16,10} = 0,98.$$

$$\text{Le rapport de déplacement} = \frac{44,66}{41,1} = 1,08.$$

B. CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DE LA MACHINE MTS

CRITERION SERIE 45

PARAMÈTRE	SPÉCIFICATION	
Capacité de force nominale maximale	50 kN	100 kN
Options de capacité de force	1 kN, 2,5 kN, 5 kN, 10 kN, 20 kN, 30 kN, 50 kN	1 kN, 2,5 kN, 5 kN, 10 kN, 20 kN, 30 kN, 50 kN, 100 kN
	220 livres-force, 500 livres- force, 1 100 livres-force, 2 200 livres-force, 4 400 livres- force, 6 600 livres-force, 11 000 livres-force	220 livres-force, 500 livres- force, 1 100 livres-force, 2 200 livres-force, 4 400 livres- force, 6 600 livres-force, 11 000 livres-force, 22 000 livres-force
Type de bâti	2 Colonnes de guidage Au sol	2 Colonnes de guidage Au sol
Zone d'essai	Unique ou double	Unique ou double
Vitesse d'essai maximum	750 mm/min (29,53 po./min)	750 mm/min (29,53 po./min)
Vitesse d'essai minimum	0,005 mm/min (0,0002 po./min)	0,005 mm/min (0,0002 po./min)
Résolution de la position	0,000047 mm (0,0000019 po.)	0,000047 mm (0,0000019 po.)
Course verticale de la traverse dans l'espace d'essai		
Longueur standard	1 000 mm (39,37 po.)	1 000 mm (39,37 po.)
Longueur étendue	1 300 mm (51,18 po.)	1 300 mm (51,18 po.)
Espacement entre les colonnes	600 mm (23,62 po.)	600 mm (23,62 po.)
Hauteur du bâti		
Longueur standard	2 265 mm (89,17 po.)	2 265 mm (89,17 po.)
Longueur étendue	2 565 mm (100,98 po.)	2 565 mm (100,98 po.)
Largeur du bâti	1 316 mm (51,81 po.)	1 316 mm (51,81 po.)
Profondeur du bâti	957 mm (37,68 po.)	957 mm (37,68 po.)
Poids		
Longueur standard avec coffret	1 398 kg (3 076 livres)	1 398 kg (3 076 livres)
Longueur standard sans coffret	1 350 kg (2 970 livres)	1 350 kg (2 970 livres)
Longueur étendue avec coffret	1 436 kg (3 160 livres)	1 436 kg (3 160 livres)
Longueur étendue sans coffret	1 380 kg (3 036 livres)	1 380 kg (3 036 livres)

**C. RESULTATS DE L'E TUDE EXPERIMENTALE DE L'ASSEMBLAGE
AVEC UNE SEULE VIS**

Entreprise	Série de test	Epaisseurs (mm-mm)	Déplacement (mm)	Force (kN)	Force Moyenne (kN)
$F_y = 345 \text{ MPa}$					
EJC	S-01	1,16-1,16	6,13	5,91	5,75
			6,93	5,30	
			7,07	6,04	
	S-02	1,16-1,30	5,93	6,68	6,39
			7,01	6,18	
			4,53	6,32	
	S-03	1,30-1,30	-	-	6,70
			5,46	6,6	
			-	-	
$F_y = 230 \text{ MPa}$					
Frametal	S-04	0,18-0,80	7,82	3,13	3,21
			6,31	3,06	
			7,06	3,44	
	S-05	0,18-0,92	6,16	4,54	4,62
			5,84	4,51	
			6,12	4,82	
	S-06	0,80-0,80	5,82	4,05	4,21
			5,81	4,24	
			6,31	4,33	
	S-07	0,80-0,92	6,82	4,75	4,77
			5,48	4,63	
			5,98	4,93	
	S-08	1,18-1,18	4,65	4,91	5,04
			6,49	5,21	
			4,32	4,99	
S-09	0,92 -1,48	-	-	-	
		-	-		
		-	-		

**D. RESULTATS DE L'E TUDE EXPERIMENTALE DE
L'ASSEMBLAGE AVEC DEUX VIS**

Entreprise	Série de test	Epaisseurs (mm-mm)	Déplacement (mm)	Force (kN)	Force Moyenne (kN)
$F_y = 345 \text{ MPa}$					
EJC	S-10	1,16-1,16	7.64	11.51	11,64
			7.59	11.32	
			6.68	12.09	
	S-11	1,16-1,30	4.93	12.24	12,28
			6.13	12.29	
			7.33	12.32	
	S-12	1,3-1,30	6.52	12.48	12,48
			6.04	12.7	
			6.41	12.25	
$F_y = 230 \text{ MPa}$					
Frametal	S-13	0,18-0,80	5,46	6,6	6,51
			5,58	6,42	
			-	-	
	S-14	0,18-0,92	6,38	7,33	7,46
			7,02	7,58	
			-	-	
	S-15	0,80-0,80	3,15	6,67	7,17
			2,18	7,66	
			-	-	
	S-16	0,80-0,92	5,61	8,37	8,37
			-	-	
			-	-	
	S-17	1,18-1,18	5,35	9,95	9,51
			5,44	9,27	
			4,36	9,32	
S-18	0,92-1,48	9,96	11,93	11,98	
		8,7	12,02		
		-	-		