

UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA

Faculté des Sciences de l'Ingénieur

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

en Génie Civil

Spécialité : Construction

MODELISATION ET OPTIMISATION DES PANNEAUX DE
CONTREVENTEMENT EN PROFILES D'ACIER LAMINES A FROID

Par

Brahim ELDJOUZI

devant le jury composé de :

BENSAIBI Mahmoud	Professeur	Président	Université S.D. Blida
MENADI Belkacem	MCA	Examineur	Université S.D. Blida
HAMMOUTENE Malek	Professeur	Examineur	ENSP
SATHI Abdelaziz	MCB	Invité	Université S.D. Blida
BOURAHLA Nouredine	Professeur	Rapporteur	Université S.D. Blida

Blida, Juin 2011

ملخص

إن استعمال الهياكل الحديدية الخفيفة في البنايات الصناعية و التجارية قد بدأ منذ نهاية القرن الماضي و لا تزال في تطور مستمر إلى يومنا هذا في ما يخص البنايات السكنية، نظرا للفائدة الكبيرة التي توفرها هذه المنشآت، خاصة في تقليص آجال البناء و التكلفة، مع مراعاة الجودة و الراحة. تعتبر في مثل هذه البنايات الحديدية الخفيفة جدران القص العناصر الأساسية لمقاومة القوى الجانبية الناجمة عن الرياح أو الزلزال.

إستجابة هذه الجدران في حالة الزلزال ما تزال قيد الدراسة إلى يومنا هذا، بسبب تداخل عدة عوامل مكونة للجدار نفسه، مترابطة بعضها مع بعض.

من أجل تسهيل دراسة و حساب مثل هذه البنايات المقاومة للرياح أو الزلازل هذا البحث يهدف إلى طرح تقنية جديدة لتمثيل و محاكاة جدار القص، بعد حساب حدود تحمل الجدار و الإنزياحات المقابلة بطريقتين مختلفتين.

العوامل ما بعد المرونة للنموذج المدروس يمكن استخلاصهم مباشرة من برامج حساب على إكسل. قمنا أيضا بدراسة تقديرية على عدة نماذج من الجدران المقاومة لتقدير العوامل المؤثرة في استجابة الجدار للإجهادات الدورية.

كلمات المفاتيح : قطع حديد مصفح على البارد، جدار القص، تحليل ستاتيكي دوري، نموذج ما بعد المرونة

RESUME

L'utilisation des structures à base d'acier laminé à froid dans les édifices industriels et commerciaux a commencé à partir de la seconde moitié du siècle dernier, et ne cesse de se généraliser pour les immeubles d'autres usages vu la réduction du temps d'exécution par industrialisation du procédé et le gain en coût de construction par l'optimisation des profilés utilisés.

Dans ce type de structures, les murs de contreventements (Shear Walls Panel « SWP ») sont les principaux éléments de contreventement qui résistent aux forces horizontales. Ils maintiennent la stabilité et l'intégrité du système structurel. Leur comportement sous séisme n'est pas complètement défini, car plusieurs paramètres interviennent dans la réponse du système sous sollicitation dynamique. Vu la complexité du SWP, qui est composé de plusieurs éléments assemblés entre eux, et dans le but de faciliter les études et le calcul des structures, ce travail de recherche propose une nouvelle technique de modélisation à l'échelle du panneau de contreventement basée sur deux méthodes analytique et empirique pour la détermination de la rigidité latérales des panneaux de contreventements et leurs déplacements associés. Les paramètres post-élastiques du modèle peuvent être obtenus directement des outils de calcul programmés sur EXCEL. Des séries d'analyse quasi-statiques non linéaires ont été effectués et les résultats ont été comparés avec des courbes hystérésis expérimentales issues des travaux de recherches existant dans la littérature. Une étude paramétrique a été aussi menée dans le but d'optimiser les paramètres qui influent sur le comportement cyclique des panneaux de contreventement.

Mots clés : Profilés laminés à froid, Panneau de contreventement en PAF, Analyse quasi-statique cyclique, Modélisation post-élastique.

ABSTRACT

Cold-formed steel members and components have been produced and widely used as structural elements for building in many places around the world since the second half of the last century. The increasing use of this type of framing is due to the economic benefit and efficiency by the industrialization and optimization of light thin steel profiles as load bearing elements

Light gauge steel-framed shear walls are used as lateral force resisting components to maintain stability and integrity of the structure. The dynamical response of such system is still not yet completely defined because of the complexity of its various components. In order to facilitate the analysis of this type of a structure, a novel technique is developed using shear link elements. The post-elastic parameters are mainly based on the global evaluation of the rigidity and the strength of the panel. Analytical and experimental based methods were used to develop EXCEL tools to compute systematically the stiffness and the yield displacement. Series of quasi-static non linear analysis were performed and the hysteresis loops were compared with available experimental data. Finally a parametric analysis was conducted to optimize the different influencing parameters on the cyclic behavior of the shear wall panels.

Key words: Cold formed steel, Shear wall panel, Analyse quasi-statique cyclique, Post elastic modeling techniques.

REMERCIEMENTS

Je remercie le bon dieu de m'avoir donné la force et volonté pour réaliser ce travail.

J'adresser mes plus vifs remerciements à mon promoteur monsieur Nouredine BOURAHLA, pour son encadrement exceptionnel, son soutien tout au long de mon travail et ses précieux orientations et conseils. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

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 mon mémoire.

Je témoigne toute ma reconnaissance amicale à monsieur Rafik TALEB attaché de recherche au CGS et Mademoiselle Malika BEREDIAF dont leurs conseils de lecture m'ont été d'un précieux secours.

Toute ma reconnaissance aux responsable de l'entreprise Algérienne des Infrastructures Métallique « ALRIM » qui m'on permit d'effectué un stage pratique à l'étranger et de participer au sein de l'entreprise avec leurs personnels dans les étapes de conception et de réalisation des structures à base d'acier laminé à froid.

Je tiens également à remercier vivement tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Une pensée reconnaissante va enfin à ma femme pour la patience et le soutien dont elle a fait preuve pendant toute la durée de ce mémoire. Ma grande famille en particulier ma chère mère, mes frères et sœurs, ainsi que mes amis, plus particulièrement Mr. Rachid ALLOUCHE qui ont su me soutenir et m'encourager.

A vous tous merci.

TABLE DES MATIERES

Résumé	2
Remerciements	5
Table des Matières	6
Liste des illustrations, graphiques et tableaux	8
Liste des symboles et des abréviations	12
Introduction	14
1. Principes de conception des structures en profilés d'acier formés à froid (PAF)	18
1.1. Système de base des structures en PAF	18
1.2. Caractéristiques mécanique de l'acier formé à froid	19
1.3. Formes géométriques standardisées en PAF	22
1.4. Composantes d'une structure en PAF	24
1.5. Avantages et limitations	30
1.6. Conclusion	31
2. Calcul et dimensionnement des éléments en PAF	32
2.1. Introduction	32
2.2. Elément à parois mince comprimées	33
2.3. Solives de planchers et montants des murs	38
2.4. Conclusion	38
3. Contreventement des structures en PAF	39
3.1. Introduction	39
3.2. Composition des murs en PAF	40
3.3. Comportement des Panneaux de contreventement sous charges horizontales	46
3.4. Types de contreventements	48
3.4.1. Contreventement en X ou K	48
3.4.2. Contreventement par panneau de bois structural ou de tôle nervurée	49
3.5. Mode de rupture des SWP	54
3.6. Littérature sur les travaux de recherches réalisés	56
3.7. Conclusion	70

4. Détermination de la résistance latérale des panneaux de contreventements en Paf	71
4.1. Introduction	71
4.2. Calcul de la résistance au cisaillement des SWP par méthode analytique	72
4.2.1. Exemple d'application	76
4.2.2. Organigramme de calcul	82
4.3. Résistance latérale des SWP par méthode empirique	84
4.3.1. Exemple de calcul	89
4.4. Conclusion	91
5. Comportement sismique des structures en PAF	92
5.1. Introduction	92
5.2. Définition d'un modèle de la courbe effort-déformations du panneau de contreventement	94
5.3. Méthode de détermination du modèle d'énergie élastique- plastique équivalente (EEEP)	96
5.4. Ductilité des panneaux de contreventement en PAF	100
5.5. Détermination des paramètres post-élastiques des modèles des courbes efforts – déformations des panneaux en PAF :	101
5.6. Modélisation et interprétation des résultats	104
5.6.1. Détermination du chargement cyclique	104
5.6.2. Présentations des modèles de panneaux de contreventement	106
5.6.3. Analyse et interprétation des résultats	120
5.7. Etude paramétrique	121
5.7.1. Analyse et interprétation des résultats	126
5.8. Conclusion	126
Conclusion	127
Références	129
Annexes	134

LISTE DES ILLUSTRATIONS GRAPHIQUES

Figure 1.1	Fabrication des Profilés à base de plat d'acier galvanisé de faible épaisseur.	20
Figure 1.2	Courbe Effort – Déformation de l'acier de faible épaisseur, avant et après formatage	21
Figure 1.3	Différentes formes des profilés formés à froids en fonction des conditions d'utilisation.	22
Figure 1.4	Différentes composante d'une structure en charpente à base d'acier laminé à froid NASFA (2000) (North American Steel Framing Alliance)	24
Figure 1.5	Disposition des solives de planchers sur les montants des murs porteurs en PAF NASFA (2000).	25
Figure 1.6	Rigidité des planchers en PAF par introduction de contreventement des solives sous plusieurs configurations. NASFA (2000).	26
Figure 1.7	Exemple de mur porteur et non porteur type des structures en PAF. NASFA (2000).	27
Figure 1.8	Réduction de la longueur de flambement des montants des murs par introduction des plats d'acier. NASFA (2000).	28
Figure 1.9	Réservation dans les solives pour le passage des gaines et tuyauterie.	29
Figure 1.10	Introduction des la mousse isolante entre les panneau de murs et plancher pour l'isolation thermique et phonique.	29
Figure 2.1	Voilement local d'une paroi mince comprimée	33
Figure 2.2	Effet du voilement local dans paroi mince comprimée	34
Figure 2.3	Etat de contraintes et effet du voilement local dans paroi mince comprimée	35
Figure 2.4	Largeur efficace d'une paroi mince comprimée	35
Figure 2.5	Facteur de réduction ρ de la section en fonction de l'élancement géométrique λ	36
Figure 2.6	Section efficace d'un élément comprimé.	36

Figure 3.1	Différents types de contreventement pour une structure en PAF	40
Figure 3.2	Exemple typique sur les différents composants du système constructif en PAF (NASFA 2000).	41
Figure 3.3	Contreventement en X d'une structure en PAF.	42
Figure 3.4	Différents types de matériaux utilisés pour panneaux de contreventement des structures en PAF.	43
Figure 3.5	Efforts dans les encrages des structures en PAF.	44
Figure 3.6	Encrages mise en place avant coulage des fondations.	44
Figure 3.7	Elément d'encrage aux extrémités des panneaux de contreventement des structures en PAF.	45
Figure 3.8	Distribution des efforts horizontaux dans le panneau de contreventement (SWP).	47
Figure 3.9	Liaison des contreventements en X aux goussets d'extrémités.	48
Figure 3.10	Comportement du SWP et développement des efforts à l'âme et aux extrémités du panneau de contreventement sous charge horizontale.	50
Figure 3.11	Mur de contreventement de type I sans transfert de forces autour des ouvertures (tiré du commentaire de la norme AISI S213)	51
Figure 3.12	Mur de contreventement de type I avec transfert de forces autour des ouvertures (tiré du commentaire de la norme AISI S213)	52
Figure 3.13	Mur de contreventement de type II	53
Figure 3.14	Rupture du panneau de contreventement par arrachement des vis de fixation et déformation du montant d'extrémité.	55
Figure 3.15	Configuration graphique des spécimens SWP étudiés par NAHB (1997)	60
Figure 3.16	Réponses des spécimens d'essai Effort- Déplacement NAHB (1997)	61
Figure 3.17	Modélisation de la déformation du panneau	65
Figure 3.18	Quelques spécimens d'étude et modes de ruptures observés (Bal 2009)	68
Figure 3.19	Modèle 3D de la structure (Landolfo R. et al. 2006)	69
Figure 4.1	Notation des arrangements des vis de fixation	74
Figure 4.2	Exemple de panneau testé par Branston et al. (2006)	76
Figure 4.3	Forme de rupture des panneaux de contreventements	79
Figure 4.4	Modèle de panneau de contreventement en PAF sous chargement latéral	84
Figure 4.5	Paramètres intervenants dans la déformation du SWP	87
Figure 5.1	Exemple de courbe typique de comportement d'un spécimen sous chargement monotonique et cyclique (Branston et al. 2006)	94
Figure 5.2	Equivalence des énergies Elasto-plastique et expérimentale pour un chargement monotonique	95

Figure 5.3	Détermination de la rigidité élastique initiale par l'équivalence des énergies Elasto-plastique	96
Figure 5.4	Détermination de la courbe de l'équivalence des énergies Elasto-plastique par imposition de la limite de déformation de 2.5% h_{mur}	98
Figure 5.5	Détermination de la courbe de l'équivalence des énergies Elasto-plastique sans imposition de la limite de déformation.	98
Figure 5.6	Détermination de la courbe de l'équivalence des énergies Elasto-plastique à une déflexion 1/400.	99
Figure 5.7	Détermination de la ductilité des panneaux de contreventements.	100
Figure 5.8	Comportement typique Effort - Déformation d'un poteau en béton armé	101
Figure 5.9	Modèle link multilinéaire plastique avec pivot	102
Figure 5.10	CUREE déplacement temporel	105
Figure 5.11	Modèle du panneau avec élément Equivalent « link multilinéaire plastique avec pivot » SAP 2000.	108
Figure 5.12	Résultats de Modélisation du panneau N°01 relatif au Spécimen 26A Rogers C.A. et Branston. 2004	110
Figure 5.13	Résultats de Modélisation du panneau N°02 relatif au Spécimen 11 C.a. Bah N., Rogers C.A. 2010	113
Figure 5.14	Résultats de Modélisation du panneau N°03 relatif au Spécimen 11 C.b. Bah N., Rogers C.A. 2010	116
Figure 5.15	Résultats de Modélisation du panneau N°04 relatif au Spécimen 1 C.b. Bah N., Rogers C.A. 2010	119
Figure 5.16	Valeurs des résistances nominales et déplacements correspondants pour panneau de tôle nervurée.	122
Figure 5.17	Valeurs des résistances nominales et déplacements correspondants pour panneau DFP.	123
Figure 5.18	Valeurs des résistances nominales et déplacements correspondants pour un panneau OSB.	124
Figure 5.19	Valeurs des résistances nominales et déplacements correspondants en fonction des espacements des vis et types de plaques	125

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Condition aux limites dans paroi mince comprimée	34
Tableau 3.1	Valeurs des résistances nominales au cisaillement des teste réalisés par serrette (1997)	59
Tableau 3.2	Ratio de résistance entre l'OSB et le contreplaqué multiple (Plywood) serrette (1997)	59
Tableau 3.3	Dimension et configuration des ouvertures sur chaque modèle de SWP étudié par NAHB (1997)	60
Tableau 3.4	Valeurs du coefficient C_a en fonction des dimensions des ouvertures dans le SWP AISI S213 – 07	62
Tableau 3.5	Spécimens d'essai et leurs configurations Branston et al. (2006)	66
Tableau 4.1	Résistance admissible des vis de fixations	80
Tableau 4.2	Résistance nominale au cisaillement R_n (en kN/m) des SWP Pour un dimensionnement sous Vent	85
Tableau 4.3	Résistance nominale au cisaillement R_n (en kN/m) des SWP Pour un dimensionnement sous Séisme.	86
Tableau 5.1	Limitation des déplacements inter-étage par le ASCE 7-05 (TB12.12-1)	97
Tableau 5.2	Cycles du Protocol CUREE	106
Tableau 5.3	Résistances nominales et déplacements correspondants des SWP revêtus de tôle nervurée en fonction du ratio b/h et l'espacement des vis aux périmètres des panneaux.	122
Tableau 5.4	Résistances nominales et déplacements correspondants des SWP revêtus de DFP en fonction du ratio b/h et l'espacement des vis aux périmètres des panneaux.	123
Tableau 5.5	Résistances nominales et déplacements correspondants des SWP revêtus de OSB en fonction du ratio b/h et l'espacement des vis aux périmètres des panneaux.	124

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

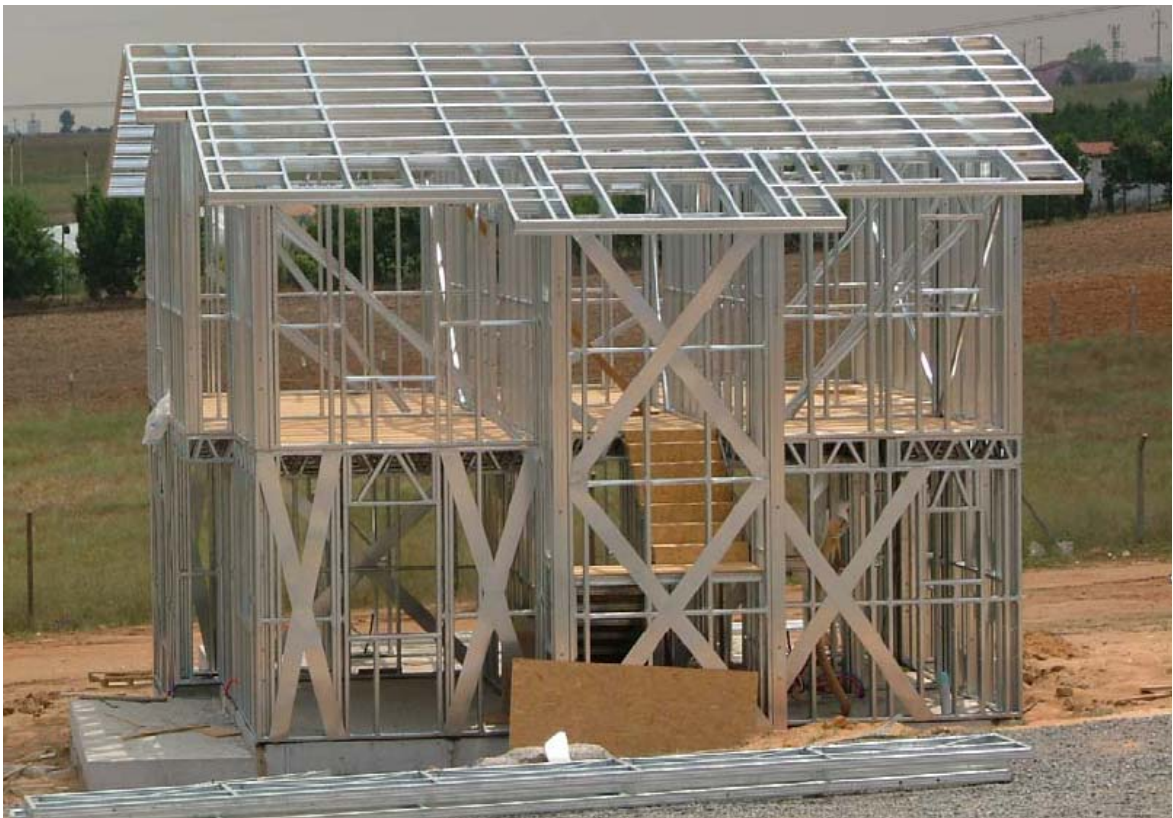
E	: Module d'élasticité
G	: Module de cisaillement
μ	: Coefficient de poisson
α	: Coefficient de dilatation linéaire
γ	: Masse volumique
F_y	: Limite élastique
F_u	: Limite ultime
ε_u	: Allongement ultime
PAF	: Profilé en Acier formé à Froid
OSB	: (Oriented Strand Board) panneaux de lamelles orientées.
DFP	: (Douglas-Fir Plywood) contreplaqué multiple
F_{cr}	: Contrainte critique élastique de flambement
K	: Coefficient de voilement
λ	: Elancement géométrique.
ρ	: Coefficient de réduction de la largeur de paroi
C_a	: Facteur d'ajustement de la résistance au cisaillement
r	: Ratio des ouvertures dans le panneau
v_p	: Résistance au cisaillement du panneau
v_{P-E}	: Résistance connexions panneau-éléments
v_E	: Résistance des éléments
v_{E-F}	: Résistance connexions éléments-fondations
P_U	: Résistance latérale au cisaillement du panneau de contreventement
P_S	: Résistance latérale au cisaillement de la plaque de revêtement (Sheathing)
P_F	: Résistance latérale des montants du panneau de contreventement (Framing)
E_F	: Module d'élasticité du matériau du montant
I_F	: Moment d'inertie du montant
K_F	: Rigidité du montant
K_e	: Rigidité élastique

- $\alpha_V \alpha_B$: Coefficients de réduction de la rigidité latérale de déformation du panneau
- S_C : Espacement entre axes des vis de fixation au périmètre du panneau
- n_C : Nombre total des vis de fixation plaque-montants
- C_u : Facteur de résistance ultime de la plaque de revêtement
- η : Coefficient de comportement relatif à la variation hauteur/largeur du panneau
- J : Moment d'inertie polaire des vis de fixations.
- R_n : Résistance nominale au cisaillement
- Φ : Coefficient de sécurité en calcul aux états limites
- Ω : Coefficient de sécurité au calcul en contraintes admissibles
- Δ_u : Déplacement ultime du panneau de contreventement
- Δ_{be} : Déformée dû à l'effet de flexion du mur de contreventement ;
- Δ_{se} : Déformée dû à l'effet du cisaillement du mur de contreventement ;
- Δ_{ine} : Déformée nonlinéaire
- Δ_{oe} : Déformée dû à l'effet du renversement du mur de contreventement.
- Δ_y : Déformation élastique

INTRODUCTION

La demande croissante de logements et équipements publics nécessite des idées innovantes pour répondre à ces besoins, dans des délais courts, avec le respect du confort d'utilisation et de l'aspect économique. L'idée d'industrialisation du bâtiment est une solution idéale pour une meilleure gestion du temps et de contrôle de la qualité des matériaux et de réalisation. Les constructions en charpente légère à base d'acier laminé à froid (Cold Formed Steel Structures) présente une alternative très prometteuse par rapport aux divers avantages qu'elle présente.

Les deux figures ci-dessous illustrent un exemple de structure réalisée complètement avec des profilés en acier galvanisé formés à froids, avant et après habillage extérieur.



a- Ossature d'une structure en acier laminé à froid



b- Structure en acier laminé à froid avec habillage en panneaux de bois

Les produits en acier formé à froid (PAF) sont obtenus en dépliant des plaques minces en acier à l'aide de machines appropriées dans une température ambiante afin d'obtenir un élément sous la forme désirée, qui peut supporter un chargement plus important que le poids propre de l'élément lui-même. Dans l'industrie automobile, l'aéronautique, l'électroménager, et d'autres applications domestiques ces produits sont largement utilisés.

En bâtiment depuis plus d'un siècle ces produits sont utilisés comme éléments secondaires tel que les couvertures de toitures, les bardages des pignons, armature des dalles, etc.

L'utilisation des profilés en charpente métallique à base d'acier laminé à froids dans la construction des ouvrages industriels et commerciaux a commencé à partir de la seconde moitié du siècle dernier aux USA, le CANADA, le Mexique l'Europe et au Japon.

Afin de s'assurer que tous les concepteurs et constructeurs en acier léger respectent les mêmes règles de réalisation et production normalisée, une norme américaine a été élaborée et développée pour la 1ère fois par l'institut américaine de sidérurgie (AISI) en 1946. Le premier cahier des charges du code AISI (*American Iron and Steel institut*) pour

les sections en acier formé à froid a été basé en grande partie sur les travaux de recherches fait sous l'égide du professeur *George Winter* de l'université de CORNELL.

Actuellement il existe plusieurs normes et code relatifs aux constructions en charpente métallique légère, tel que :

- La Norme AISI S100 -2007 pour les USA le CANADA et le Mexique ;
- La Norme Européenne Eurocode 3 partie 1-3 ;
- La Norme d'Australie / New Zélande AS/NZS 4600 ;
- La Norme Britannique BS 5950 partie 5 ;
- La Norme Canadienne CAN/CSA S136

En Algérie le code CCM97 n'est pas approprié pour ce type d'éléments, pour plusieurs raisons. D'abord, les sections formées à froid, étant plus mince que les sections laminées à chaud, ayant un comportement différent et différents modes de rupture. Les sections à parois minces sont caractérisées par des instabilités locales qui se manifestent de manière plus soudaine, et les vérifications sont ainsi plus sévères et diverses. L'analyse des structures en PAF est aussi différente car, le système structural d'une structure en PAF est composé de panneaux de contreventement (Shear Wall Panels « SWP »), des murs porteurs et des planchers. Alors que pour les structures en charpente conventionnelle, les poteaux-poutres, solives et les contreventements par X ou K sont les principaux éléments structuraux.

La modélisation par éléments finis des structures légères ne se base pas aussi sur des éléments simples mais de sous-assemblages composés de plusieurs éléments (montants, traverses, panneau de contreventement et vis de fixations), Ce qui rend difficile la simplification du mur par un élément plaque équivalent pour raison d'anisotropie du système.

Des recherches à l'heure actuelle impliquant des universités et instituts essentiellement nord-américains, japonaise et européennes, sont menées dans le domaine de l'analyse des performances des structures en acier léger et notamment des contreventements sous sollicitation sismique.

L'objectif de ce travail, consiste à développer une technique de modélisation qui permet d'analyser une structure contreventée par des panneaux constitués en acier laminé à froid en utilisant un logiciel de calcul par éléments finis comme le SAP2000. Il s'agit donc de développer des méthodes simplifiées de calcul des propriétés équivalentes des murs de contreventement qui pourrait être utilisée par les ingénieurs dans l'analyse et le

dimensionnement des structures en PAF. L'étude est étendue aux caractéristiques post-élastiques des panneaux de contreventement afin de simuler les formes des boucles hystérésis qui en résultent sous les sollicitations cycliques et dynamiques.

Ainsi, ce mémoire est structuré en cinq chapitres principaux :

Dans le **1^{er} chapitre**, on définit les principes de construction de structure en charpente légère, les profilés utilisés ainsi que les différents composants d'une structure.

Le **2^{ème} chapitre** présente le concept de dimensionnement et de calcul des profilés laminés à froid sous l'effet des charges et surcharges.

Dans le **3^{ème} chapitre**, on étudie le principe de contreventements des structures légères, leurs comportements sous charge horizontale, les modes de ruptures ainsi que les résultats des tests sur les murs de contreventements (littérature sur les travaux de recherches réalisés).

Le **4^{ème} chapitre** est consacré à la détermination et l'estimation de la rigidité latérale équivalente des murs de contreventement par les méthodes analytiques et empiriques.

Le **5^{ème} chapitre**, présente une technique de modélisation qui permet d'analyser ce type de structure en utilisant un logiciel en EF comme le SAP2000. Des exemples d'analyse sous des chargements quasi-statique et sismiques sont effectués en utilisant la méthode dynamique non linéaire.

Enfin, les principaux résultats obtenus sont récapitulés dans une conclusion avec des perspectives au présent travail. Les outils de calcul qui ont été développés et programmés sur le logiciel Excel sont donnés en annexe.

CHAPITRE 1

PRINCIPES DE CONCEPTION DES STRUCTURES EN EN PROFILES D'ACIER FORMES A FROID (PAF)

1.1. Système de base des structures en PAF :

Il existe trois (03) systèmes de base de constructions en charpente légère (light-gauge steel) :

- constructions modulaires
- constructions semi-préfabriquées par panneaux
- constructions assemblées sur site.

Constructions modulaires : il s'agit des constructions simples modulaires, généralement réalisées en série à l'atelier pour une occupation directe, à l'exemple des chalets, les modules de chambres d'hôtels, bases de vis de chantiers.

Constructions semi-préfabriquées par panneaux : les murs et planchers sont préfabriqués à l'atelier et transportés au chantier pour être assemblés sur site du projet. Les murs et planchers sont fixés les uns aux autres en fonction de la géométrie de la structure au moyen de vis de fixations et/ou de soudure, ainsi qu'aux fondations par les éléments d'encrages.

Cette technique est très pratique pour les structures en PAF particulièrement lorsque les dimensions des panneaux de murs et planchers sont répétitives et ne présentent pas de difficulté importante de transport au site du projet.

Ce type de construction permet un contrôle strict de la qualité et des dimensions des panneaux et un gain considérable en temps de réalisation.

Les travaux sur site du projet se limitent aux fixations des panneaux ainsi que la réalisation des fondations et autres lots de parachèvements (corps d'état secondaires, mousse isolante, VRD,).

Constructions assemblées sur site : la méthode de réalisation de ces types de structures est similaire à celle des constructions en bois. Les montants et les traverses sont substitués par des profilés en acier laminé à froid.

Cette technique de réalisation est très répandue en Amérique du nord pour les maisons individuelles, écoles primaires et autres établissements. Les éléments structuraux sont coupés et formatés au sein du projet à l'aide d'une machine appropriée.

La technique permet une grande flexibilité et optimisation des éléments en fonction des conditions du projet.

Les matériaux peuvent être transportés sur site du projet en grandes quantités, et on évite aussi des éventuelles déformations des panneaux préfabriqués lors du stockage et transport.

1.2. Caractéristiques mécaniques de l'acier formé à froid :

Les aciers utilisés en charpente légère sont obtenus sous leurs formes de base en tôles ou aciers plats galvanisés. La galvanisation de l'acier est une solution idéale pour une meilleure protection contre la corrosion ainsi que pour éliminer le supplément de coût de la peinture anticorrosion.

La galvanisation des tôles est obtenue par l'immersion du matériau dans un bain d'alliage de zinc et d'aluminium en pourcentage variable dans un milieu chaud en continu.

Le type de galvanisation nécessaire pour l'acier est fixé par les normes en fonction de l'importance de la structure et l'agressivité du milieu extérieur.

L'élément en tôle d'acier galvanisé est découpé puis laminé à froid à l'aide d'une machine adéquate dans une température ambiante de 20 à 30°C (Figure 1.1).

L'épaisseur de la plaque d'acier est relativement mince, elle est comprise généralement entre 0.4 mm (0.0149 in) et 6.4mm (1/4 in). Le code américain AISI permet le calcul jusqu'à une épaisseur de 25.4mm (1.0 in).



Figure 1.1 : Fabrication des Profilés à base de plat d'acier galvanisé de faible épaisseur.

Lors du profilage à froid, on profite d'une des propriétés les plus importantes de l'acier : la ductilité. Celle-ci permet au matériau de subir des déformations plastiques importantes au cours du processus de fabrication puis, au terme de celui-ci, de conserver des déformations permanentes, sans que la structure interne du matériau soit significativement altérée.

Le matériau acier utiliser doit être ductile et répondant aux normes de construction en charpente métallique. En défini les valeurs suivantes pour l'identification du matériau :

- Sa limite élastique f_y
- Sa limite ultime f_u
- Le rapport f_u/f_y
- L'allongement ultime ε_u

La contrainte limite d'élasticité utilisée généralement pour les aciers laminés à froid f_y est comprise entre 230 à 345 MPa. Pour que le matériau de construction soit ductile on exige

à ce que le rapport $f_u/f_y \geq 1.20$.

L'écroutissage de l'acier après formatage fait augmenter sa limite élastique au droit du pliage de la tôle, (Figure 1.2),

Néanmoins selon l'EC 3-1 [1] et le code américain AISI (2007) [2], la limite d'élasticité augmentée par le formatage à froid doit être prise en compte uniquement de la façon suivante :

- Pour les barres soumises à une charge axiale et dont l'aire efficace de la section transversale A_{eff} est égale à l'aire brute A_g .
- Le calcul de résistance de la section transversale d'une barre tendue soumise à une charge axiale.

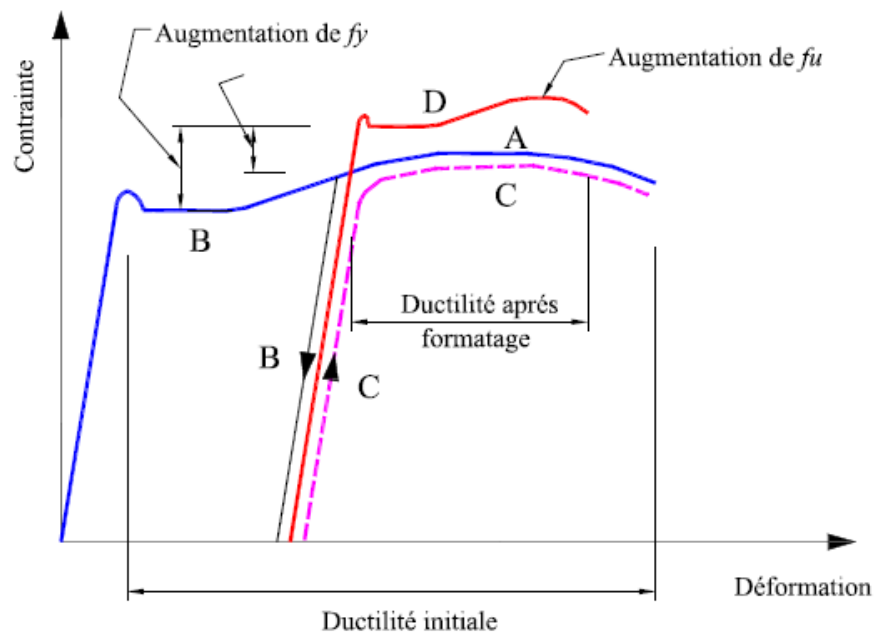


Figure 1.2 : Courbe Effort – Déformation de l'acier de faible épaisseur, avant et après formatage

Les autres caractéristiques mécaniques des plats d'acier pour formatage 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.

1.3. Formes géométriques standardisées en PAF :

Les plats d'acier galvanisés, ont une épaisseur mince, permettent ainsi une grande flexibilité de formatage pour obtenir l'élément de structure désirer en fonction des efforts appliqués.

Il existe plusieurs formes adaptées aux conditions de chargement. Des profils typiques ouverts simples, ouverts reconstitués, fermés reconstitués, barres comprimées, barres tendues, poutres fléchies et plaques nervurées (Figure 1.3).

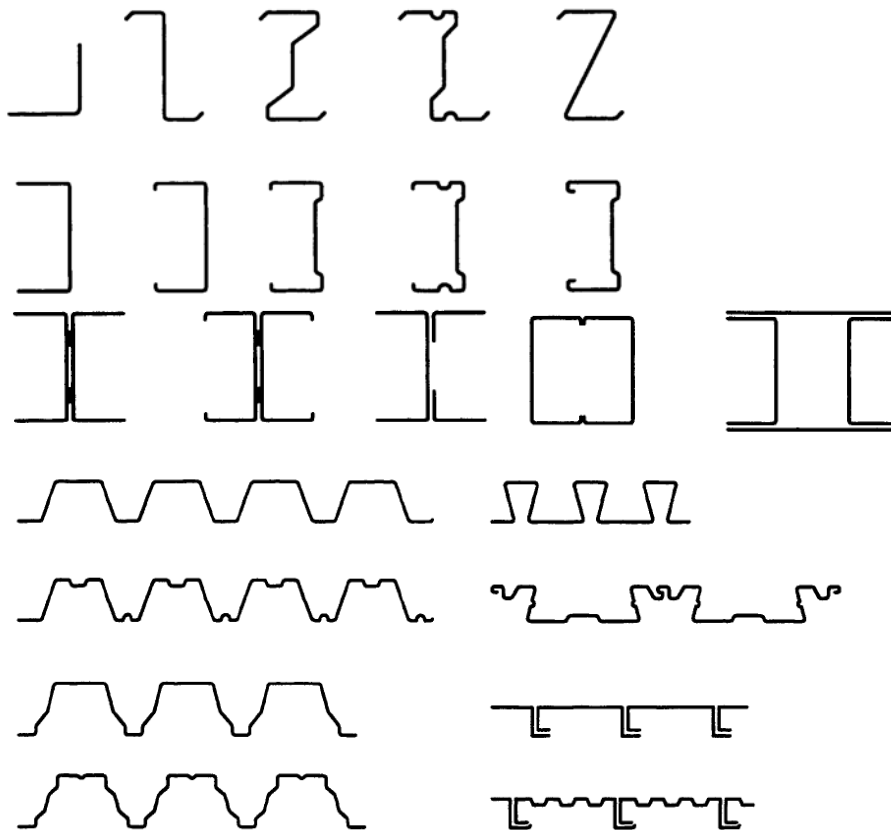
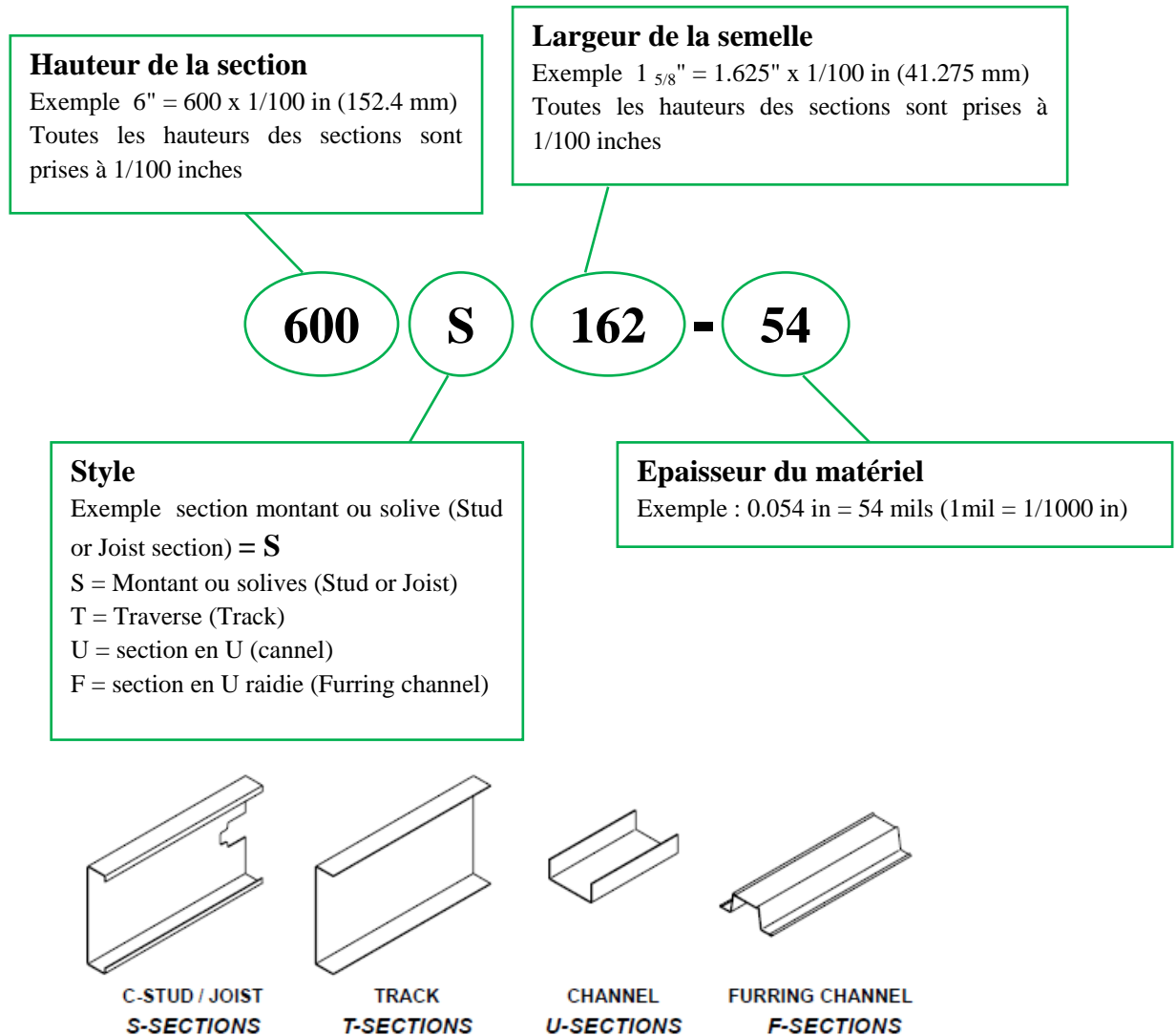


Figure 1.3 : Différentes formes des profils formés à froids en fonction des conditions d'utilisation.

Le système d'identification des sections en acier laminé à froids fus développé en 1996 par l'AISI, dans le but de normaliser l'utilisation de ces profiles.

L'identification de la section est basée sur la forme et l'épaisseur du matériau acier. Elle désigne quatre (04) paramètres, la première valeur désigne la hauteur de l'âme, la seconde représente le type de section, la troisième valeur désigne la largeur de la semelle et la dernière représente l'épaisseur de base du métal comme indiqué dans l'exemple suivant :



Tous les éléments solives et montant sont vérifiés en considérons la présence des ouvertures de réservations au niveau des leurs âme conformément aux dispositions constructives prévus par les codes de calcul, les spécifications AISI 2007 donnent les dimensions maximales de trous de réservations ainsi que l'espacement minimal entre ces ouvertures.

1.4. Composantes d'une structure en PAF

Le concept et la réalisation des structures en PAF est semblable à celui des structures en bois, les éléments structuraux de bois sont remplacés par des profilés en acier laminé à froid.

Ces profilés sont dimensionnés et optimisés en fonction des sollicitations de calcul. Un exemple typique des différents composants d'une structure en PAF est représenté dans la (Figure 1.4), NASFA 2000 (North American Steel Framing Alliance) [3].

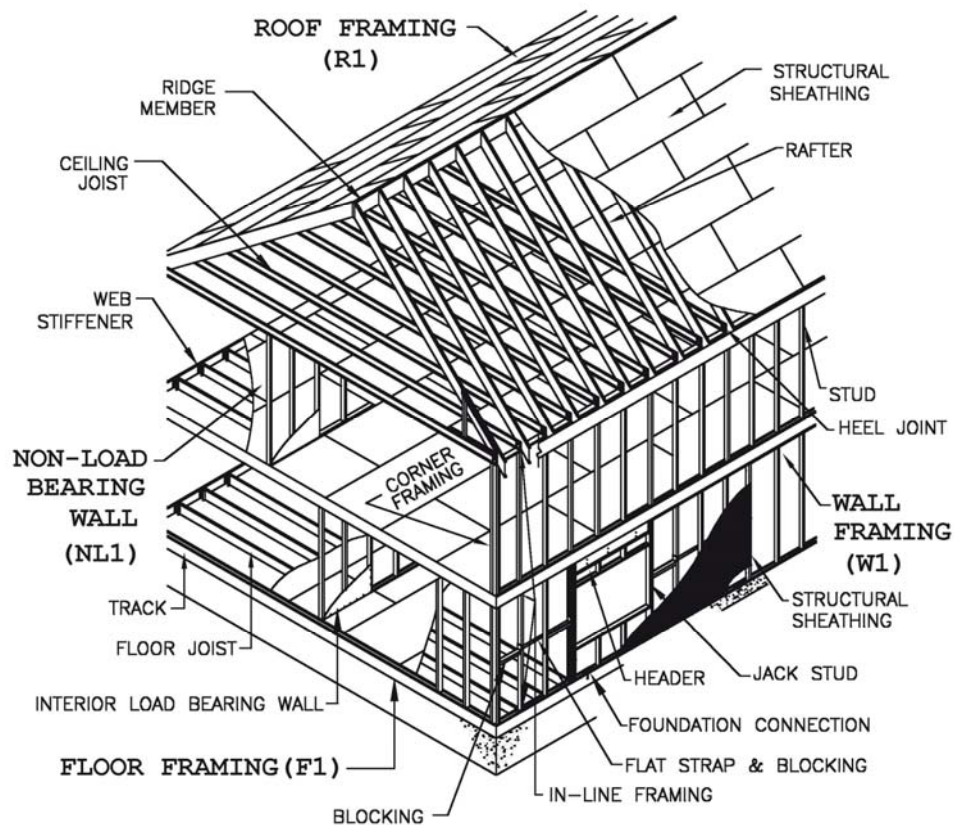


Figure 1.4 : Différentes composante d'une structure en charpente à base d'acier laminé à froid NASFA (2000) (North American Steel Framing Alliance).

L'ossature d'une structure métallique en PAF est composée d'un assemblage de panneaux de murs porteurs et planchers, stabilisé par un système de contreventement. Ces éléments sont fabriqués à partir de profilés laminés à froid. Ils sont assemblés le plus fréquemment par des vis auto-perceuses, rivets ou par soudage en atelier et rendus solidaires sur site au moyen d'assemblages par vis de fixation.

Les structures en PAF sont implantées sur des plates formes de béton armé sur fondations superficielles.

Les murs porteurs superposés sont ancrés aux fondations aux moyens d'éléments d'encrages (boulons et tiges d'encrage).

Les planchers sont réalisés en panneaux assemblés de plusieurs éléments structuraux, pour supporter des charges verticales (permanentes surcharges d'exploitations), ainsi que pour assurer une meilleure isolation thermique et phonique. Une mousse isolante est injectée entre les solives après installation des équipements et le faux plafond.

Généralement les planchers sont composés de solives disposées en module pour coïncider avec les montants des murs porteur (la charge verticale revenant à la solive est transmise axialement au montant correspondant du mur porteur en élévation) (Figure 1.5) (NASFA 2000).

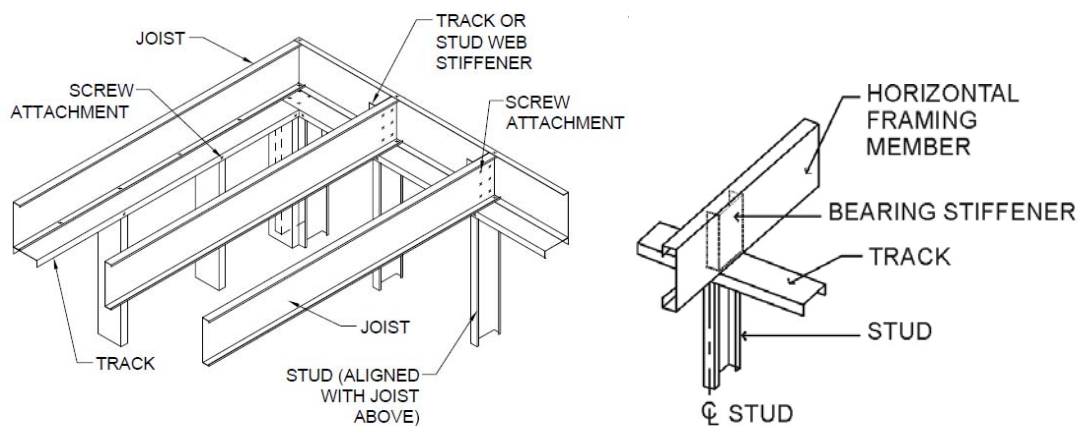


Figure 1.5 : Disposition des solives de planchers sur les montants des murs porteurs en PAF NASFA (2000).

Le tablier (deck) est constitué de tôle nervurée ou plaque de bois structural (plaque de contreplaqué multiple « Plywood » ou panneau de lamelles orientées « Oriented Strand Board OSB ») fixé perpendiculairement aux solives (figure 1.6).

La rigidité des planchers dans leurs plans (plan horizontal) est assurée par l'introduction des maintiens latéraux (blocage) constitués de profilé ayant la même section que les solives, ou bien par des contreventements en X avec des plats en acier.

Les charges horizontales sollicitant la structure sont transmises par les planchers aux éléments de contreventements.

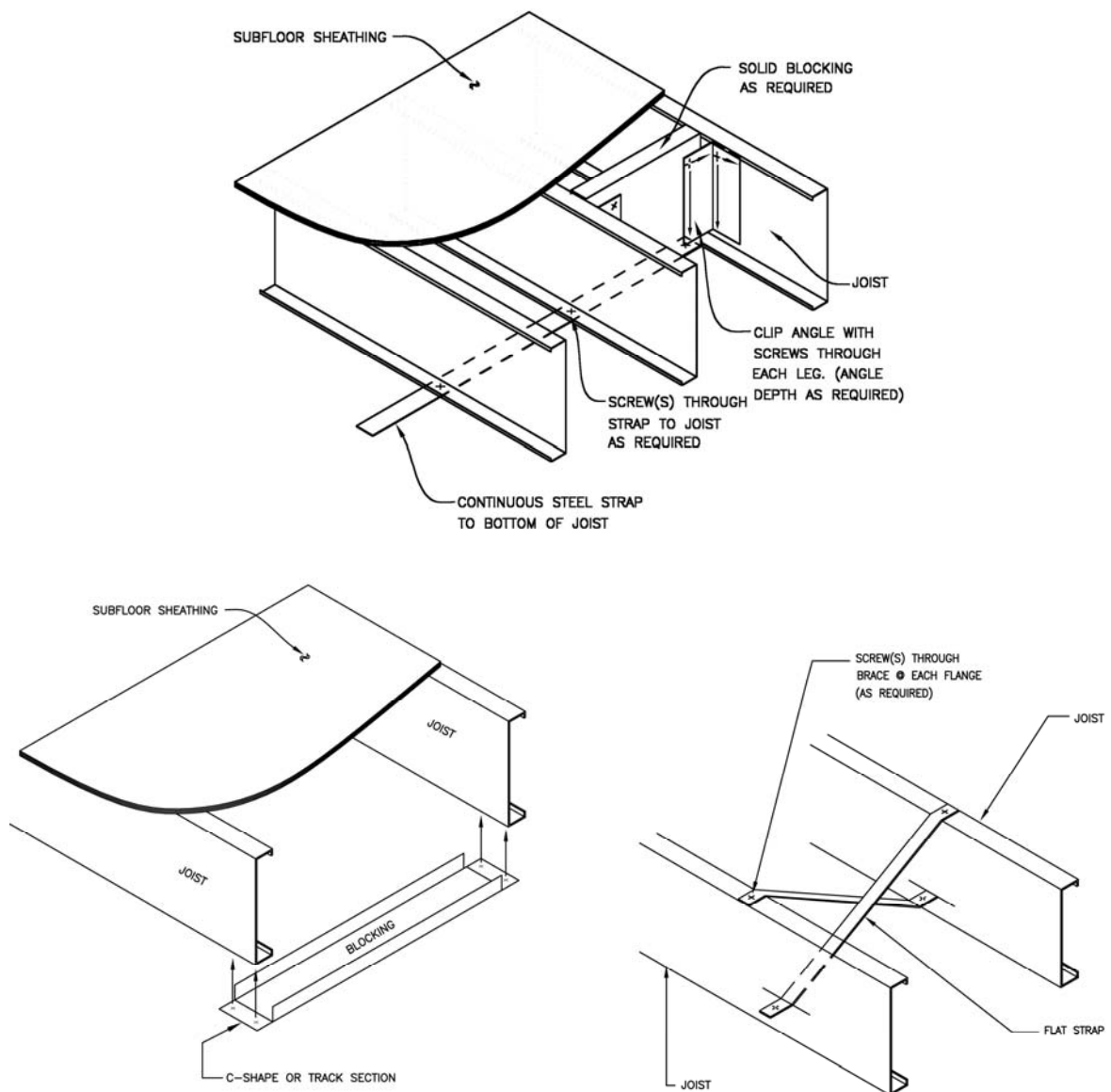


Figure 1.6 : Rigidity des planchers en PAF par introduction de contreventement des solives sous plusieurs configurations. NASFA (2000).

Les éléments structuraux primaires des structures en PAF sont les murs porteurs. Ces murs sont composés de montants en profilés de section simple en C, ou composée en double C dos-à-dos et fermés en haut et en bas par des traverses de section en U.

Les montants sont espacés de 30.5 cm à 61 cm entre axes au maximum, chaque montant supporte les charges transmises axialement par la solive associée et celui du montant en dessus directement (Figure 1.7).

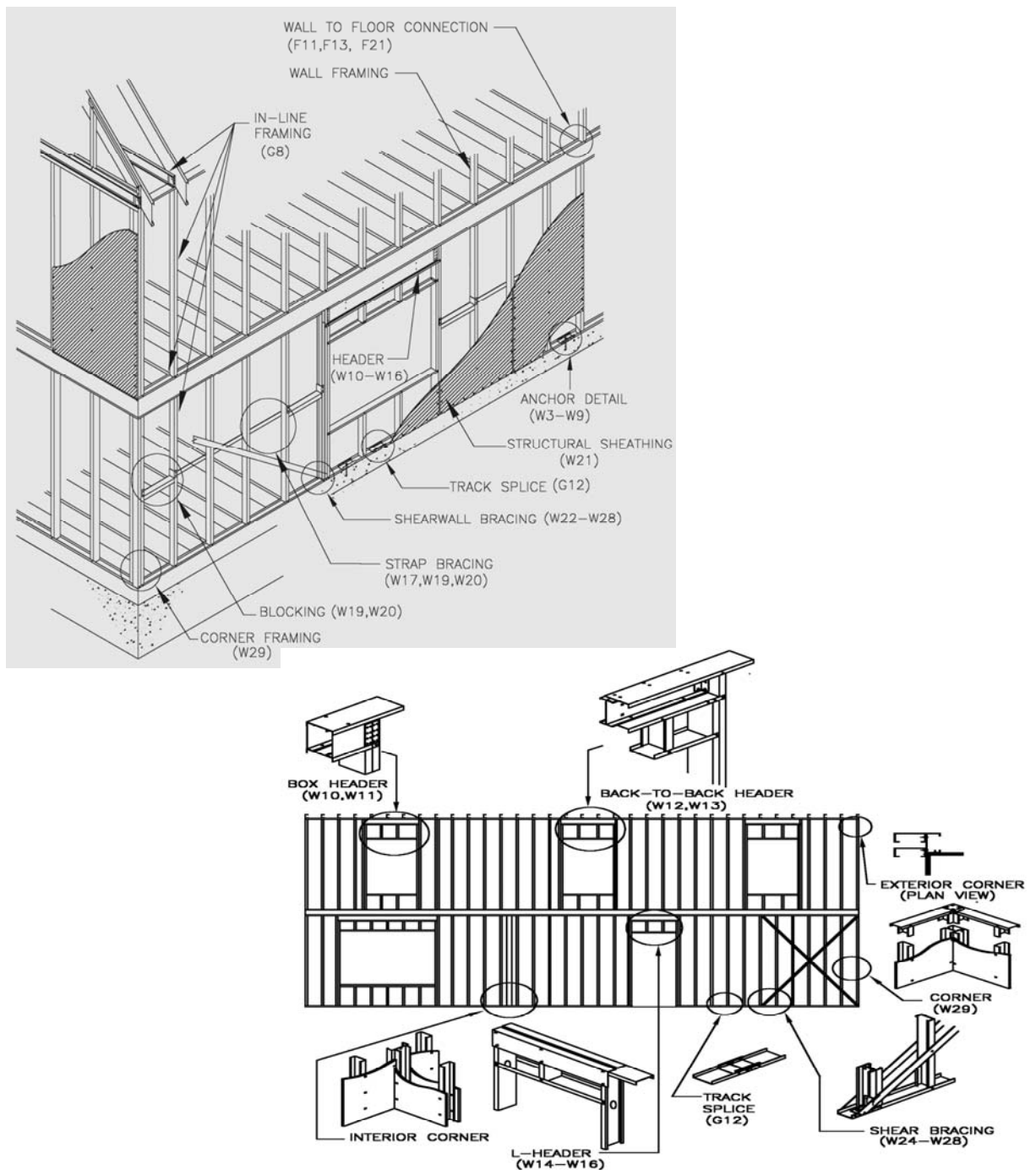


Figure 1.7: Exemple de mur porteur et non porteur type des structures en PAF. NASFA (2000).

Les instabilités de forme locales ou globales se manifestent de manière plus soudaine dans les éléments en charpente à base d'acier laminé à froid.

L'élanement géométrique pour telles sections est très important, c'est la raison pour laquelle beaucoup de vérification et dispositions constructives sont nécessaires pour éliminer toute forme de rupture fragile de l'élément structural.

On dispose généralement en fonction des conditions de calcul et vérifications un maintiens latéral à mi-hauteur ou deux maintiens chaque 1/3 de la hauteur dans le plan faible des montants pour limiter leurs flambements ainsi que la torsion autour de l'axe vertical. (Figure 1.8).

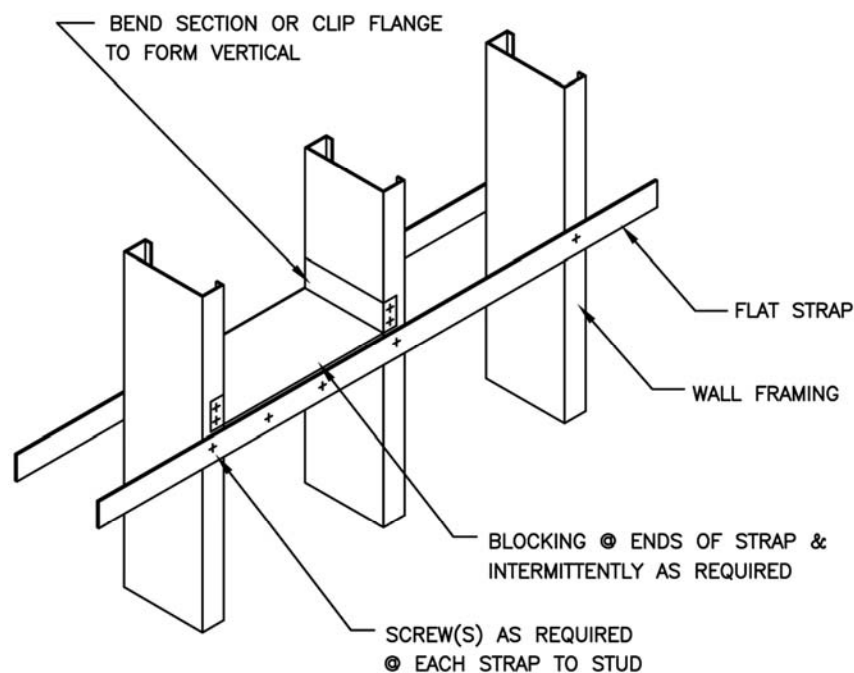


Figure 1.8 : Réduction de la longueur de flambement des montants des murs par introduction des plats d'acier sur la hauteur du montant. NASFA (2000).

Les éléments solives et montant comportent en général des réservations de forme ovales ou losanges au niveau des leurs âme conformément aux dispositions constructives prévus par les codes et règlements de calcul. Ces ouvertures permettent l'installation et l'acheminement des câbles d'électricité et tuyauterie de plomberie et de chauffage.

(Figure 1.9).



Figure 1.9 : Réserve dans les solives pour le passage des gaines et tuyauterie.

Les panneaux de murs sont revêtus sur les deux faces par des plaques de magnésium (Magboard) ou de Placoplatre, ou bien aussi pour les panneaux de contreventement par des plaques de bois structural (OSB ou PLYWOOD) ou tôle ondulée.

Une mousse isolante thermique et phonique est injectée entre les deux plaques après le passage des câbles et tuyauterie des travaux de parachèvement (Figure 1.10).



Figure 1.10 : Introduction des la mousse isolante entre les panneaux de murs et plancher pour l'isolation thermique et phonique.

1.5. Avantages et limitations

Par rapport à d'autres types de constructions traditionnelles telles que les structures en béton, en bois ou charpente métallique classique, les structures en charpente métallique à base d'acier laminé à froid présentent beaucoup d'avantages.

Les plus importants des ces avantages sont :

- *facilité de réalisation de formes géométriques optimales* par rapport aux exigences mécaniques et fonctionnelles ;
- *Les grande performances structurales* : Les profilés d'acier formés à froid offre une grande capacité de résistance par rapport au poids propre du profilé lui-même. Les éléments en PAF permet d'affranchir des grandes portée comparées à d'autre élément en bois.
- *Poids léger des éléments structuraux* : ce qui réduit considérablement le poids de la structure et par conséquent les forces d'inerties en cas de séisme, ainsi que le coût de la réalisation et le dimensionnement des fondations.
- *Industrialisation totale* : Un gain de temps considérable dans la réalisation, il est possible de préfabriqué intégralement des structures en atelier, avec une grande précision et rapidité, le montage sur site, par vis autoporteuses, rivet ou soudure est de grande simplicité.
- *durabilité (résistance à la corrosion)*, grâce à la protection systématique efficace (zinc, pré-laquage, revêtement plastique) appliquée dans l'usine sur le matériau de base ;
- *La tenue au séisme est bonne* : du fait que de la ductilité de l'acier et la légèreté de la structure.
- *Durabilité de la construction et les matériaux utilisés sont recyclables.*
- *Confort d'utilisation et polyvalence architecturale*: Les structures en PAF permettent un large choix de conception architecturale. Ils assurent aussi un bon confort d'utilisation et un traitement de façade combiné avec les matériaux traditionnels.

Quand aux inconvénients des produits formés à froid, ils résultent essentiellement de leurs particularités dont il y a lieu de tenir compte. Il s'agit des propriétés mécaniques des sections à parois minces, ainsi que des conditions à respecter lors du transport, stockage et manipulation au montage, étant donné que ces produits sont plus sensibles à des endommagements et altérations du fait de leur faible épaisseur et d'une certaine sensibilité des revêtements.

On peut citer aussi :

- *Limitation en élévation* : le code américain AISI S213 -07 [2], limite la hauteur d'une structure en PAF à 20m en zone sismique pour un contreventement par plaque de bois structural, et à 15 m pour les autres contreventements. L'augmentation en effet des efforts latéraux et de compression mène à des fortes sections de montants des murs porteurs, ce qui rend la structure non économique.
- *Dispositions constructives et plans graphique important.*

1.6. Conclusion :

L'utilisation des profilés métalliques laminés à froid comme éléments structuraux dans la construction a connu un essor remarquable durant les cinq dernières décennies dans plusieurs pays à travers le monde. Les codes de calcul et de conception de ce type de structures existent et sont très développés. Les différents problèmes associés aux éléments minces comme l'instabilité ont été surmontés par l'utilisation des éléments composés en panneaux. Les avantages que présente ce procédé de construction sont multiples et résident essentiellement dans l'aisance d'investissement pour la fabrication des éléments, la rapidité d'exécution et la qualité des composants préfabriqués en usine.

L'utilisation de ce type de structure en Algérie surtout en cas de catastrophe naturelle tel qu'a connu notre pays dans la dernière décennie permet aux autorités publiques de répondre à des besoins en équipements scolaires, hospitalières et logements dans des délais records, et pour une solution de durabilité importante.

CHAPITRE 2

CALCUL ET DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS EN PAF

2.1. Introduction :

Deux grandes catégories de phénomènes peuvent se produire dans une structure en acier :

- *L'épuisement de la résistance d'une section par plastification;*
- *L'instabilité locale ou globale des éléments ou de la structure.*

Les règles de calcul permettent d'envisager séparément ces différents états limites ultimes, avec des modèles de calcul et des coefficients de sécurité adaptés à chacun.

L'acier est un matériau ductile, dont une conséquence est que le dépassement de résistance en section est un phénomène progressif, pour lequel on peut dire que la structure prévient. Il s'agit donc de vérifier que les contraintes et les déformations restent en deçà des limites admissibles.

Par contre, les instabilités locales ou globales des zones comprimées des pièces se manifestent de manière plus soudaine, c'est pourquoi les vérifications sont plus sévères.

Deux aspects de comportement conduisent à la qualification d'un élément structural dit « mince » :

- sous l'effet de la compression : l'élément est considéré « à parois minces », lorsque, sous l'effet de la compression, certaines de ses parties sont susceptibles d'instabilités locales avant que la limite d'élasticité ne soit atteinte. De telles instabilités sont notamment le voilement de paroi, l'instabilité par distorsion de la section (flambement des raidisseurs) et l'écrasement local sur appuis ;
- sous l'effet de la torsion : l'élément est considéré « à parois minces », lorsque, sous l'effet de la seule torsion, les contraintes normales créées par celle-ci dans la section ne sont plus négligeables. Cette situation se rencontre pour une charge appliquée en dehors du centre de cisaillement.

Les éléments à parois minces sollicités donc par des contraintes normales de compression ou des contraintes tangentielles sont sujets au voilement local ou torsion. Etant donné que leur élancement géométrique est en général assez grand, la contrainte critique de voilement est relativement basse.

Il est nécessaire d'utiliser la résistance post-critique de l'élément comprimé ou cisailé. Ceci peut être fait en utilisant les caractéristiques de section transversale efficace, calculée sur la base des largeurs efficaces des parois qui sont exposées au voilement local.

2.2. Élément à parois mince comprimées :

L'élément comprimé, poteau ou poutre est sujet au voilement local élastique ou post-élastique, qui est fonction aux conditions des contraintes aux limites et le type d'élément comprimé (raidi ou non raidi) (Figure 2.1)

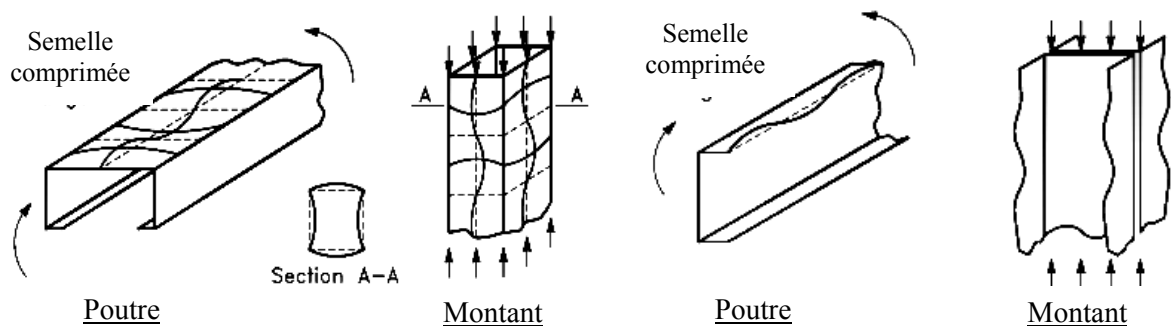


Figure 2.1 : Voilement local d'une paroi mince comprimée

On définit la contrainte critique élastique de flambement d'une paroi mince (Figure 2.2) sous contrainte normale de compression par la formule suivante :

$$f_{cr} = K \cdot \frac{\pi^2 E}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot (w/t)^2} \quad (1)$$

Où K est un coefficient de voilement défini en fonction des conditions de sollicitations aux limites donné dans le tableau ci-dessous (pour les cas général).

$\mu = 0,3$: Coefficient de poisson

w : Largeur de la paroi calculée (paroi comprimée)

E : Module d'élasticité

t : Epaisseur de l'élément

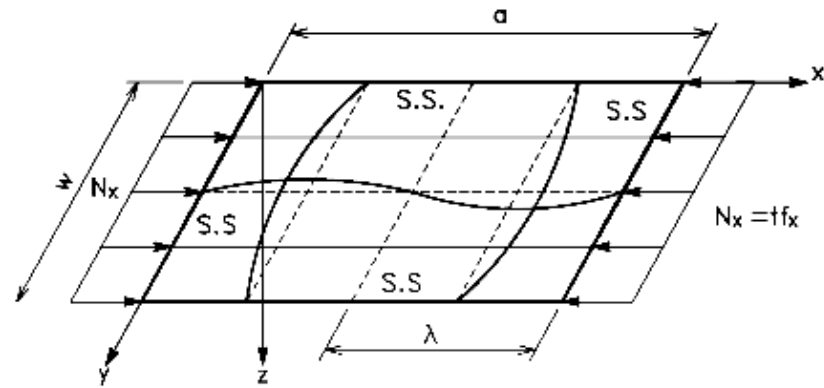


Figure 2.2 : Effet du voilement local dans paroi mince comprimée

Tableau 2.1 : Condition aux limites dans paroi mince comprimée [4]

Case	Condition aux limites	Type de contrainte	Valeur de K
1		Compression	4.0
2		Compression	0.425
3		Cisaillement	5.34
4		Flexion	23.9

Les effets du voilement local doivent être pris en compte pour la détermination de la résistance et de la rigidité des profilés et plaques formées à froid. Ceci peut être fait en utilisant les caractéristiques de section transversale efficace, calculées sur la base des largeurs efficaces des parois qui sont exposées au voilement local (Figure 2.3).

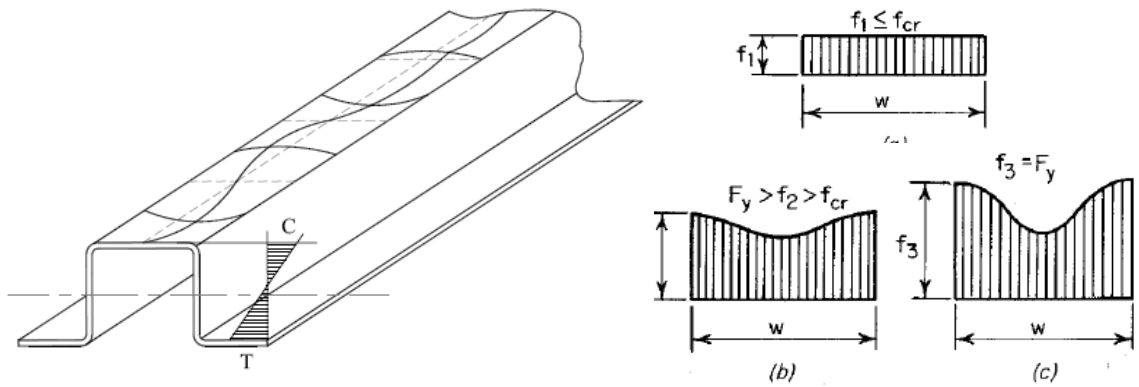


Figure 2.3 : Etat de contraintes et effet du voilement local dans paroi mince comprimée

Le concept de la longueur effective fut introduit par Von Karman et al. en 1932. Il s'agit d'une approche sur la répartition des contraintes dans les parois sollicitées en compression. Dans cette approche il est supposé que la charge totale est reprise par une largeur efficace fictive b soumise à des contraintes uniformes égales la valeur de la contrainte aux bords de la paroi comme indiqué dans la (Figure 2.4).

Du fait que la répartition des contraintes est non-uniforme sur toute la largeur de la paroi comprimée w .

La largeur efficace b est la somme des deux parties limitant l'équivalent parabole rectangle d'intensité f_{\max} .

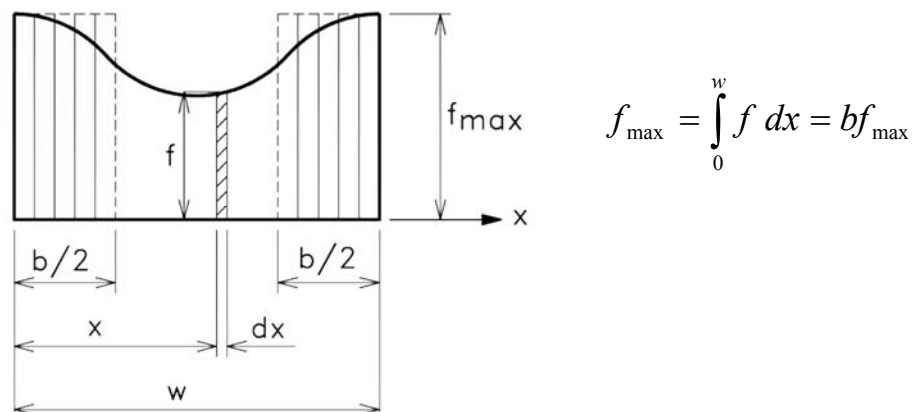


Figure 2.4 : Largeur efficace d'une paroi mince comprimée

Le code américain AISI définit la largeur efficace b en fonction de la valeur de l'élanement géométrique λ .

$$b = w \quad \text{si} \quad \lambda \leq 0.673$$

$$\text{et} \quad b = \rho w \quad \text{si} \quad \lambda > 0.673$$

ρ : coefficient de réduction de la largeur de paroi $\rho \leq 1$

$$\rho = \left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right) / \lambda \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt{f / f_{cr}} \quad f_{cr} = K \cdot \frac{\pi^2 E}{12 \cdot (1 - \mu^2) (w/t)^2}$$

La relation entre l'élanement géométrique λ et le facteur de réduction ρ peut s'exprimer par le graphe suivant (Figure 2.5):

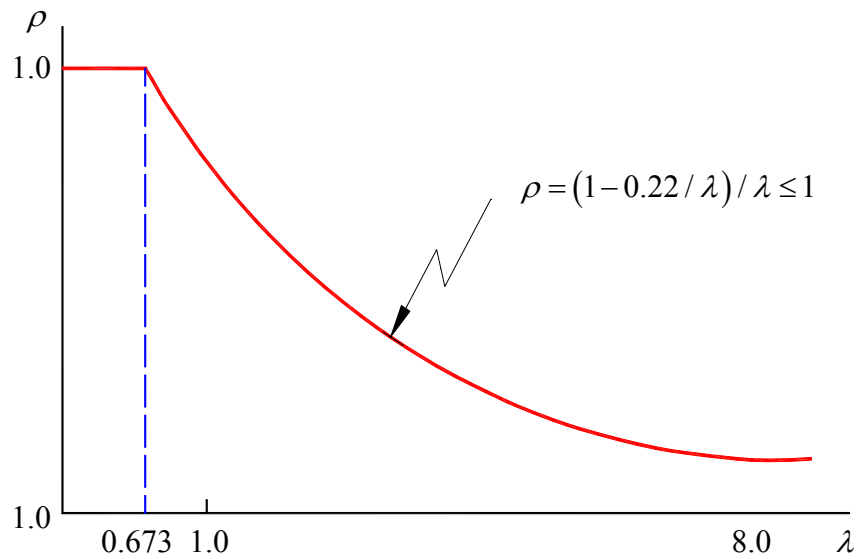


Figure 2.5 : Facteur de réduction ρ de la section en fonction de l'élanement géométrique λ

L'effet du voilement local sur un profilé laminé à froid peut être représenté par les deux cas suivant (figure 2.6) : Poteau comprimé, Poutre fléchie

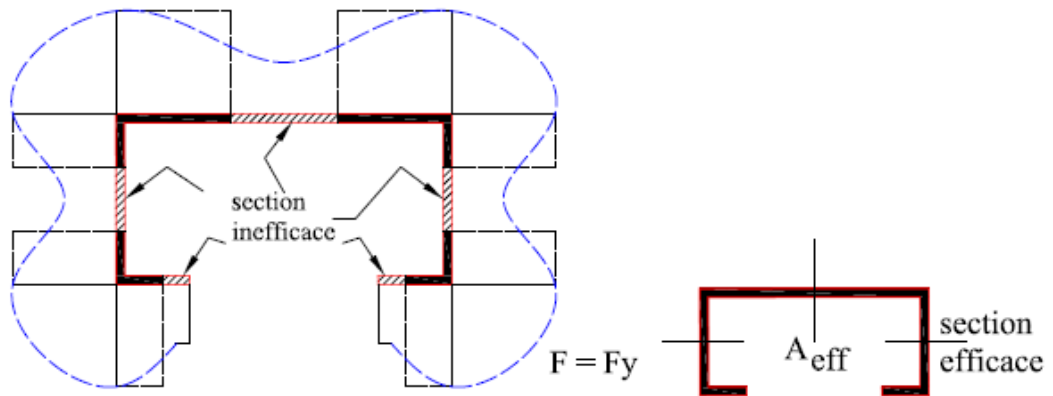


Figure 2.6 : Section efficace d'un élément comprimé.

Solives de planchers et montants des murs

D'une manière générale, il convient d'abord, lors de la conception d'un ouvrage en produits formés à froid, d'observer l'ensemble des informations données précédemment, que l'on peut résumer ainsi :

Dans le calcul, on prend en compte les phénomènes suivants :

- Torsion ;
- Voilement local ;
- Déformabilité transversale des sections ;
- Résistance des âmes sous des charges concentrées ;

Les solives de planchers et montants des murs sont les éléments porteurs des charges surfaciques et verticales respectivement, elles sont constituées en général par des sections C raidies (stud).

Plusieurs vérifications sont nécessaires lors du calcul et dimensionnement de ce type d'élément, notamment les vérifications d'instabilité (voilement local, flambement, diversement, rotation,).

On peut a priori utilisé l'un des codes reconnu tel que le code américain AISI ou l'Euro Code 3-1,

Ces codes sont parmi les règlements les plus utilisés pour les vérifications de ces diverses formes d'instabilité locales ou globales, de résistance et de serviabilité des structures en acier léger.

Nous citons dans ce chapitre une brève description des différents paramètres à vérifier lors du dimensionnement, listé dans le tableau ci-dessous :

Tableau tiré de manuel de calcul : (AISI STANDARD Commentary on the Standard for Cold-Formed Steel Framing – Prescriptive Method for One and Two Family Dwellings, 2001 Edition with 2004 Supplement) [5].

Type d'élément	Flexion	Effort tranchant	Voilement de l'âme	Interaction moment-effort tranchant	Effort axial	Interaction moment - effort axial	flèche
Solive	✓	✓	✓	✓			✓
montant	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

Toutes les extrémités des solives au niveau des appuis, sont disposées de raidisseur d'âme pour opposé au voilement local de l'âme sous l'effet de concentration des forces.

Des logiciels de vérification et de calcul des éléments en acier formé à froid ont été développés pour faciliter le calcul et vérification aux ingénieurs pour ce type de section.

On peut citer ici le logiciel AISIWIN V.8 (Devco Software), CFS Version 6.0 (Cold Formed Steel design), ainsi que des guides de dimensionnement et de design tel que le AISI CFS Design Manual 2002, 2007 et le design guide of CFS AISI D110-07 December 2007.

On peut citer aussi les catalogues de différents types de profilés laminés à froid comme le SSMA, (The Steel Stud Manufacturers Association (SSMA)), catalogue ClarkWestern (ClarkWestern Building Systems).

2.3. Conclusion :

Le calcul et dimensionnement des éléments en acier formé à froid nécessite beaucoup de compréhension des phénomènes d'instabilités dans ces éléments en sollicitation normale de compression ; mais désormais grâce aux logiciels de calcul développés, et les guides de dimensionnement, les ingénieurs concepteurs peuvent dimensionner aisément les éléments en acier léger en fonction de la sollicitation de calcul.

CHAPITRE 3

CONTREVENTEMENT DES STRUCTURES EN PAF

3.1. Introduction :

Le système structural des bâtiments en charpente à base d'acier laminé à froid (PAF, Cold Formed Steel), est différent que celui réalisé en charpente conventionnelle en acier laminé à chaud.

Les éléments structuraux composant une structure en PAF sont les panneaux de contreventements (Shear Wall Panels « SWP »), les murs porteurs et les planchers.

Pour les structures en charpente à base d'acier laminé à chaud, les poteaux-poutres, solives et les contreventements par X ou K sont les principaux éléments structuraux.

La stabilité et l'intégrité d'une structure en charpente d'acier laminé à froid est assurée par les panneaux de contreventements « SWP » qui résistent dans leurs plan aux forces horizontales dues au vent ou au séisme, ainsi qu'aux efforts verticales dus a leurs poids propre et celui transmis par les planchers en dessus.

Le comportement des SWP sous séisme n'est pas complètement défini, car plusieurs paramètres interviennent dans la réponse du système en sollicitation dynamique.

Ces dernières années, des efforts importants de recherche pour clarifier certains aspects, notamment la détermination de la capacité portante, la rigidité et la ductilité de ces panneaux de contreventement en PAF.

Aux USA, au CANADA mais aussi au JAPON et en EUROPE des chercheurs ont effectués des essais sur des spécimens de panneaux de contreventement, sous excitation dynamique et forces monotonique, pour établir un guide de calcul et dimensionnement.

Le calcul et dimensionnement des SWP dans une structure, sous sollicitation sismique est basé sur un calcul statique équivalent, dont les forces sismiques sont remplacées par un système de forces statiques horizontales équivalentes, appliquées successivement suivant les deux directions principaux du plan horizontale de la structure, et seul le 1^{er} mode de vibration de la structure selon la direction de calcul est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

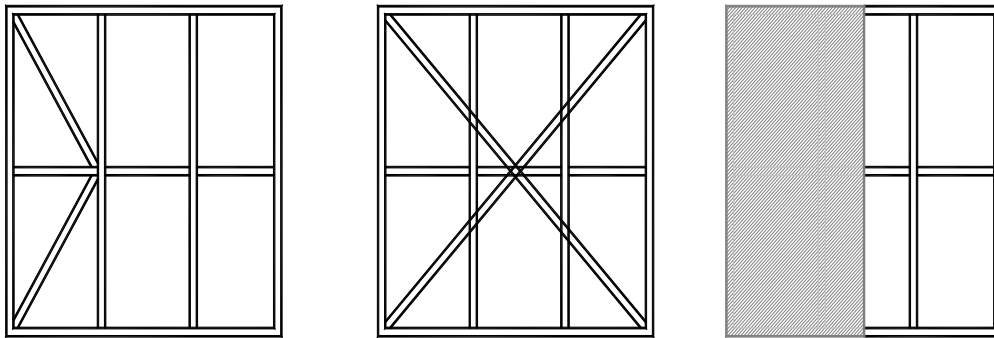
3.2. Composition des murs en PAF :

Les murs en PAF ont principalement trois (03) possibilités de fonctions : panneau de contreventement (SWP), mur porteur (load bearing wall) ou mur cloison de séparation.

La fonction primaire des murs en PAF est de reprendre les charges verticales venant des planchers par l'intermédiaire des solives, ainsi que leurs poids propres et celui des équipements installés.

Les murs extérieurs résistent aux charges gravitaires et à la pression horizontale du vent, ces sollicitations seront transmises aux diaphragmes ou/et aux fondations.

Par l'addition de diagonales (X ou K) ou de panneau structural de bois ou plaque nervurée d'acier galvanisé, le mur porteur est transformé en panneau de contreventement « SWP » comme indiqué dans la (Figure 3.1).



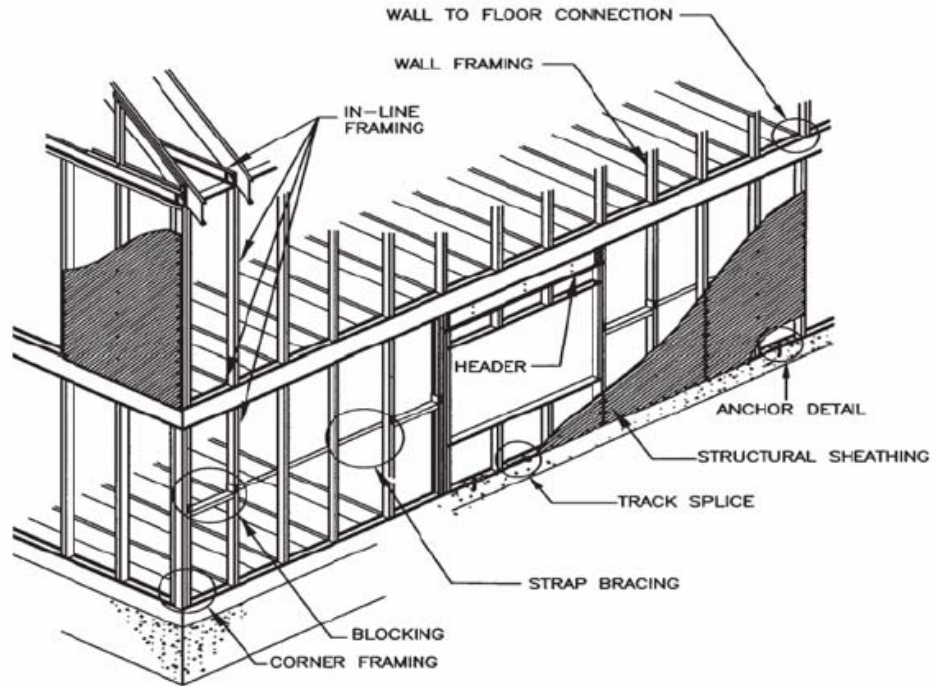
a- Contreventement par K b- Contreventement par X c- Contreventement par Panneau

Figure 3.1 : Différents types de contreventement pour une structure en PAF

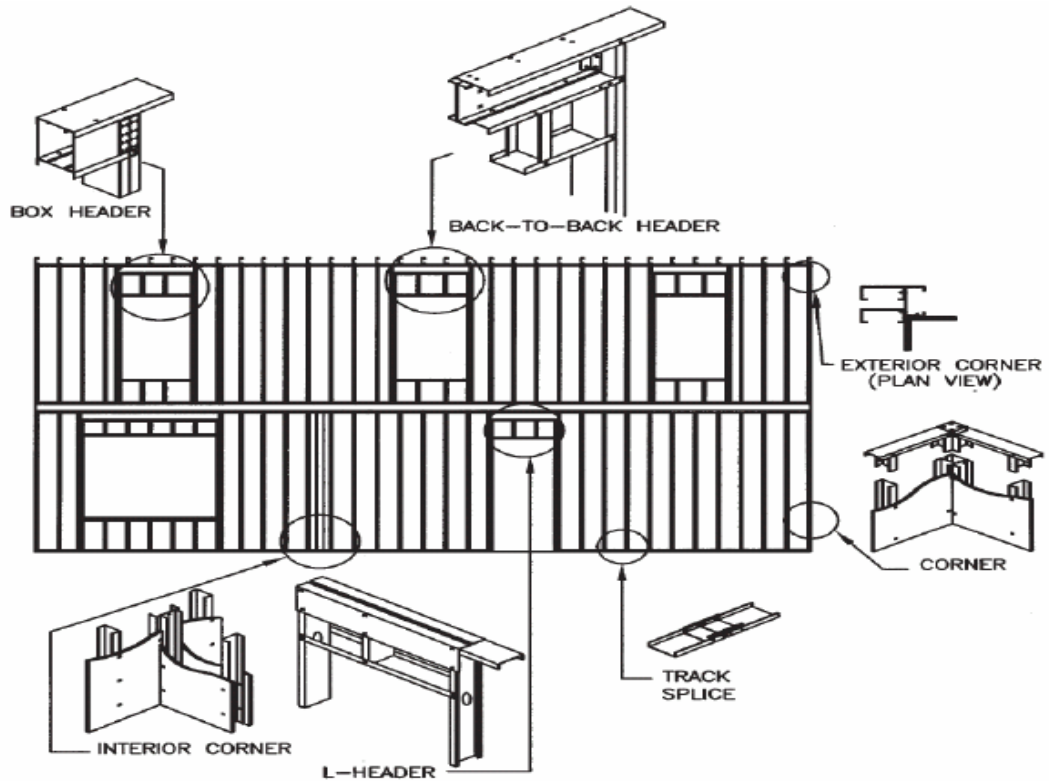
En général le mur est constitué de montants avec un espacement constant (406 mm à 610 mm entre axe de montants) ;

Les extrémités de ces montants sont visées en haute et en bas à des traverses formant ainsi le panneau du mur. La Figure 3.2 montre un exemple typique sur les différents composants du système constructif en PAF.

Un autre type de contreventement en X est illustré dans la (figure 3.3).



a - Structure en acier léger contreventée par panneau



b - Détails des composants panneau en PAF

Figure 3.2 : Exemple typique sur les différents composants du système constructif en PAF (NASFA 2000).



Figure 3.3 : Contreventement en X d'une structure en PAF.

Typiquement les montants sont constitués par des profilés raidis en forme C (section à semelles raidies), supportent les charges verticales et/ou transfert les charges horizontales au plancher.

Ces montants sont dimensionnés en compression simple dans le cas courant, ou en flexion composée dans le cas des murs extérieurs sous charge horizontale due principalement à la pression du vent sur le mur.

Les montants sont calculés en élément simple sans tenir compte de la contribution de résistance apporté par le panneau de revêtement.

Les traverses des murs sont placées en haut et en bas pour la fermeture du panneau, et pour assurer la liaison avec les panneaux en dessus, ainsi qu'avec la plate forme au sol. Typiquement elles sont constituées de sections en C à semelles non raidies.

Le contreventement qui résiste aux forces latérales est assuré en général par des plats en forme de X fixés sur une ou deux faces du mur, ou soit par des panneaux structuraux de bois ou de tôle nervurées.

Les matériaux les plus communes utilisées en panneaux de contreventement dans le cas sismique sont les panneaux de lamelles orientées (« OSB » Oriented Strand Board), le contreplaqué multiple (plywood) ainsi que les tôles galvanisées nervurées. (Figure 3.5)



a- Type de panneaux de bois utilisés dans les contreventements.



b- Tôle nervurée en panneaux de contreventement et planchers (deck).

Figure 3.5 : Différents types de matériaux utilisés pour panneaux de contreventement des structures en PAF.

On utilise aussi bien d'autres types de panneaux tels que les panneaux de gypse (gypsum board) et les panneaux de fibre, dans le cas de pression de vent uniquement.

Dans sa conception, le panneau développe sa résistance vis-à-vis des forces horizontales, s'il est suffisamment attaché sur son périmètre aux éléments d'extrémité du mur à l'aide de vis de fixations autoportées.

Il transmet les efforts de renversements aux fondations par l'intermédiaire d'éléments d'encrages.

Pour assurer cette transmission des efforts convenablement aux fondations, ainsi que la liaison acier-béton, il existe deux méthodes d'installation des encrages, en fonction de la situation de l'installation et les conditions de mise en œuvre.

- Mise en place de l'encrage avant le coulage du béton
- Mise en place après coulage du béton, ou installation par perforation du béton (poste-installation).

Chaque méthode de ces deux catégories de mise en œuvre est composée de plusieurs variétés de boulons d'encrage en fonction du mode de transfert de la force dans le béton, qui est soit par frottement, par accrochage ou par adhérence, comme indiqué sur la Figure 3.5.

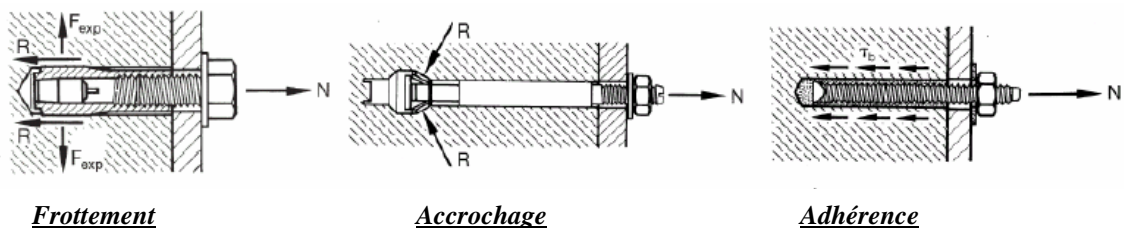


Figure 3.5 : Efforts dans les encrages des structures en PAF.

Les encrages mis en place avant coulage du béton sont utilisés dans le cas des nouveaux projets en cours de réalisation. Plusieurs configurations sont possibles en fonction de l'intensité de l'effort d'arrachement et type d'éléments d'extrémités (Figure 3.6).

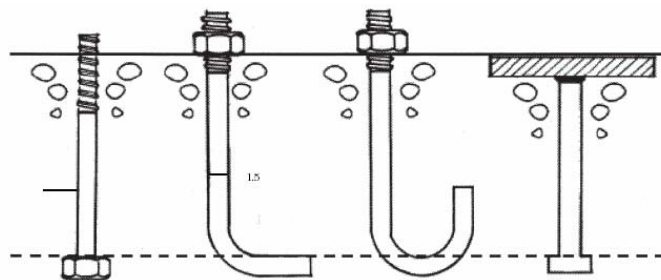


Figure 3.6 : Encrages mise en place avant coulage des fondations.

En cas de modifications sur site, après coulage des fondations l'utilisation des ancrages poste-installés est indispensable. Une résine d'accrochage est utilisée pour assuré l'adhérence avec le béton.

A chaque extrémité du panneau des éléments de maintien et de liaison (Hold-down, strap) sont installés, pour assurer le maintiens et la transmission des forces horizontales du au vent ou du séisme au plancher et/ou aux fondations (Figure 3.7), une large gamme de produits de connexion Simson sont généralement utilisés dans les structures en PAF.

Les caractéristiques géométriques et mécaniques sont données pour chaque élément de connexion pour le dimensionnement en fonction de l'intensité des efforts.

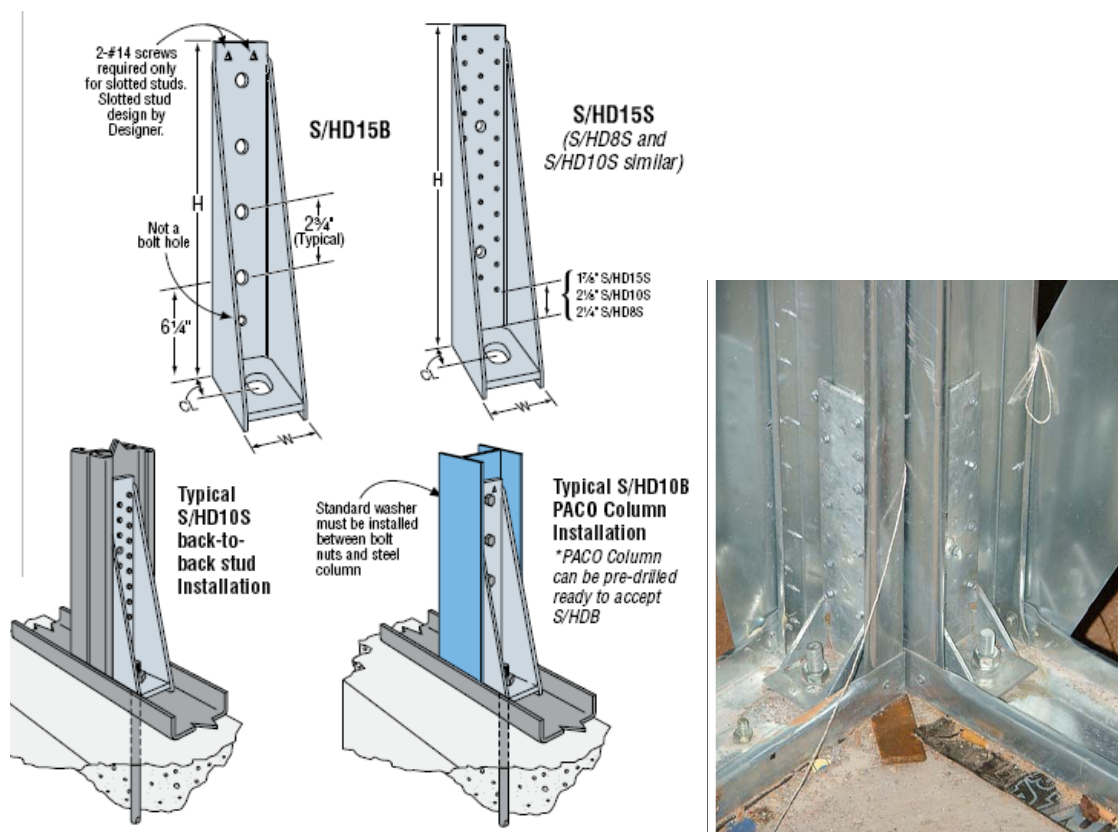


Figure 3.7 : Elément d'encrage aux extrémités des panneaux de contreventement des structures en PAF.

3.3. Comportement des Panneaux de contreventement sous charges horizontales:

Le calcul de structure sous forces horizontales, est effectué sous hypothèse que le plancher est conçu comme un diaphragme rigide ou semi-rigide, apte à transmettre toute la force horizontale aux contreventements.

Généralement les solives de planchers sont bloquées par des traverses limitant ainsi leur déformation latérale et assurant la rigidité ou semi-rigidité du plancher.

On considère aussi que le SWP (Shear Wall Panel) peut transmettre dans son plan cette force aux fondations et/ou au plancher en dessous dans des bonnes conditions de résistance.

Deux types de contreventements peuvent assurés la stabilité d'une structure en PAF :

- Contreventement par des plats diagonaux en X ;
- Contreventement par panneau structural en bois ou tôle nervurée en acier galvanisé.

Dans ces deux cas de contreventement, plusieurs paramètres interviennent dans la détermination de la capacité portante du SWP :

- Le type de panneau de contreventement (Bois, OSB, Acier,..) son épaisseur et son orientation ;
- Montant du mur (dimension du montant, épaisseur et espacement) ;
- Vis de fixation (type, diamètre, espacement au périmètre) ;
- Géométrie du mur (ratio hauteur-largeur, présence d'ouvertures) ;
- Type de charge horizontale (monotonique ou cyclique) ;
- Ancrage aux fondations

En raison de l'interaction de tous ces paramètres, a l'heure actuelle le dimensionnement des SWP se base essentiellement sur des abaques issus de résultats de testes expérimentaux.

Dans son concept, le plancher se comporte comme un diaphragme semi-rigide dans son plan, et transmet la force horizontale au mur de contreventement dans son plan fort parallèle à la force.

La force horizontale est appliquée le long de la partie supérieure de la traverse du SWP, et transférée au panneau lié aux éléments par les vis de fixation.

Le panneau achemine ces forces horizontales vers les fondations par l'intermédiaire des éléments d'ancrages

Un moment de renversement est développé dans le panneau et qui sera transféré en couple d'effort de traction-compression dans les éléments verticaux d'extrémité (boundary elements). (Figure 3.8).

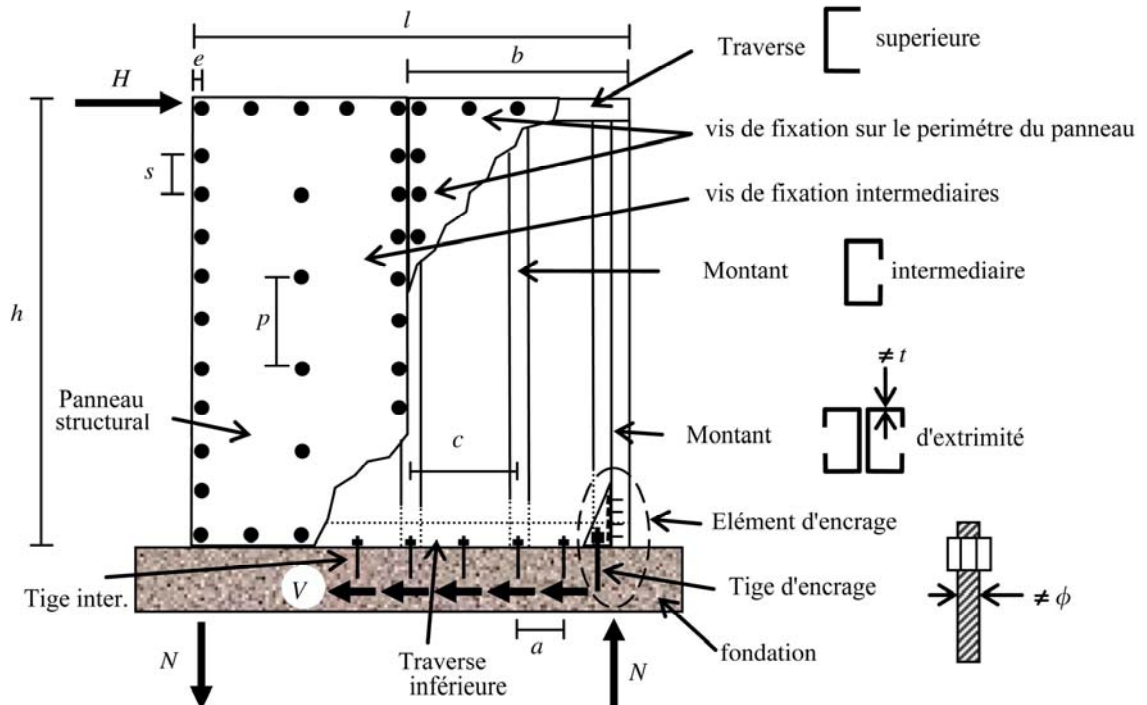


Figure 3.8 : Distribution des efforts horizontaux dans le panneau de contreventement (SWP).

La connexion entre le contreventement et les éléments du mur est un paramètre très important dans la détermination de la capacité portante du SWP. Toute la force horizontale est acheminée via les vis de fixation. L'augmentation du nombre de vis au périmètre du mur augmente de fait la capacité du panneau de contreventement.

Des profilés en C dos-à-dos sont utilisés généralement comme éléments d'extrémités pour mieux résister aux efforts importants de compression dû au moment de renversement et pour permettre aussi d'avoir un espace suffisant pour les attaches des diagonales et panneaux.

L'ancrage aux extrémités du SWP est prévu pour résister aux effets de renversement et de soulèvement dû à la force de traction induite dans les montants d'extrémité et un éventuel moment de flexion dans la traverse du bas du mur.

3.4. Types de contreventements :

Il existe deux méthodes pour contreventer une structure en PAF :

- Contreventement par diagonale (X et K)
- Contreventement par panneau structural (bois, tôle d'acier, magnésium, ...).

3.4.1. Contreventement en X ou K :

Lorsque on utilise un contreventement par des diagonales en forme de X, des goussets en plat d'acier sont prévu dans les 04 coins du mur, pour assurer la liaison des plats avec les éléments d'extrémités du mur (Figure 3.9).



Figure 3.9 : Liaison des contreventements en X aux goussets d'extrémités.

La résistance aux charges horizontales peut être assurée par les seules diagonales tendues et en négligeant dans le calcul l'existence des diagonales en compression, vu leur grand élancement (rigidité flexionnelle négligeable)

Les diagonales sont attachées à leur extrémités aux goussets à l'aide des vis de fixation auto-perceuses et assurant la transmission des efforts de traction aux éléments d'extrémités. Ils sont généralement fixés à mi-longueur et aux montants du mur pour limiter leur flèche.

Le contreventement par diagonale X est utilisé dans le cas où on ne prévoit pas d'ouverture dans le panneau (portes ou fenêtres), mais dans le cas usuel le plus fréquent, l'utilisation de contreventement par panneaux de bois ou tôles d'acier nervurée est le plus répandu, du fait qu'on peut prévoir des ouvertures dans le panneau de contreventement.

Le code American AISI S213 -07 [2], ne propose pas de valeurs de calcul pour ce type de contreventement, par manque de validation des résultats expérimentaux effectués par les chercheurs.

Mais le calcul des diagonales peut être effectué dans ce cas, par les méthodes traditionnelles d'RDM en tenant compte de deux paramètres importants dans le calcul :

- La rupture des diagonales est atteinte par cisaillement de la section transversale nette au niveau des connections, d'où la valeur ultime de résistance des diagonales sera réduite par rapport à celle utilisée dans le calcul.
- La fixation des diagonales sur une seule face du panneau cause une excentricité de transmission des efforts aux traverses et aux éléments d'extrémités. Cette excentricité doit être prise dans le calcul des éléments d'extrémités et ancrages, notamment en zones sismiques.

Dans les cas courants pour les structures en PAF le contreventement en K n'est pas recommandé, car l'intersection des diagonales se trouve sur le poteau. Les diagonales travaillent en compression et en traction, ce qui mène à des fortes sections qui doivent vérifier les phénomènes d'instabilités locales sous compression. Ce système n'est pas considéré comme économique et dissipatif.

3.4.2. Contreventement par panneau de bois structural ou de tôle nervurée :

Le cas courant des bâtiments en charpente laminée à froid, le contreventement de structure est assuré par le panneau structural.

Plusieurs variétés existent. Panneaux de lamelles orientées (OSB Oriented Strand Board), panneaux de contreplaqué-multiple, ainsi que des panneaux en tôle métallique nervurée. Ce type de contreventement tolère des calculs avec ouvertures dans les murs.

Dans sa conception, le SWP est considéré comme une console encastrée à sa base. Il se comporte d'une manière analogue à une poutre console, où le panneau agit comme l'âme de la poutre et résiste à l'effort tranchant, les éléments d'extrémités se comportent comme

des semelles et résistent à la flexion (traction dans un élément et compression dans l'autre).
(Figure 3.10).

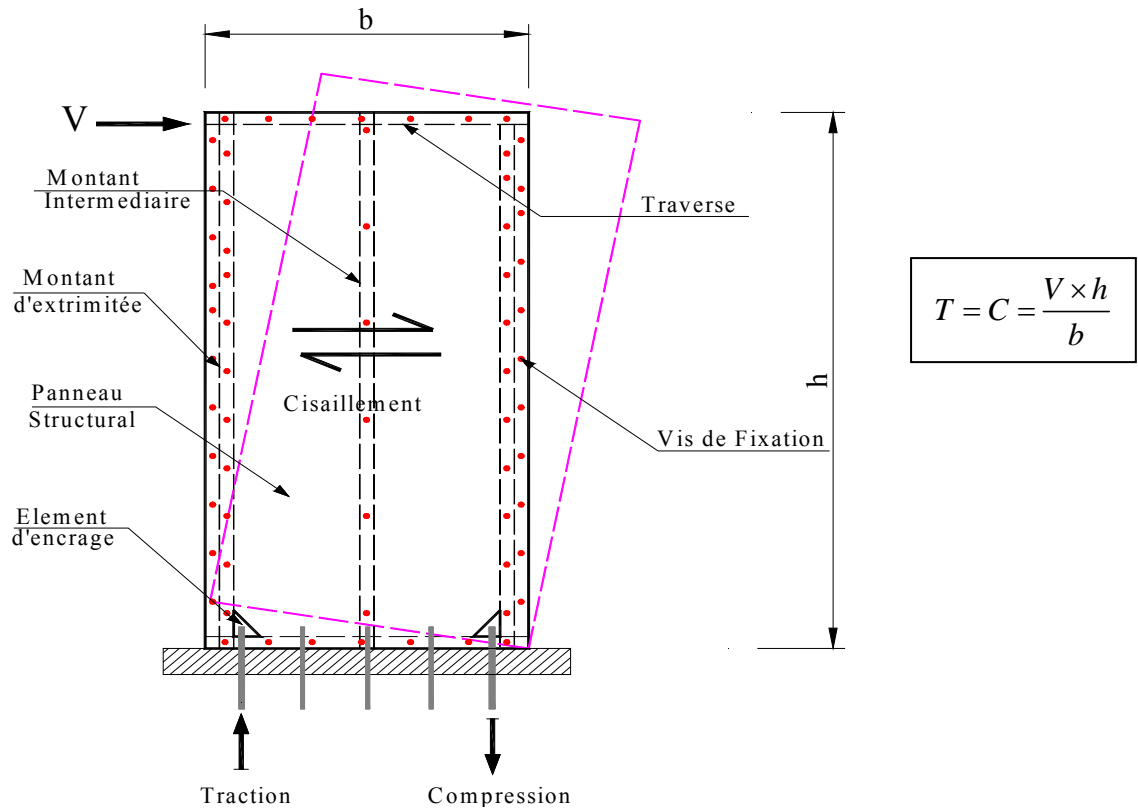


Figure 3.10 : Comportement du SWP et développement des efforts à l'âme et aux extrémités du panneau de contreventement sous charge horizontale.

Le panneau assure sous rôle de résistance aux efforts horizontaux, si seulement les connections entre ce panneau et les éléments d'extrémités du mur sont bien étudiés et disposés. Toute la force horizontale passe par les vis de fixation.

Les connections entre les éléments composant le mur (montants et traverses) sont considérés comme des articulations. Le panneau du mur sous l'effet des forces horizontales a tendance d'avoir une forme parallélogramme en l'absence du contreventement qui résiste à ces forces.

Dans la norme AISI S213 [2], les murs de contreventements par panneau structural sont considérés comme étant de type I ou de type II.

(La Figure 3.11) illustre un mur de contreventement de type I sans transfert de forces autour des ouvertures.

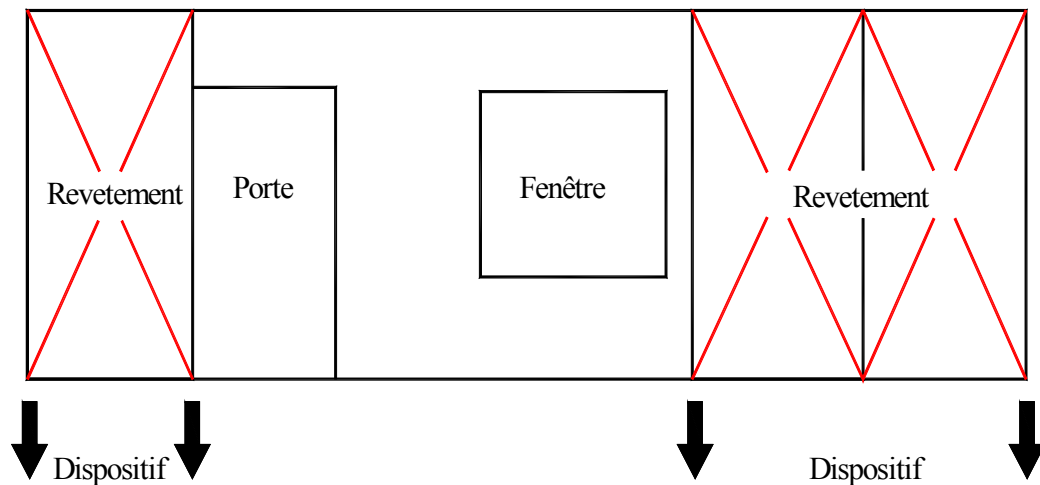


Figure 3.11 : Mur de contreventement de type I sans transfert de forces autour des ouvertures [2]

Dans cet exemple, la portion du mur avec ouvertures est négligée dans le calcul de la résistance du panneau, ce qui donne deux panneaux de contreventements indépendants avec leurs propres dispositifs d'ancrage.

De telle conception nécessite une augmentation de la quantité des ancrages et attaches pour chaque segment de panneau et diminue par conséquent la rapidité d'exécution des travaux ainsi que l'augmentation du coût de réalisation.

Mais aussi cette conception est nécessaire dans le cas des charges horizontales importantes, ou lorsque le voile présente des ouvertures de grandes dimensions.

Si le transfert des forces autour des ouvertures est pris en considération, alors le mur de contreventement se comporte comme un grand mur de type I avec dispositifs d'ancrage aux extrémités, tel qu'illustré à la (Figure 3.12).

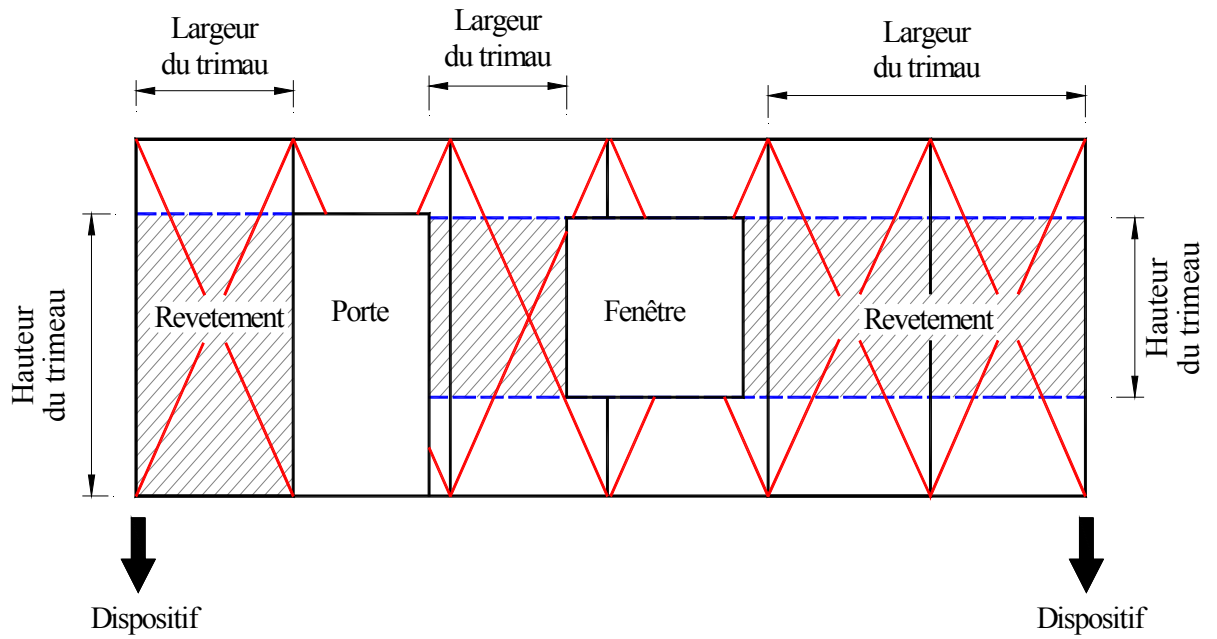


Figure 3.12 : Mur de contreventement de type I avec transfert de forces autour des ouvertures [2]

La figure 3.13 illustre un mur de contreventement de type II qui comporte des ouvertures, mais sans conception détaillée de transfert des forces autour des ouvertures. Dans cet exemple, la norme AISI S213 exige une réduction de la capacité de cisaillement pour tenir compte des pertes d'efficacité structurale des ouvertures.

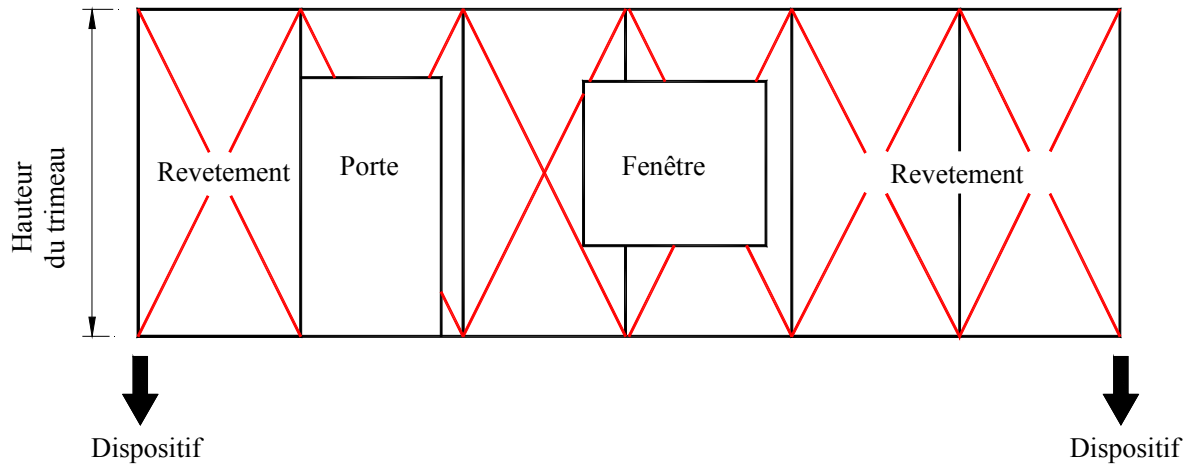


Figure 3.13 : Mur de contreventement de type II

Le dimensionnement est effectué de la même manière que celle des panneaux *type I*, mais avec ajustement de la résistance au cisaillement par un facteur correcteur C_a .

Le calcul du coefficient est basé sur l'équation proposée par Sugiyama & Matsumoto's (1994).

Cette équation donne un coefficient $F < 1$ pour diminuer la résistance au cisaillement en

fonction du ratio hauteur/largeur du panneau, avec : $F = \frac{r}{3-2r}$ (1)

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

$$r = \frac{1}{1 + \frac{A_0}{H \cdot \sum L_i}} \quad (2)$$

Avec : A_0 = l'aire totale des ouvertures

H = hauteur du panneau

L_i = longueur pleine de chaque segment du SWP

3.5. Mode de rupture des SWP :

Le mode de rupture des SWP est lié à plusieurs paramètres. Ces paramètres intervenant dans la détermination de la capacité portante globale du panneau.

On peut les regrouper en quatre (04) facteurs :

- Rupture par cisaillement du panneau (revêtement) ;
- Rupture des connexions entre panneau-éléments du mur (Montants et traverses); par arrachement des vis;
- Rupture des montants du mur par perte de stabilité (flambement, voilement local, torsion,...) ;
- Rupture des connexions entre panneau-fondations.

La détermination de la résistance nominale des SWP est basée sur ces modes de rupture, elle peut être définie comme la valeur minimale de résistance donnée par la formule suivante :

$$v = \min\{v_P; v_{P-E}; v_E; v_{E-F}\} \quad (1)$$

Où : v_P , v_{P-E} , v_E et v_{E-F} sont respectivement la résistance du panneau, la résistance connexions panneau-éléments, la résistance des éléments et la résistance connexions éléments-fondations.

Cependant la rupture du SWP par instabilité latérale ou voilement local du panneau structural (revêtement), n'est pas prise en considération dans le calcul de résistance.

La rupture des éléments du mur par perte de stabilité, est une forme de rupture fragile due essentiellement à la faible épaisseur des montants ainsi que l'augmentation de l'effort normal de compression sous charge cyclique.

L'utilisation d'une plaque d'une épaisseur importante peut avoir pour conséquence une surcharge supplémentaire de compression dans les montants, ce qui provoque une chute brusque de résistance des montants.

Ces montants sont largement dimensionnés en compression, pour permettre au système structural une meilleure dissipation d'énergie.

Le minimum d'épaisseur à utiliser dans les SWP est de 0,838 mm (0,033in), ainsi que l'espacement entre les montants ne doit pas dépassé 610 mm (24in).(AISI S213) [2]

Deux (02) mécanismes de ruptures prédominantes décrites par Serrette et *al.* [6,7,8], des SWP:

- Déformation non linéaire des connexions panneau-éléments (arrachement);
- Déformation excessive des éléments d'extrémités sous l'effet des forces axiales.

(Figure- 3.14)

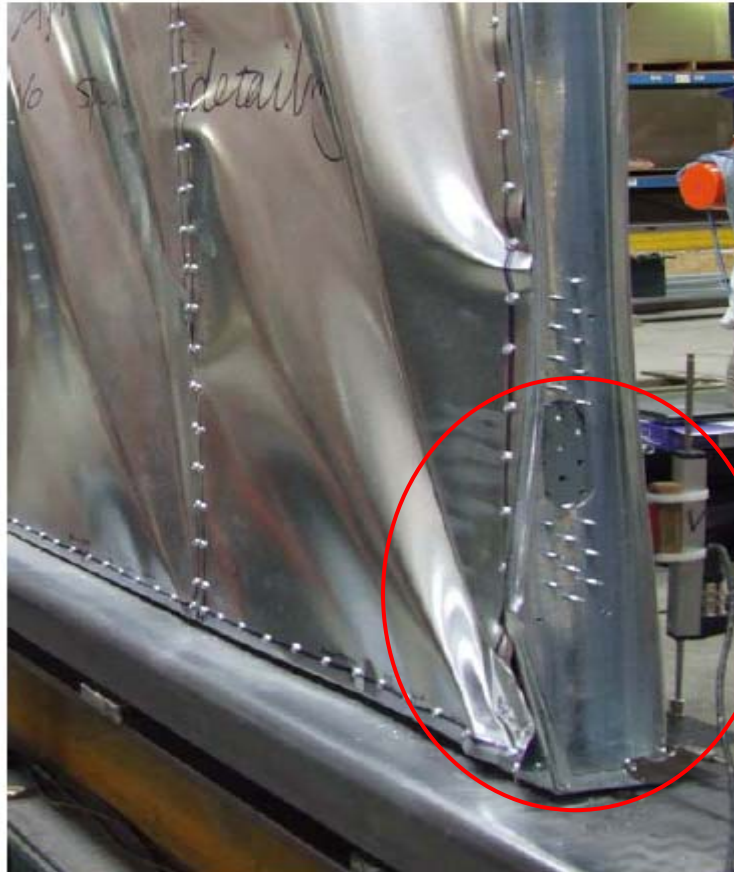


Figure 3.14 : Rupture du panneau de contreventement par arrachement des vis de fixation et déformation du montant d'extrémité.

La rupture ou glissement d'encrage et renversement du mur est constatée dans les cas où l'élançement du SWP est important (le ratio hauteur/largeur dépasse 4/1).

La déformation du panneau est importante et cause par conséquence une rupture à l'interface acier - béton.

Pour limiter ou éliminer ce mode de rupture fragile, on assure toujours une bonne conception des ancrages aux fondations, pour maintenir la stabilité du système structural.

Une limitation par le code AISI sur le ratio hauteur/largeur à 2/1 en cas des contreventements par panneau de bois structural et 4 :1 pour les contreventements en tôle nervurée.

Une observation commune lors des tests sur spécimens d'essais de panneaux est que le comportement hystérétique d'une structure est gouverné par celui de ses connections élémentaires (entre le panneau de contreventement et les éléments au périmètre du mur).

Ce mode de rupture par déformation non-linéaire des fixations panneau-éléments est peut dissipatif, un coefficient de comportement R entre 1.5 à 2 est donné à ce type de structures Gad E. et *al.* [10], Dubina D. et *al.* [11] Fülöp L.A. et *al.* [12].

3.6. Résultats des testes sur SWP (littérature sur les travaux de recherches réalisés) :

Un programme important de recherche expérimentale a été effectué pour étudier le comportement des SWP sous chargement dynamique et monotonique.

(McCreless & Tarpay 1978, Tarpay & Hauenstein 1978, Tarpay 1980, Tarpay & Girard 1982, Tissell 1993, Serrette 1994, Serrette & Ogunfunmi 1996, Serrette et al. 1996a, b, 1997a, b, NAHB Research Center 1997, Kawai, Kanno, Uno, Sakumoto (1999), Zhao and Rogers (2002), Branston et al. 2003, 2004, 2006, Dubina & Fulop 2004, 2007), Balh (2010) et Ong-Tone (2009)..

Ces travaux de recherches ont permis de mettre en évidence les modes de ruptures des SWP sous forces statique et cyclique, ainsi que l'influence de chaque paramètre dans la détermination de la capacité portante de ces panneaux de contreventement.

Un document guide de calcul et de dimensionnement des SWP a été publié par l'AISI Publication RG-8904, en février 1998 [15], "Shear Wall Design Guide", des structures en PAF.

Ce guide a été publié suite aux résultats expérimentaux obtenus par Serrette (1997,1996, 1994) et Tissell (1993).

Une nouvelle norme, de l'institut Américain de sidérurgie North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – Lateral Design, AISI S213- 2007 [2], a été élaborée pour la conception des murs de contreventement des immeubles à ossature métallique légère.

AISI S213 traite à la fois des surcharges dues aux séismes et des surcharges dues au vent adoptée et utilisée aux États-Unis, au Canada et au Mexique.

La portion canadienne de cette norme est conforme au Code national du bâtiment – Canada 2005 et notamment avec les nouvelles exigences sismiques.

Les dispositions relatives aux forces sismiques et aux surcharges dues au vent de la norme AISI S213 sont fondées sur un mur de contreventement avec membrures en acier, montant d'acier formé à froid, de remplissage et revêtement attaché agissant comme élément de contreventement. Le revêtement peut être remplacé par des contreventements diagonaux.

Ce code intervient au complément des testes effectuées par Branston et al. En 2006. [16] , Al-Kharata M. et Rogers C.A (2007) [17], Serrette R. et Chau K. (2006) [24].

- Tissell (1993) [18] a conduit pour l'association américaine de bois (the American Plywood Association) huit (08) essais sous force monotonique sur des spécimens de SWP.

Le revêtement des SWP comptait des panneaux en lamelles orientées (OSB) ou des contreplaque multiple (PLY) fixés sur une face uniquement. Les montants des murs sont de différentes épaisseurs 1.194, 1.499 et 1,8796 mm (0.047, 0.059, & 0.074 in).

Des simples montants (C-section) ont été utilisés aux extrémités du mur.

Les testes avaient pour objet d'examiner l'effet de diamètre et l'espacement des vis de fixations, ainsi que l'effet des épaisseurs des montants sur la résistance latérale des SWP.

Les modes de rupture observés par l'auteur se résumés sur deux (02) mécanisme :

- Flambement et voilement local des montants d'extrémités par manque de maintiens latéraux (élancement important du montant).
- Arrachement des fixations des traverses à la plate forme.

- Serrette R. et Ogunfunmi K. (1996) [7]

Le programme expérimental conduit sur douze (12) spécimens de SWP, qui comportés des différentes configurations de contreventement :

- spécimen (1) : contreventement par des diagonales X en plat d'acier 51x0.84mm sur une face ;
- spécimen (2) : panneaux de gypse sur deux faces épaisseur 12.7mm ;
- spécimen (3) : combiné X-panneau de gypse ;
- spécimen (4 à 8) : Panneaux de contre plaqué (plywood) sur une face, épaisseur 11.9mm ;
- spécimen (9 à 12) : Panneaux de lamelles orientées (OSB) sur une face, épaisseur 11.1mm

Tous les panneaux de revêtement sur les murs sont fixés et orientés verticalement, à l'exception des spécimens 6 et 7 qui sont orientés horizontalement.

Le protocole d'essais suivant la norme ASTM E 72-80, le chargement est de type monotonique par poussée progressive.

A partir des résultats des testes effectués, l'auteur du projet à conclu que :

- Le contreventement par panneau OSB donne une résistance au cisaillement moins élevée par rapport au panneau de contre plaqué multiple (Playwood).
- La diminution du diamètre des vis à 2.9 mm comparé à 3.5 et 4.2mm réduit la résistance du SWP ;
- L'orientation horizontale ou verticale des panneaux de bois (OSB ou Ply.) donne une résistance similaire dans les deux (02) cas ;
- Le pourcentage d'apport de résistance au cisaillement des panneaux de carreaux plâtre est limité surtout pour les chargements cyclique.

▪ Serrette R., Encalada J., Juadines M., et Nguyen H., (1997) [6]

Les testes effectués par l'auteur comportés trente trois (33) modèles de SWP à échelle réel et vingt (20) modèle échelle réduit, avec différents typologie de revêtements et configurations.

Les montants des murs sont espacés de 610mm entre axe, les montants d'extrémités sont formés de deux éléments C-section dos-à-dos.

Les forces appliquées sont de type monotonique et cyclique.

L'objectif de ces essais été :

- décrire le comportement de chaque type de panneau structural de contreventement ;
- Examiner l'effet des vis de fixation, diamètre et espacement ;
- Etudier l'effet de l'élancement du mur (définir le ratio hauteur/largeur).

Dans une série de testes l'espacement des vis à été maintenu constant à 304.8mm (12in) le long des montants intermédiaires des SWP.

L'auteur a fait varier l'espacement des vis sur les extrémités du panneau structural de 152.5mm à 50.8mm (6in à 2in).

Il a été constaté que la résistance des SWP augmente considérablement en réduisant l'espacement des vis de fixation comme indiqué sur le tableau ci-dessous.

La rupture par voilement local des montant d'extrémités à été constatée quand l'espacement des vis été de 76.2mm et 50.8mm (3in et 2in).

Tableau 3.1 : Valeurs des résistances nominales au cisaillement des teste réalisés par serrette (1997)

Test Ref. N°	Espacement des vis (mm)	Résistance Nominale au cisaillement kN/m	Ratio de résistance au cisaillement
1A2/3	152	13.29	1.00
1D3/4	102	20.61	1.55
1D5/6	76	25.33	1.91
1D7/8	51	27.90	2.10

Tableau 3.2 : Ratio de résistance entre l'OSB et le contreplaqué multiple (Plywood) serrette (1997)

Espacement des vis (mm)	Ration de résistance au cisaillement des panneaux		Ratio moyen
	en OSB	en contreplaqué multiple (plywood)	
152	1.00	1.00	1.00
102	1.30	1.27	1.28
76	1.82	1.87	1.84
51	2.42	2.08	2.25

- NAHB Research Center (1997) [19]

Le National Association of Home Builders (NAHB) center à présenter les résultats de teste sous forces monotonique sur des spécimens de SWP avec ouvertures.

Les configurations des panneaux sont illustrées dans la figure 3.15, les éléments et matériaux composant les murs sont celles représentés dans le tableau 3.3.

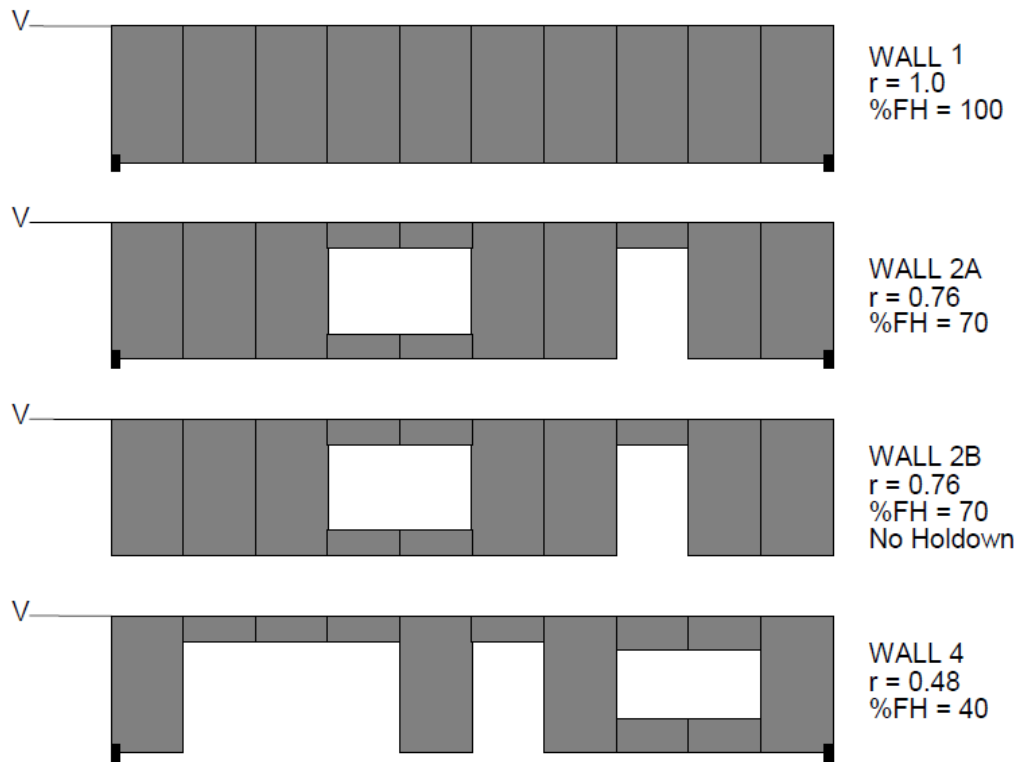


Figure 3.15 : Configuration graphique des spécimens SWP étudiés par NAHB (1997).

Tableau 3.3 : Dimension et configuration des ouvertures sur chaque modèle de SWP étudiés par NAHB (1997)

Configuration des SWP						
Mur N°	Dimensions des ouvertures (cm)		Revêtements		Fixation espacement des vis (cm)	Ancrage
	Portes	Fenêtres	Aire ratio	% des panneaux		
1	--	--	1	100	5	Extrémités
2A	203 x 122	173 x 240	0.76	70	5	Extrémités
2B	203 x 122	173 x 240	0.76	70	15	--
4	203 x 122 & 203 x 366	122 x 240	0.48	40	5	Extrémités

L'objectif de ces essais été :

- D'étudier la capacité portante des SWP avec ouvertures, en tenant compte de la diminution de la résistance en fonction du nombre et des dimensions des ouvertures dans le panneau de contreventement.

La méthode développée par (Sugiyama & Matsumoto, 1993) à été utilisée pour déterminer un certain coefficient F , qui est fonction du ratio hauteur/largeur du panneau, ainsi que sur la surface totale des ouvertures par rapport a la surface du panneau.

La méthode de (Sugiyama & Matsumoto, 1993) été développée essentiellement pour les contreventements des structure en bois “Perforated Shear Wall” (PSW).

Où : $F = \frac{r}{3-2r}$ r : est le ratio ouverture-panneau défini par l'équation suivante :

$$r = \frac{1}{1 + \frac{A_0}{H \cdot \sum L_i}}$$

Avec : A_0 = l'aire totale des ouvertures

H = hauteur du panneau

L_i = longueur pleine de chaque segment du SWP

Les réponses des spécimens de SWP sous force statique sont illustrées dans la figure ci-dessous. (Figure 3.16).

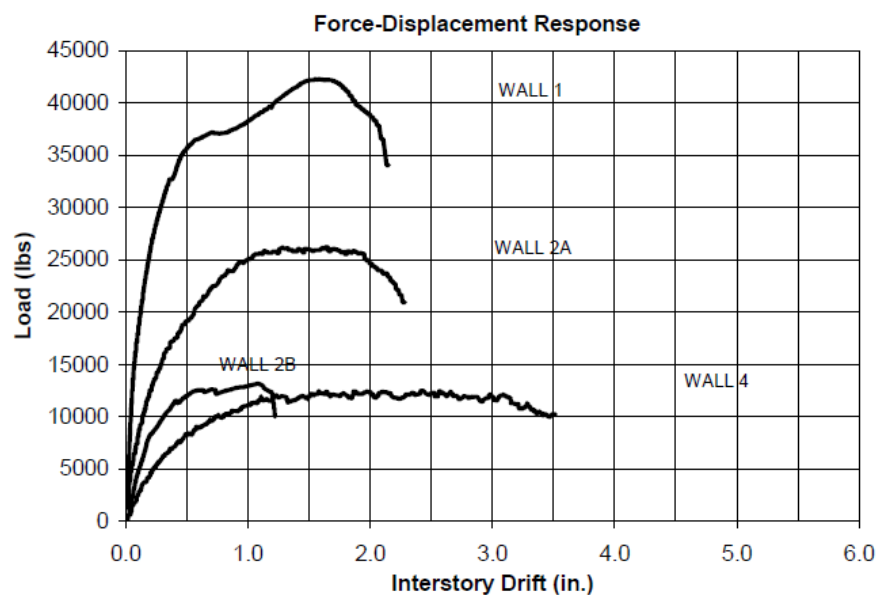


Figure 3.16 : Réponses des spécimens d'essai Effort- Déplacement NAHB (1997).

Un coefficient de réduction C_a par l'AISI S213 – 07 [2] de résistance à été introduit dans le calcul de résistance au cisaillement du SWP avec ouvertures. Il est fonction du pourcentage et la hauteur maximale des ouvertures dans le mur, comme indiqué sur le tableau ci-dessous.

Tableau 3.4 : Valeurs du coefficient C_a en fonction des dimensions des ouvertures dans le SWP AISI S213 - 07

	Le ratio entre la hauteur max des ouvertures et le panneau				
	1/3	1/2	2/3	5/6	1/1
pourcentage total des segments de panneaux	Facteur d'ajustement de la résistance au cisaillement				
10%	1.00	0.69	0.53	0.43	0.36
20%	1.00	0.71	0.56	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

- Kawai, Kanno, Uno et Sakumoto (1999) ont conduit des essais sur plusieurs modèles de structures en PAF pour étudiés les limites de résistance des ces structures, notamment en zones sismique à l'exemple du Japon.
 Ainsi que pour définir des valeurs limitent de déplacements latéraux inter-étages.
 Une valeur critique de déformation horizontale de l'ordre de 1/50 rad été retenue pour les zones de forte sismicité.
- Dubina & Fulop, partie I (2004) [13], Department of Steel Structures and Structural Mechanics, 'Politehnica' University of Timisoara, Romania
 Le programme expérimental présenter par ces deux chercheurs c'est basé sur six (06) série de testes (dont 15 essais en total), de modèle à échelle réelle sous plusieurs configuration et type panneaux de contreventement (Tableau 3.4).

L'objectif de ce programme consisté à :

- Comparer le comportement des SWP sous force monotonique et cyclique ;
- Confirmer l'apport de résistance supplémentaire au cisaillement par l'addition de revêtement de carreau plâtre sur la deuxième face du mur ;
- Etudier l'effet des ouvertures dans le SWP ;
- Comparer les résultats de résistance des SWP en fonction de type de panneaux de contreventement ;
- Prévoir les données et limite de déformations à partir des résultats expérimentaux pour une modélisation aux éléments finis.

Les auteurs ont conclu que :

- Le comportement hystérésis des panneaux est caractériser par une boucle serrée peut dissipative d'énergie ; caractérisée par la rupture au niveau des connections et panneau de contreventement ;
- Une contribution satisfaisante des panneaux de Placoplâtre dans la résistance globale des SWP dans le cas de sollicitation monotonique;
- La rupture du panneau de contreventement au niveau des extrémités a un effet important sur la rigidité initiale du SWP et cause une rupture prématurée du panneau.

▪ Dubina & Fulop, partie II (2004) [14] ;

Dans cette partie les auteurs ont présentés une approche de modélisation des SWP par éléments finis calibré et basé sur les résultats des testes 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 avec articulations pour assimilé le comportement hystérétique désiré du panneau.

La courbe effort-déformation du modèle est calibré en fonction des résultats expérimentaux sur chaque spécimen étudié. Les montants d'extrémités du modèle sont articulés et ne participent pas dans la capacité portance du mur

Les résultats obtenus par les auteures ont données 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 3D de la structure, en prenant en compte des aspects de comportement hystérétique du matériau.

- Xu L., Martinez J. (2006) [20], [21] ;

Les auteurs présentent une méthode analytique pour déterminer la résistance latérale ultime des SWP en fonction de la rigidité de chaque panneau et en déterminant son déplacement relatif.

La rigidité de chaque SWP est associée au type de panneau de revêtement, le diamètre et l'espacement des vis de fixation, ainsi que l'épaisseur et l'espacement des montants du mur.

Les auteurs concluent à des valeurs de résistance au cisaillement des panneaux de contreventements comparables avec celles obtenues expérimentalement, ainsi que les valeurs de résistance latérales données par les codes de dimensionnement à l'exemple de l'AISI S213-07.

Les auteurs ont proposé une simulation de calcul des murs de contreventements en profilé laminé à froid (PAF) par un élément plaque équivalent dont les caractéristiques mécaniques sont déterminés en tenant compte de l'anisotropie du panneau de contreventement.

- R. Serrette; I. Lam; H. Qi; H. Hernandez; et Toback A. (2006) [22]

Ces chercheurs ont présenté dans leurs travaux une alternative d'ajout de résine adhésive structural en combinaisons avec les vis autoperceuses pour la fixation du panneau de contreventement et les montants du mur,

Le programme expérimental conduit sur huit (08) spécimens de SWP, qui comportés des différentes configurations de contreventement :

- Spécimen (1) et (2) : Panneaux de dimensions 610 mm x 2438 mm contreventé par plaque de tôle sur une face, épaisseur 0.69mm, $F_y=227.5$ MPa
- Spécimen (3) et (4) : Panneaux de dimensions 1219 mm x 2438 mm contreventé par plaque de tôle sur une face, épaisseur 0.69mm, $F_y=227.5$ MPa
- Spécimen (5) et (6) : Panneaux de dimensions 1219 mm x 2438 mm contreventé par plaque de lamelles orientées (OSB) sur une face, épaisseur 11.1mm l'espacement des fixations est de 152 mm aux extrémités.
- Spécimen (7) et (8) : Panneaux de dimensions 1219 mm x 2438 mm contreventé par plaque de lamelles orientées (OSB) sur une face, épaisseur 11.1mm l'espacement des fixations est de 305 mm aux extrémités.

La résine structural adhésive est appliquée sur les semelles des montants en contact avec la plaque de contreventement pour tous les spécimens.

L'objectif de ce programme expérimental est d'étudier l'effet de la résine adhésive sur la résistance au cisaillement des panneaux de contreventements.

Les auteurs concluent que l'ajout de résine adhésive structurale en complément avec les vis de fixation dans les panneaux de contreventements en PAF est avantageuse et augmente la résistance au cisaillement du panneau, et recommande d'autres tests pour une meilleure compréhension du comportement des SWP avec ajout de résine adhésive.

- Serrette R. & Chau K. (2006) [24]

Les auteurs ont développés une méthode empirique pour la détermination de la déflexion des SWP en PAF.

Cette approche a été adoptée par l'institut américain de sidérurgie (AISI S213 -07), elle propose une formule empirique qui donne le déplacement du SWP sous force horizontale.

Elle est basée sur un simple modèle de panneau (illustré dans la Figure-29).

Des coefficients empiriques ont été introduits pour tenir compte du comportement non-linéaire du SWP.

Ces coefficients sont déduits par interpolation des tests cycliques inversés utilisés dans le développement du code IBC et NFPA pour le calcul des panneaux de contreventement en PAF (Figure-3.17).

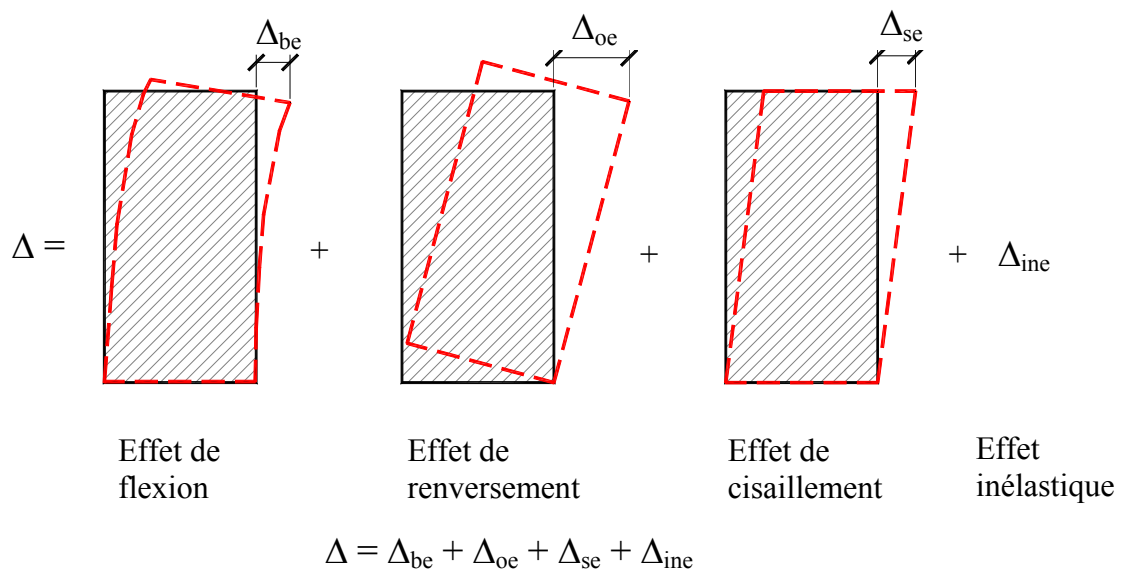


Figure-3.17. Modélisation de la déformation du panneau

- Branston A.E., Chen C.Y., Boudreault F.A., et Rogers C.A. (2006) [16]

Les auteurs ont lancé un projet important de recherche avec l'objectif global de développer une méthode de calcul des murs de contreventement avec des panneaux de revêtement 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 acier de faible épaisseur et panneau structural en bois 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 murs ont été incorporées dans le programme d'essais cycliques et monotoniques et inverses.

Le programme d'essai est listé dans le tableau 3.5 ci-dessous :

Tableau 3.5 : Spécimens d'essai et leurs configurations Branston et al. (2006)

Spécimen	Protocole de chargement	largeur du mur	hauteur du mur	Type de panneau	Épaisseur du panneau	Espacement des fixations (périmètre/milieu)
		(mm)	(mm)		(mm)	(mm)
1A-1F	Monotonique	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	Monotonique	1220	2440	DFP	12.5	100/305
6A-6C	CUREE	1220	2440	DFP	12.5	100/305
7A-7C	Monotonique	1220	2440	CSP	12.5	152/305
8A-8C	CUREE	1220	2440	CSP	12.5	152/305
9A-9C	Monotonique	1220	2440	CSP	12.5	75/305
10A-10C	CUREE	1220	2440	CSP	12.5	75/305
11A-11C	Monotonique	1220	2440	DFP	12.5	152/305
12A-12C	CUREE	1220	2440	DFP	12.5	152/305
13A-13C	Monotonique	1220	2440	DFP	12.5	75/305
14A-14D	CUREE	1220	2440	DFP	12.5	75/305
15A-15C	Monotonique	610	2440	CSP	12.5	152/305
16A-16C	CUREE	610	2440	CSP	12.5	152/305
17A-17C	Monotonique	610	2440	CSP	12.5	100/305
18A-18C	CUREE	610	2440	CSP	12.5	100/305
19A-19C	Monotonique	610	2440	OSB	11.0	152/305
20A-20C	CUREE	610	2440	OSB	11.0	152/305
21A-21C	Monotonique	1220	2440	OSB	11.0	152/305
22A-22C	CUREE	1220	2440	OSB	11.0	152/305
23A-23C	Monotonique	1220	2440	OSB	11.0	100/305
24A-24C	CUREE	1220	2440	OSB	11.0	100/305
25A-25C	Monotonique	1220	2440	OSB	11.0	75/305

26A–26C	CUREE	1220	2440	OSB	11.0	75/305
27A–27C	Monotonique	610	2440	OSB	11.0	100/305
28A–28C	CUREE	610	2440	OSB	11.0	100/305
29A–29C	Monotonique	2440	2440	CSP	12.5	152/305
30A–30C	CUREE	2440	2440	CSP	12.5	152/305
31A–31F	Monotonique	2440	2440	CSP	12.5	100/305
32A–32C	CUREE	2440	2440	CSP	12.5	100/305
33A–33C	Monotonique	2440	2440	CSP	12.5	75/305
34A–34D	CUREE	2440	2440	CSP	12.5	75/305

Sur la bases des résultats obtenus un complément de guide de calcul et de dimensionnement des SWP, a été apporté au code AISI S213-07 [2] (North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – Lateral Design).

Ainsi que de mette 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.

- Balh N., Ong-Tone C., Velchev K., Yu C. & Rogers C.A. (2010) [25]

Les auteurs ont initié un programme de testes sur le contreventement par panneaux structural en plaque de tôle.

Un programme d'essais sur 54 spécimens de mur revêtus de panneaux de tôle à été initié. (18 configurations de panneau de contreventement) ont été testés à l'université de McGill en 2008 par Balh N. et Ong-Tone (2009).

Le bute du projet été de proposer des valeurs de résistance nominale pour ce type de panneaux de contreventement, déterminé les modes de rupture et comparé les résultats avec les panneaux de contreventement en bois.

Des exemples de spécimens d'essais sont illustrés dans les figures ci-dessous (Figure 3.18)



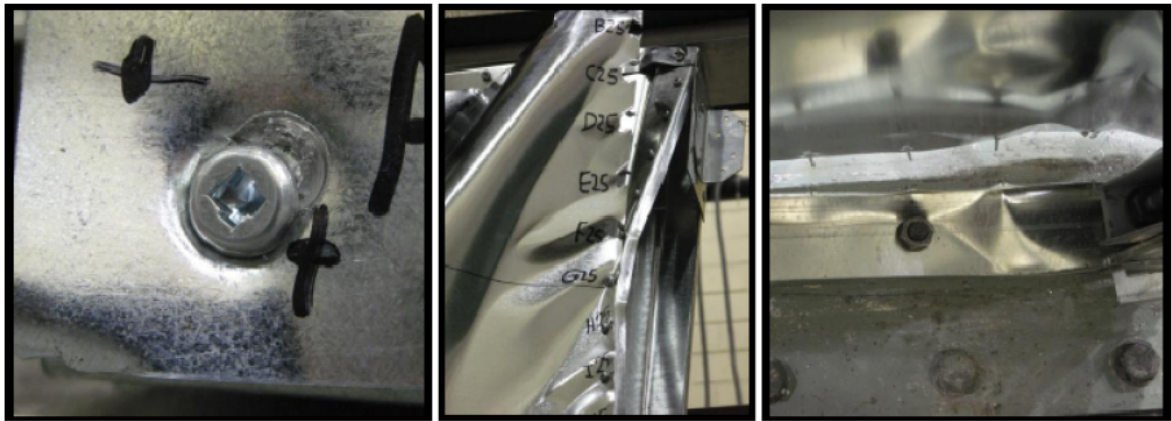


Figure 3.18 : Quelques spécimens d'étude et modes de ruptures observés (Balh 2009)

Les auteurs ont conclu sur le comportement similaire des murs de contreventement revêtus en panneau de tôle à celui des contreventements par panneau structural en bois.

Ils ont proposé des valeurs nominatives en fonction des différents paramètres influant dans la détermination de la capacité portantes des SWP.

- Moghimi H., Ronagh H. R. (2009) [26] de l'Université de Queensland, Brisbane, Australie

Les auteurs ont initié un programme de testes sur le contreventement des murs en PAF par des diagonales en acier de faible épaisseur.

Différentes configuration de contreventement par diagonale (X) ont été initiés (20 spécimens échelle réel), pour évaluer leur performance sous chargement cyclique.

Le but du programme est de détermine les modes de rupture de ce type de contreventement ainsi que déterminer des valeurs de résistance nominale de dimensionnement.
- Yu C., et Chen Y. [27], ont présentés un rapport de recherche pour l'American Iron and Steel Institute en Octobre 2009, Department of Engineering Technology University of North Texas Denton.

Le projet de recherche a été initié pour la suite des travaux sur les contreventements par panneau de tôle d'acier galvanisé.

Le projet intitulé “Steel Sheet Sheathing Options for Cold-Formed Steel Framed Shear Wall Assemblies Providing Shear Resistance” initié par Yu (2007), ainsi que d’approuvé les valeurs de résistance nominale des murs de contreventement par panneau de tôle,

Il a été constaté que la résistance au cisaillement publiée pour le contreventement avec une tôle d’épaisseur 0.69 mm (27-mil in) sur montant d’épaisseur 0.84mm (33-mil in) sur une face n’est pas conservative, des nouvelles valeurs de résistance sont proposés dans le rapport.

Cette phase de projet confirme les valeurs publiées sur l’épaisseur 0.46 mm (18-mil in) par rapport aux valeurs publié par le code AISI S213 -07

D’autres valeurs nouvelles sont proposées éventuellement pour calcul avec une épaisseur de tôle de 0.84mm (33-mil in).

- Landolfo R., Fiorino L., Corte G. D., et Luorio O. (2006) [28], [29] , [30] et [31] University Napoli Federico II - Italy

Les auteurs présentent une étude expérimentale en 1ere phase, d’un système composé deux de panneau de contreventement supportant une masse de plancher (Figure 3.19), pour simuler le comportement d’une structure simple en charpente légère.

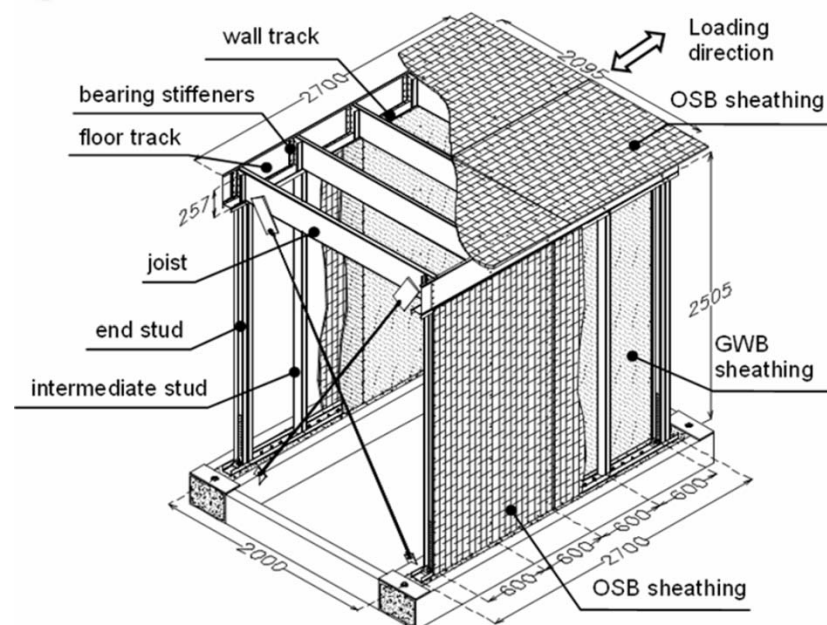


Figure 3.19 : Modèle 3D de la structure (Landolfo R. et al. 2006)

Le programme comporté deux spécimens d'étude, les murs sont composés de montants en profilés formé à froids, avec un espacement de 600mm, un panneau de contreventement en OSB sur une face et un panneau en carreau de plâtre sur l'autre face. Les connections entre les montants et les panneaux sont en vis autoperceuses.

Le 1^{er} spécimen est testé sous force monotonique et le second sous force cyclique.

L'objectif du projet été d'étudier le comportement réel de la structure en sollicitation latéral statique ou dynamique, ainsi que d'étudier les effet de cisaillement sur le comportement du plancher.

Les auteurs ont conclus que les panneaux de contreventement de la structure présentent le même comportement à la rupture (une déformation excessives entre les connections des panneaux aux montants), et la courbe de comportement sous chargement cyclique comporte des boucle serrées peut dissipatives.

En 2^{ème} phase les auteurs ont présentés un modèle idéalisé du comportement des panneaux sous chargement horizontal dont ils définissent les paramètres de la courbe par rapport aux résultats expérimentaux obtenus.

3.7. Conclusion :

Les testes cycliques et monotoniques effectués par les chercheurs, sur les panneaux de contreventements de différentes configurations et typologie ont mis en évidence les paramètres qui influent sur la capacité portante ainsi que les modes de ruptures dominants.

La rupture par arrachement ou rupture local à l'interface des connections panneau structural de contreventement et montants du mur est le paramètre le plus dominant dans tous les cas de figures.

L'arrangement et l'espacement des vis de fixation au périmètre du panneau influent directement sur la résistance au cisaillement du SWP.

Une limitation du ratio hauteur/largeur à été recommandée par les codes de calcul et dimensionnement, pour les panneaux de contreventements, des valeurs de 2/1 et 4/1 sont exigés pour le cas de panneau structural en bois et tôles nervurées respectivement.

CHAPITRE 4

DETERMINATION DE LA RESISTANCE LATERALE DES PANNEAUX DE CONTREVENTEMENTS EN PAF

4.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous allons présenter deux méthodes d'estimation de la rigidité et de la résistance latérale au cisaillement des panneaux de contreventement.

Ces deux méthodes se basent essentiellement sur le comportement des panneaux de contreventement et leurs modes de ruptures,

La 1^{er} méthode est une approche analytique proposée par Martinez J. M. et Xu L. (2007) [21], [22] dont les auteurs définissent la résistance du SWP comme la somme de la résistance du panneau structural ($P_{\text{sheathing}}$) et celle des montants fixés au panneau structural, avec prise en charge de la correction de la résistance du panneau structural par des coefficients empiriques qui tiennent compte du comportement non linéaire des connexions panneau-éléments (arrachement des vis de fixation).

La 2^{ème} méthode est empirique basée sur l'interprétation des tests expérimentaux développée par Serrette R. & Chau K. (2006) pour l'AISI [24],

Le projet consiste à déterminer le déplacement total non linéaire du panneau sous chargement latéral.

Cette 2^{ème} méthode est basée sur un comportement simple du modèle de SWP, en introduisant des facteurs empiriques pour en tenir compte du comportement non linéaire à l'interface connexions panneau structural - montants.

4.2. Calcul de la résistance au cisaillement des SWP par méthode analytique :

La résistance latérale du SWP associée au mode de rupture du panneau de contreventement, peut s'exprimer par l'expression suivante :

$$P_U = P_S + P_F \quad (1)$$

avec :

P_U : Résistance latérale au cisaillement du panneau de contreventement

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

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

Si la panneau structural de revêtement est prévu sur les deux (02) faces du mur, on a

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

$$P_F = K_F \cdot \Delta \quad (3)$$

K_F : Rigidité du montant

Δ : Déplacement latéral ultime du mur de contreventement sous force horizontale

$$K_F = \sum_{montants} \frac{3 \cdot E_F \cdot I_F}{h^3} \quad (4)$$

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 mur

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

$$\Delta = \frac{P_S}{K_S} \quad (5)$$

On substitue la relation (5) dans (3) on aura :

$$P_F = \frac{K_F}{K_S} \cdot P_S \quad (6)$$

La résistance latérale du panneau de contreventement sera donc :

$$P_R = \left(1 + \frac{K_F}{K_S} \right) \cdot P_S \quad (7)$$

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

$$K_S = \frac{G_S \cdot A_S}{1.2h} \alpha_V + \frac{3 \cdot E_S \cdot I_S}{h^3} \alpha_B \quad (8)$$

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

$$A_S = t_S \cdot l, \quad I_S = \frac{t_S \cdot l^3}{12} \quad (9a,b)$$

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

En plus de l'influence des propriétés du matériau et la section du panneau de contreventement dans la détermination de la résistance latérale du SWP, cette dernière est influencée fortement par les caractéristiques et l'arrangement des vis de fixation plaque-montants.

En effet la rigidité latérale de la plaque de revêtement (Bois, tôle d'acier ou panneau de fibres), est sensiblement réduite par rapport au mode de rupture observé lors des testes expérimentaux effectués sur des spécimens de SWP, qui ont mis en évidence une rupture dominante par déformation non linéaire des connexions panneau-éléments (Branston et al, 2006; Serrette et al.) [16],[17], [8], [9].

$$\alpha_V = \left(\frac{C_u}{3.3 \cdot n_C} \right)^{1.8} \cdot \left(\frac{6in}{S_C} \right) \quad (10)$$

$$\alpha_B = \left(\frac{6}{C_u} \right)^{1.8} \cdot \left(\frac{6in}{S_C} \right)^{\frac{1.3n_C}{C_u}} \quad (11)$$

Où : S_C est l'espacement entre axes des vis de fixation aux périmètre du panneau en (in)

n_C est le nombre total des vis de fixation plaque-montants

C_u est facteur de résistance ultime de la plaque de revêtement associé au mode de rupture du panneau et l'excentricité d'application de la force horizontale dans le panneau, déterminé par l'équation (14).

Résistance latérale de la plaque de revêtement :

La réduction de la résistance latérale de la plaque de revêtement résulte de l'excentricité de la force horizontale appliquée au SWP par rapport à l'arrangement des vis de fixation.

Dance cette approche basée sur la méthode (Brandt, 1982), qui prend en compte l'effet de l'excentricité dans la distribution de la force latérale, et la détermination par itération du centre de rotation du panneau (Figure 4.1).

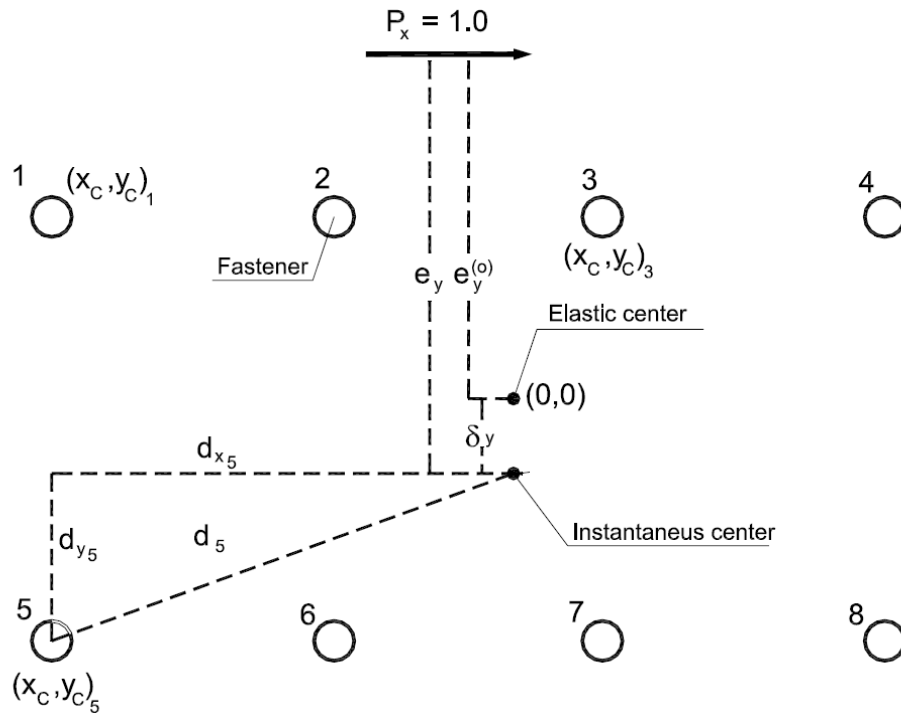


Figure 4.1 : Notation des arrangements des vis de fixation

$$P_{S,i} = C_u \cdot V_r \cdot \eta \quad (12)$$

Où : V_r est la résistance latérale de la plaque sur une face du panneau, définie comme la valeur minimale entre la résistance au cisaillement du matériau de la plaque (section transversale), la résistance au cisaillement des vis de fixation et la capacité portante des montants.

Le paramètre η désigne le coefficient de comportement relatif à la variation hauteur/largeur du panneau donné par la formule suivante:

$$\eta = \sqrt{8.0 - \frac{h}{l}} - 1.45 \geq 0 \quad (13)$$

$$C_u = \left| \frac{M}{M_P} \right| \quad (14)$$

Où M_P : est le moment induit par la force unitaire appliquée au sommet du panneau, par rapport au centre de rotation du panneau.

$$M_P = P_x \cdot e_y \quad (15)$$

e_y : C'est le bras de levier de la force unitaire P_x du point d'application au centre de rotation.

$$e_y = e_y^0 + \delta_y \quad (16)$$

et :

$$\delta_y = \left(\frac{P_x}{n_c} \right) \cdot \left(\frac{J}{M_0} \right) \quad (17)$$

Où M_0 : est le moment induit par la force unitaire appliquée au sommet du panneau, par rapport au centre élastique du panneau.

$$M_0 = P_x \cdot e_y^0 \quad (18)$$

J : est le moment d'inertie polaire des vis de fixations.

$$J = \sum_{i=1}^{n_c} (x_{ci}^2 + y_{ci}^2) \quad (19)$$

J : est le moment associer au vis de fixations :

$$M = 0.93 \cdot \sum_{i=1}^{n_c} d_i \quad (20)$$

d_i : est la distance ente un vis et le centre de rotation donné par la formule :

$$d_i = \sqrt{(x_{Ci})^2 + (d_{yi})^2} \quad (21)$$

Avec :

$$d_{yi} = y_{Ci} + \delta_y \quad (22)$$

4.2.1. Exemple d'application :

Cet exemple de calcul est donné pour évaluer la résistance latérale et la déformation ultime d'un SWP par la méthode analytique présentée ci-dessus, le panneau est illustré dans la Figure 4.2.

Les propriétés des matériaux et détails du SWP sont adoptés d'un modèle (spécimen 24A) testé par Branston et al. (2006) [16] a fin de pouvoir comparer les résultats obtenus analytiquement avec celles expérimentales.

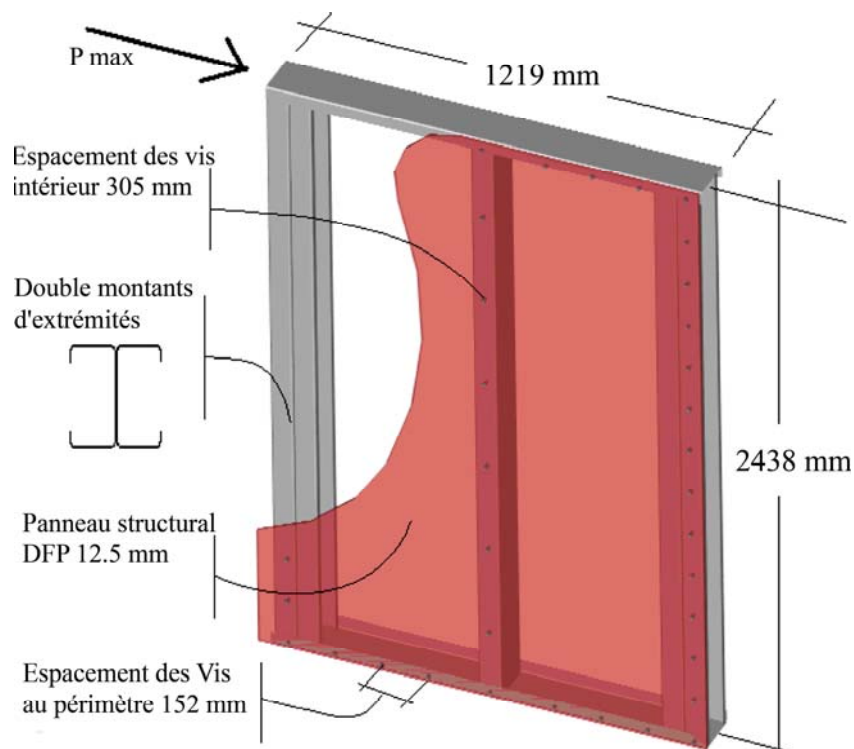


Figure 4.2 : Exemple de panneau testé par Branston et al. (2006)

Données :

$h = 2438 \text{ mm}$; $b = 1219 \text{ mm}$;

La plaque de revêtement est présente uniquement sur une face du panneau ;

Caractéristiques du matériau des éléments montants et traverses (acier laminé à froid) :

$f_y = 230 \text{ MPa}$; $f_u = 310 \text{ MPa}$; $E_F = 203000 \text{ MPa}$

Élément d'extrémités : Section en C dos à dos (362S162-44mils) ($t_F = 1.15 \text{ mm}$)

Moment d'inertie des 02 montants d'extrémités : $I_F = 1.057 \times 10^5 \text{ mm}^4$

Moment d'inertie des montants intermédiaires : $I_F = 5.286 \times 10^4 \text{ mm}^4$

Caractéristiques du matériau des plaques de revêtement :

Épaisseur de la plaque ((DFP) Contre plaqué multiple en sapin Douglas) : $t_s = 12.5$ mm

Capacité portante au cisaillement de la plaque $F_{U-Sheathing} = 5.0$ MPa

Module de Young de la plaque $E_s = 10\,445$ MPa

Module de cisaillement de la plaque $G_s = 825$ MPa

Caractéristiques des vis de fixations :

Vis No. 8 ; diamètre $d_c = 4.064$ mm

Espacement des Vis sur le périmètre de la plaque $S_c = 152$ mm

Nombre total des Vis $n_c = 50$

Calcul :

Le moment d'inertie polaire des vis de fixations.

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

Disposition des vis : Partie 01 : 02 rangés de 8 vis /1219 mm (partie haut et bas)

Partie 02 : 02 rangés de 17 vis /2438 mm (partie droite et gauche)

(Les vis sont disposées à 30 mm de chaque extrémité du panneau)

x_{ci} (mm)	y_{ci} (mm)	$(x_{ci})^2$ (mm ²)	$(y_{ci})^2$ (mm ²)	$4x[(x_{ci})^2 + (y_{ci})^2]$ (mm ²)
partie 01				
579.5	1189	335820.25	1413721	7.00E+06
427.5	1189	182756.25	1413721	6.39E+06
275.5	1189	75900.25	1413721	5.96E+06
123.5	1189	15252.25	1413721	5.72E+06
				2.51E+07
partie 02				
579.5	1189	335820.25	1413721	7.00E+06
579.5	1037	335820.25	1075369	5.64E+06
579.5	885	335820.25	783225	4.48E+06
579.5	733	335820.25	537289	3.49E+06
579.5	581	335820.25	337561	2.69E+06
579.5	429	335820.25	184041	2.08E+06
579.5	277	335820.25	76729	1.65E+06
579.5	125	335820.25	15625	1.41E+06
				2.84E+07
			$J =$	5.350E+07

$$M_0 = P_x \cdot e_y^0 = 1 \times 1219 = 1219 \text{ mm}$$

Calcul de la distance entre le centre élastique et le centre de rotation :

$$\delta_y = \left(\frac{P_x}{n_c} \right) \cdot \left(\frac{J}{M_0} \right) = \left(\frac{1 \times 5.350 \times 10^7}{50 \times 1219} \right) = 878 \text{ mm}$$

$$e_y = e_y^0 + \delta_y = 1219 + 878 = 2097 \text{ mm}$$

$$M_p = P_x \cdot e_y = 1 \times 2097 = 2097 \text{ mm}$$

Calcul de la distance entre chaque vis et le centre de rotation :

$$d_i = \sqrt{(x_{Ci})^2 + (d_{yi})^2}$$

$$d_{yi} = y_{Ci} + \delta_y$$

x_{Ci} (mm)	y_{Ci} (mm)	dy (mm)	$d_{yi} = y_{Ci} + dy$ (mm)	$(x_{Ci})^2$ (mm ²)	$(d_{yi})^2$ (mm ²)	$d_i = 2 \cdot [(x_{Ci})^2 + (d_{yi})^2]^{1/2}$ (mm)
partie 01						
579.5	1189	878	2067	335820.25	4272489	4.293E+03
427.5	1189	878	2067	182756.25	4272489	4.221E+03
275.5	1189	878	2067	75900.25	4272489	4.171E+03
123.5	1189	878	2067	15252.25	4272489	4.141E+03
						1.68E+04
partie 02						
579.5	1189	878	2067	335820.25	4272489	4.293E+03
579.5	1037	878	1915	335820.25	3667225	4.002E+03
579.5	885	878	1763	335820.25	3108169	3.712E+03
579.5	733	878	1611	335820.25	2595321	3.424E+03
579.5	581	878	1459	335820.25	2128681	3.140E+03
579.5	429	878	1307	335820.25	1708249	2.859E+03
579.5	277	878	1155	335820.25	1334025	2.584E+03
579.5	125	878	1003	335820.25	1006009	2.317E+03
						2.63E+04
						4.316E+04

Calcul du moment associé aux vis de fixations :

$$M = 0.93 \cdot \sum_{i=1}^{n_c} d_i = 0.93 \times 4.316 \times 10^4 = 46423 \text{ mm}$$

Calcul du coefficient de réduction de la résistance :

$$C_u = \left| \frac{M}{M_p} \right| = \frac{46423}{2097} = 22.14$$

Calcul de la résistance au cisaillement d panneau structural :

La résistance au cisaillement du panneau structural est donnée par la formule suivante [4]:

$V_r = \min$ entre :

$$4.2 \cdot (t_2^3 \cdot d)^{1/2} \cdot f_{u2} ; \text{ (Rupture par inclinaison (arrachement) du vis)}$$

$$2.7 \cdot t_1 \cdot d \cdot f_{u1}, \text{ (Rupture par déformation du panneau structural)}$$

$$2.7 \cdot t_2 \cdot d \cdot f_{u2}, \text{ (Rupture par déformation du profilé formé à froid)}$$

$$R_{\text{adm. Vis au cisaillement}} \text{ (Rupture par cisaillement du vis de fixation)}$$

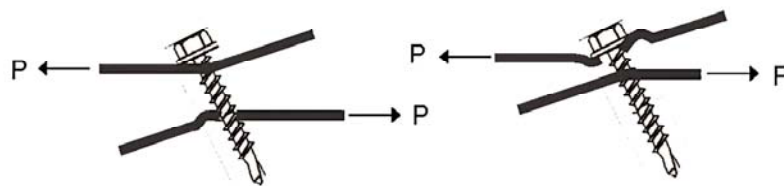
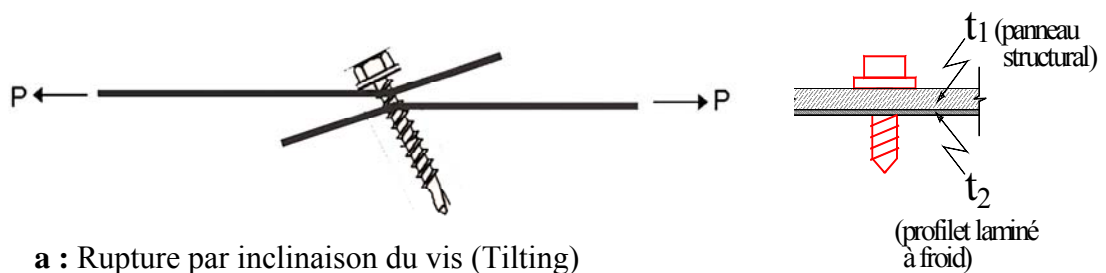


Figure 4.3 : Forme de rupture des panneaux de contreventements

La résistance au cisaillement des vis destinés aux construction à base d'acier laminé à froid sont données par (SSMA,2001) [53] Tableau :

Tableau 4.1 : Résistance admissible des vis de fixations

Identification du profilé		Propriétés de l'acier		Résistance Admissible des vis (N/Vis)					
Acier (mil in)	Ep. en (mm)	Fy (MPa)	Fy (MPa)	No.12 Dia.= 5.49 mm		No.10 Dia.= 4.83 mm		No.08 Dia.= 4.17 mm	
				Cisail.	Traction	Cisail.	Traction	Cisail.	Traction
33	0.88	228	345	-	-	787	374	729	320
43	1.15	228	345	1245	552	1170	485	1085	418
54	1.44	228	345	1753	694	1646	609	1530	525
68	1.81	228	345	2478	872	2326	770	-	-

$$V_r = \min \begin{cases} 4.2 \cdot (t_2^3 \cdot d)^{1/2} \cdot f_{u2} = 4.2 \times \sqrt{(1.15)^3 \times 4.17 \times 310} = 3279 \text{ N} \\ 2.7 \cdot t_1 \cdot d \cdot f_{u1} = 2.7 \times 12.5 \times 4.17 \times 5.0 = 703.69 \text{ N} \\ 2.7 \cdot t_2 \cdot d \cdot f_{u2} = 2.7 \times 1.15 \times 4.17 \times 310 = 4014 \text{ N} \\ R_{\text{adm. Vis au cisaillement}} = 1170 \text{ N} \end{cases}$$

$$V_r = 702.95 \text{ N}$$

Calcul de la résistance latérale du panneau structural :

$$\eta = \sqrt{8.0 - \frac{h}{b}} - 1.45 = \sqrt{8.0 - \frac{2438}{1219}} - 1.45 = 1.0$$

$$P_{S,i} = C_u \cdot V_r \cdot \eta = 22.14 \times 702.95 \times 1.0 = 15\,563.31 \text{ N}$$

Calcul des rigidités latérales de la plaque de revêtement et montantes :

Coefficient de réduction de la rigidité du panneau structural :

$$\alpha_V = \left(\frac{C_u}{3.3 \cdot n_C} \right)^{1.8} \cdot \left(\frac{6in}{S_C} \right) = \left(\frac{22.14}{3.3 \times 50} \right)^{1.8} \times \left(\frac{6in}{6in} \right) = 0.027$$

$$\alpha_B = \left(\frac{6}{C_u} \right)^{1.8} \cdot \left(\frac{6in}{S_C} \right)^{\frac{1.3 \cdot n_C}{C_u}} = \left(\frac{6}{22.14} \right)^2 \times \left(\frac{6in}{6in} \right)^{\frac{1.3 \times 50}{19.14}} = 0.0961$$

$$A_S = t_S \cdot b = 12.5 \times 1219 = 15238 \text{ mm}^2$$

$$I_S = \frac{t_S \cdot b^3}{12} = \frac{12.5 \times (1219)^3}{12} = 1.887 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

Rigidité du panneau structural :

$$K_S = \frac{G_S \cdot A_s}{1.2h} \alpha_V + \frac{3 \cdot E_S \cdot I_S}{h^3} \alpha_B$$

$$K_S = \frac{825 \times 15238}{1.2 \times 2438} \times 0.027 + \frac{3 \times 10445 \times 1.887 \times 10^9}{(2438)^3} \times 0.0961 = 507.985 \text{ N/mm}$$

$$K_F = \sum_{\text{montants}} \frac{3 \cdot E_F \cdot I_F}{h^3}$$

$$K_F = 2 \left(\frac{3 \times 203000 \times 1.057 \times 10^5}{(2438)^3} \right) + \left(\frac{3 \times 203000 \times 5.286 \times 10^4}{(2438)^3} \right) = 11.11 \text{ N/mm}$$

Finalement en calcul la résistance latérale totale du panneau de contreventement :

$$P_U = \left(1 + \frac{K_F}{K_S} \right) \cdot P_S = \left(1 + \frac{11.11}{507.985} \right) \times 15563.316 = 15\,895.66 \text{ N}$$

Calcul du déplacement latéral du panneau de contreventement :

$$\Delta_U = \frac{P_U}{K_F + K_S} = \frac{15895.66}{11.11 + 507.895} = 30.63 \text{ mm}$$

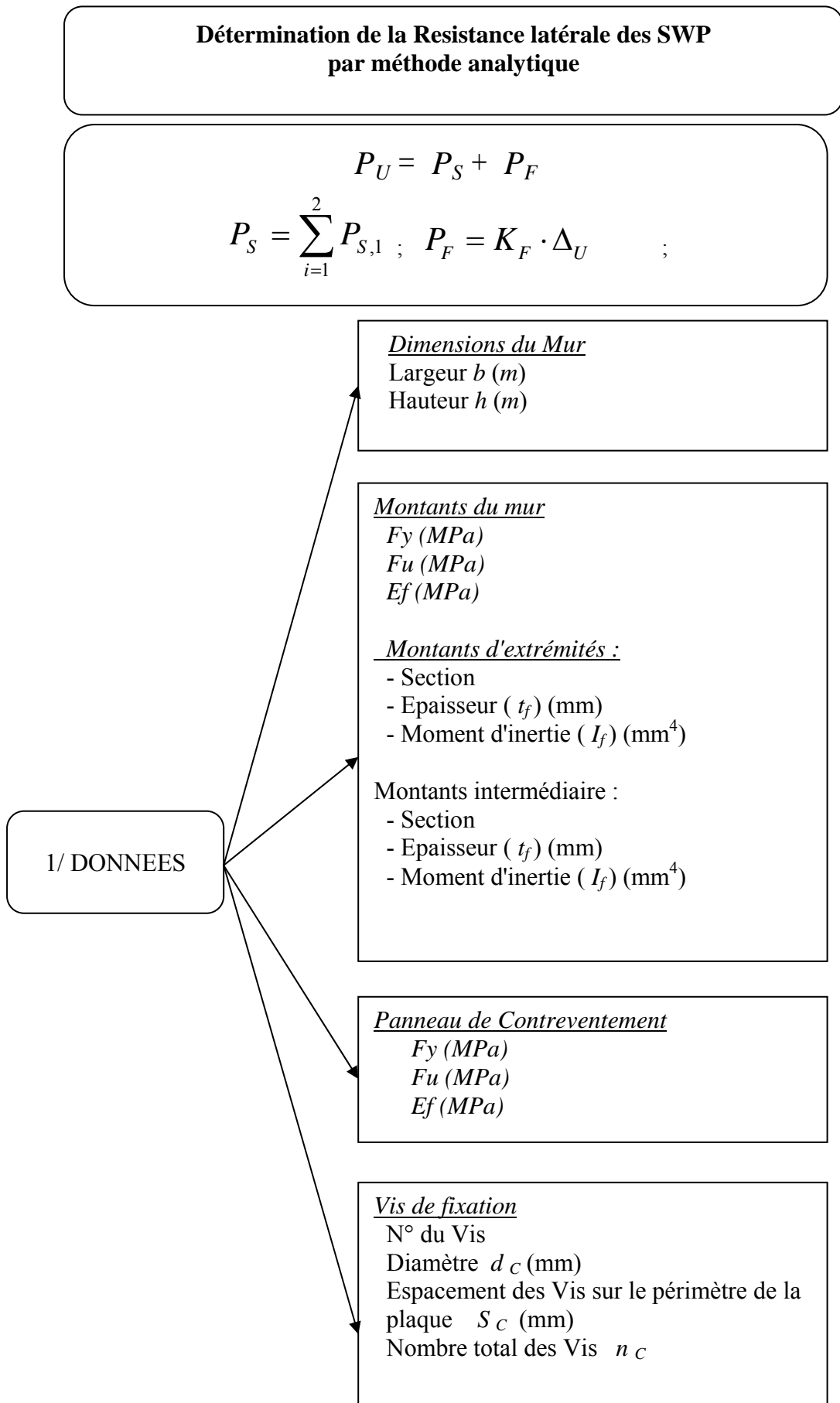
Comparaison entre le résultat analytique avec l'expérimental :

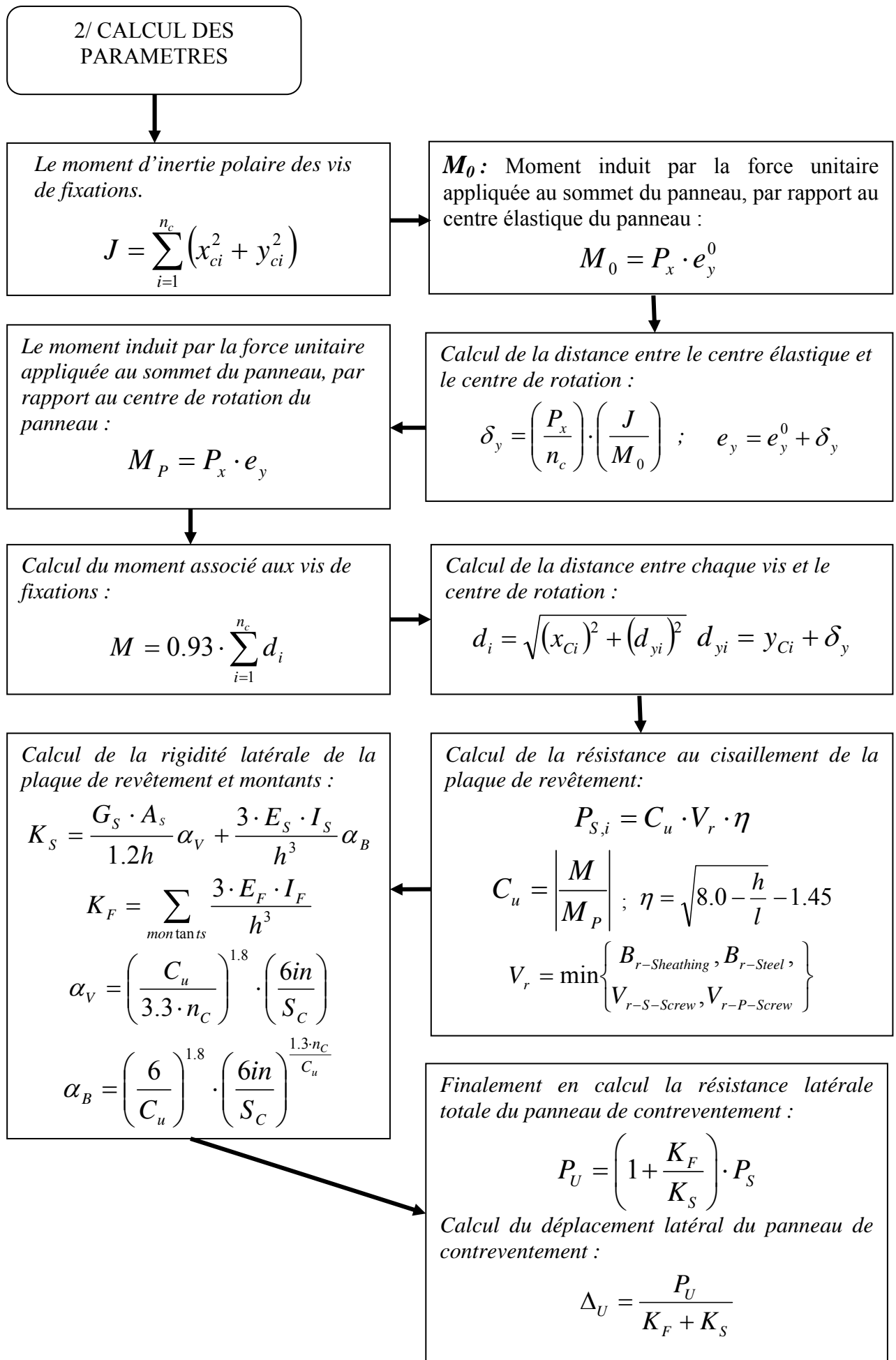
$$\text{Résistance : } \frac{15895.66 \text{ N}}{17370 \text{ N}} = 92\%$$

$$\text{Déplacement : } \frac{30.63 \text{ mm}}{37.30 \text{ mm}} = 82\%$$

Un programme sur Excel est développé pour un calcul automatique de la résistance et du déplacement latéral du panneau de contreventement en fonction de la configuration de ce dernier. Des résultats comparables sont obtenus par rapport aux testes expérimentaux.

4.2.2. Organigramme de calcul :





4.3. Résistance latérale des SWP par méthode empirique :

La méthode est basée un comportement simple du modèle de SWP (Figure 4.3), en introduisant des facteurs empiriques pour en tenir compte du comportement nonlinéaire du panneau de contreventement.

La rigidité du SWP est calculée à partir de la formule suivante :

$$K = \frac{R_n \times \text{longueur}_{\text{panneau}}}{\Delta_{\text{total-voile}}}$$

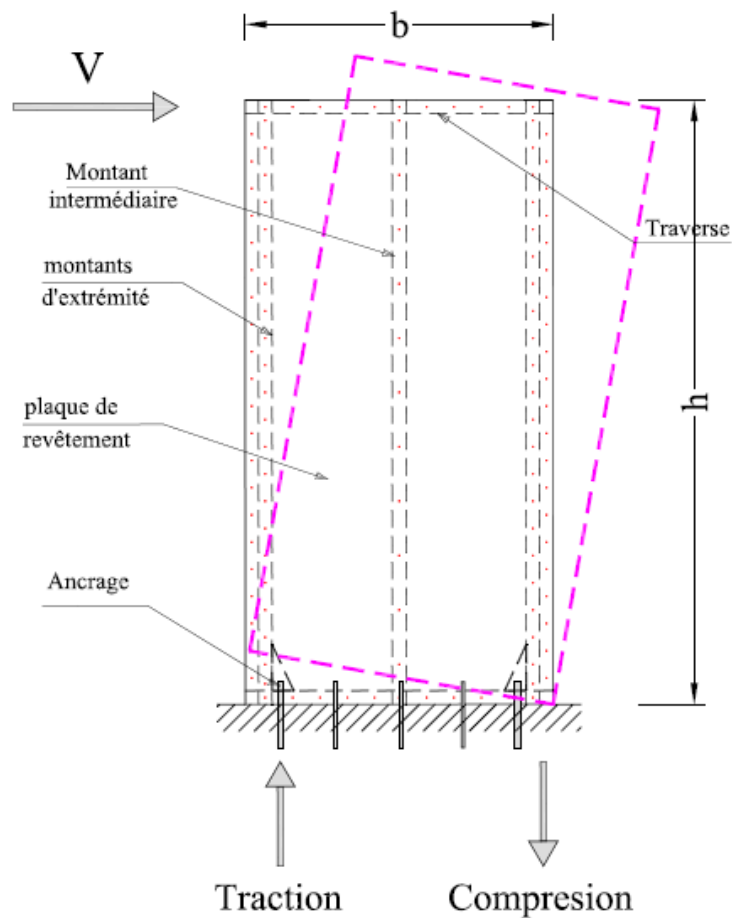


Figure 4.4 : Modèle de panneau de contreventement en PAF sous chargement latéral

R_n (kN/ml): est la résistance nominale du voile fonction du type de chargement latéral (vent ou séisme), type et épaisseur du panneau de contreventement, ainsi que l'espacement des écrous ou vis de fixation au périmètre du panneau.

La résistance nominale d'un panneau de contreventement peut être déduite du tableau C2.1-3 AISI S213-07 [2] .

Tableau 4.2 : Résistance nominale au cisaillement R_n (en kN/m) des SWP Pour un dimensionnement sous Vent

Désignation de type de la plaque de contreventement	Ratio maximum (h/w)	Espacement des vis sur le périmètre du panneau (mm)			
		152.4	101.6	76.20	50.80
Contre plaqué multiple ép.=11,9mm (15/32") sur une face	2 : 1	16.61	--	--	--
Panneaux de lamelles orientées (OSB Oriented Strand Board) ép.=11,1mm sur une face	2 : 1	13.28	20.57	25.32	27.87
Panneaux de lamelles orientées (OSB Oriented Strand Board) ép.=11,1mm sur une face perpendiculaire aux montants	2 : 1	14.88	--	--	--
Panneaux de lamelles orientées (OSB Oriented Strand Board) ép.=11,1mm 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 ondulée ép=0.686mm sur une face	4 : 1	--	14.59	15.83	17.07

Tableau 4.3 : Résistance nominale au cisaillement R_n (en kN/m) des SWP Pour un dimensionnement sous Séisme

Désignation de la plaque de contreventement	Ratio max (h/w)	Espacement des vis sur le périmètre du panneau (mm)				Epaisseurs des montants intermédiaires (mm)	Vis N° #
		152.4	101.6	76.20	50.80		
Contre plaqué multiple ép.=11,9mm (15/32") sur une face	2:1 ³	11.38	14.45	--	--	0.838 ou 1.092 (33 ou 43 mil in)	8
	2:1	12.99	19.41	25.90	31.96	1.092 ou 1.372 (43 ou 54 mil in)	8
						1.727 (68 mil in)	10
Panneaux de lamelles orientées (OSB) ép.=11,1mm sur une face	2:1 ³	10.21	13.35	--	--	0.838 (33 mil in)	8
	2:1 ³	12.04	18.02	22.54	30.06	1.092 ou 1.372 (43 ou 54 mil in)	8
	2:1	13.72	20.57	25.68	34.29	1.372 (54 mil in)	8
	2:1	17.98	26.97	33.71	44.94	1.727 (68 mil in)	10
Tôle nervurée ép.=0.457mm sur une face (18mil-in)	2:1	5.69	--	--	--	0.838 (33 mil in)	8
Tôle nervurée ép.=0.686mm sur une face (27 mil-in)	4:1	--	14.59	15.83	17.07	0.838 (33 mil in)	8

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) 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 ratio (h/w) dépasse 2:1, mais inférieur à 4:1 la valeur de la résistance nominale doit être multipliée par 2w/h.

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

$\Delta_{total-panneau}$: Déplacement total du panneau de contreventement.

Le déplacement du mur panneau de contreventement est donné par la formule suivante (Eq. C2.1-2 AISI S213-07) [2] :

$$\Delta_{total-panneau} = \frac{2vh^3}{3E_s A_c b} + \omega_1 \omega_2 \frac{vh}{\rho G t_{sheating}} + \omega_1^{5/4} \omega_2 \omega_3 \omega_4 \left(\frac{v}{0.00290\beta} \right)^2 + \frac{h}{b} \delta_v$$

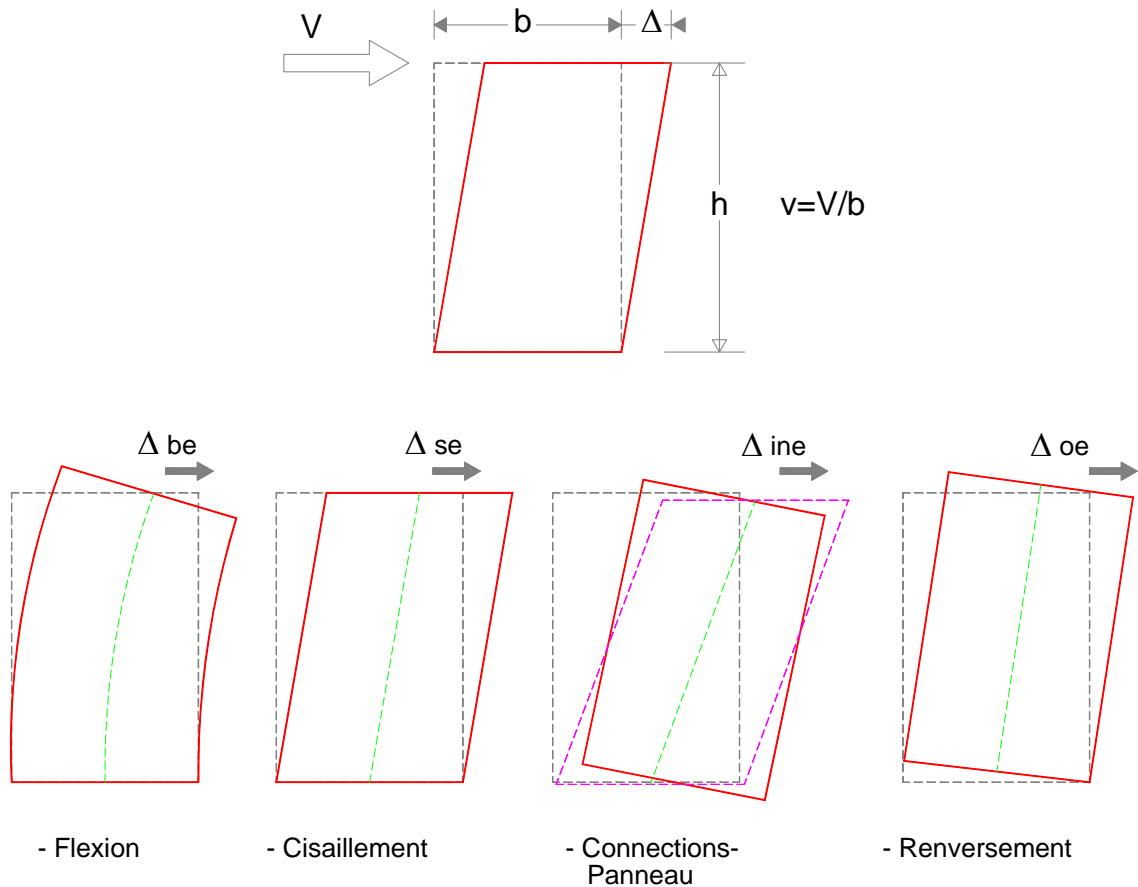


Figure 4.5 : Paramètres intervenant dans la déformation du SWP

$$\Delta_{Total} = \Delta_{be} + \Delta_{se} + \Delta_{ine} + \Delta_{oe}$$

Avec :

Δ_{be} : déformée dû à l'effet de flexion du mur de contreventement ;

Δ_{se} : déformée dû à l'effet du cisaillement du mur de contreventement ;

Δ_{ine} : déformée nonlinéaire (empirique) déterminée a partir des résultats de teste cyclique régressive représentant la déformation entre le panneau structural et les connexions ;

Δ_{oe} : déformée dû à l'effet du renversement du mur de contreventement.

Définition des paramètres :

b : Largeur du panneau (mm)

h : Hauteur du panneau (mm)

E_s : Module d'élasticité de l'acier (20 300 MPa).

$G_{Sheathing}$: Module de cisaillement de la plaque de revêtement

$$G_{Sheathing} = \frac{E_{sheathing}}{2(1+\nu)}$$

$\nu = R_n$: Résistance nominale latérale du SWP : $\nu = \frac{V}{b}$ (kN/m).

V : Effort tranchant total revenant au SWP (kN).

h : Hauteur du voile (mm).

A_c : Section transversale brute de l'élément d'extrémité (End stud). (mm²).

$t_{sheating}$: Epaisseur de la plaque de contreventement. (mm).

β : Coefficient variable en fonction du type de la plaque :

$$\beta = 810 \text{ Pour le contre plaqué multiple (plywood) et } \beta = 660 \text{ pour OSB}$$

$$\beta = 500 \times (t_{sheating} / 0,457) \text{ pour l'acier}$$

ρ : Coefficient variable en fonction du type de la plaque.

$$\rho = 1.85 \text{ Pour le contre plaqué multiple (plywood) et } \rho = 1.05 \text{ pour OSB}$$

$$\rho = 0.07 \times (t_{sheating} / 0,457) \text{ pour l'acier}$$

$\omega_1 = \frac{s}{152,4}$: avec : s (mm) : espacement des attaches aux extrémités.

$$\omega_2 = \frac{0,838}{t_{stud}} \quad \omega_3 = \sqrt{\frac{h/b}{2}} \quad \omega_4 = \sqrt{\frac{227,5}{f_y}} \quad (f_y \text{ en MPa}).$$

δ_v Déformation verticale (déformation verticale de l'ancrage)

L'estimation de la déformation verticale de l'ancrage peut être estimée après détermination du type et diamètre du boulon d'encrage.

$$\delta_v = \frac{N \cdot l}{E \cdot A} \quad \text{avec} \quad N = 1.3 \cdot V \cdot \frac{h}{b} \quad (\text{effort de traction dans l'encrage majoré de 30\%})$$

A	Aire total de l'encrage
E	Module de déformation longitudinal de l'encrage
l	Longueur de l'encrage
V	Effort tranchant total revenant au SWP (kN).

4.3.1. Exemple de calcul :

En reprenons l'exemple précédent :

Données :

$h = 2438 \text{ mm}$; $l = 1219 \text{ mm}$;

La plaque de revêtement est présente uniquement sur une face du panneau ;

Caractéristiques du matériau des éléments montants et traverses (acier laminé à froid) :

$f_y = 230 \text{ MPa}$; $f_u = 344 \text{ MPa}$; $E_s = 203000 \text{ MPa}$

Élément d'extrémités : Section en C dos à dos (362S162-44mils) ($t_F = 1.12 \text{ mm}$)

Aire brut des 02 montants d'extrémités : $A_s = 438.4 \text{ mm}^2$

Caractéristiques du matériau des plaques de revêtement :

Épaisseur de la plaque (contre plaqué multiple « Plywood ») : $t_s = 12.5 \text{ mm}$

Capacité portante au cisaillement de la plaque $F_{U-Sheathing} = 4.5 \text{ MPa}$

Module de Young de la plaque $E_{Sheathing} = 10445 \text{ MPa}$

Module de cisaillement de la plaque $G_s = 825 \text{ MPa}$

Caractéristiques des vis de fixations :

Vis No. 8 ; diamètre $d_C = 4.064 \text{ mm}$

Espacement des Vis sur le périmètre de la plaque $S_C = 152 \text{ mm}$

Calcul du déplacement ultime du panneau :

$$\delta_1 = \frac{2vh^3}{3E_s A_c b} = \frac{2 \times 12.99 \times (2438)^3}{3 \times 203000 \times 438.4 \times 1219} = 1.16 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = \omega_1 \omega_2 \frac{vh}{\rho G t_{sheathing}} = 1 \times \frac{0.838}{1.12} \times \frac{12.99 \times 2438}{1.85 \times 11.9 \times 825} = 1.28 \text{ mm}$$

$$\delta_3 = \omega_1^{5/4} \omega_2 \omega_3 \omega_4 \left(\frac{v}{0.0029\beta} \right)^2 =$$

$$1 \times \frac{0.838}{1.12} \times (\sqrt{2/2}) \times \left(\sqrt{\frac{227.5}{230}} \right) \times \left(\frac{12.99}{0.0029 \times 810} \right)^2 = 22.36 \text{ mm}$$

Tige d'encrage diam. 22 mm (7/8 in)

L'effort max que peut délivrer le système :

$$T_1 = C_1 = \frac{R_n \times \sum L_{i1} \times 1.3 \times h_1}{\sum L_i} = \frac{12990 \times 1.219 \times 1.3 \times 2.438}{1.219} = 41170.51 \text{ N}$$

$$\delta_v = \frac{N \cdot l}{E \cdot A} = \frac{41170.51 \times 1219}{203000 \times 380.13} = 0.65 \text{ mm}$$

$$\delta_4 = \frac{h}{b} \delta_v = 2 \times 0.65 = 1.30 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } \Delta_{total\text{-panneau}} = 1.16 + 1.28 + 22.36 + 1.30 = 26.10 \text{ mm}$$

Récapitulation :

$$1^{\text{ère}} \text{ méthode : } R_n = 15\,895.66 \text{ N} \qquad \Delta_u = 30.63 \text{ mm}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ méthode : } R_n = 12990 \times 1.219 = 15\,834.81 \text{ N} \qquad \Delta_u = 26.10 \text{ mm}$$

$$\text{Expérimental : } R_n = 17\,370.00 \text{ N} \qquad \Delta_u = 37.30 \text{ mm}$$

Comparaison entre le résultat de calcul par la méthode empirique (2^{ème} méthode) avec le calcul analytique et expérimental :

$$\text{Résistance : Méthode analytique : } \frac{15834.81 \text{ N}}{15895.66 \text{ N}} = 99.62\%$$

$$\text{Expérimental : } \frac{15834.81 \text{ N}}{17370 \text{ N}} = 91.16\%$$

$$\text{Déplacement : Méthode analytique : } \frac{26.10 \text{ mm}}{30.63 \text{ mm}} = 85.2\%$$

$$\text{Expérimental : } \frac{26.10 \text{ mm}}{37.30 \text{ mm}} = 70.0\%$$

Le calcul par la 1^{ère} méthode analytique de la résistance et du déplacement latérale donne des valeurs proches à celle des résultats expérimentaux.

4.4. Conclusion :

Nous avons présenté dans ce chapitre les méthodes de détermination de la résistance latérale du panneau de contreventement ainsi que le déplacement correspondant.

Le calcul et le dimensionnement des structures en acier léger sous sollicitation horizontale (vent ou séisme) se basent essentiellement sur la détermination de la capacité portante des éléments de contreventement.

Les deux méthodes présentées ci-dessus permettent une estimation acceptable de la résistance et du déplacement latéral pour tous types de panneaux de contreventement en acier léger.

Il est constaté que le déplacement total du panneau de contreventement est gouverné par les déformations nonlinéaire des connections élémentaires entre la plaque de contreventement et les montants du panneau.

Les autres déplacements dus à la flexion, cisaillement ou renversement sont très minime comparé à celui de la déformation nonlinéaire.

Les paramètres tels que la limite élastique et le déplacement élastique du panneau ainsi que la limite de rupture sont déduites en tenant compte de la détermination de la ductilité du panneau à partir des testes expérimentaux et les méthodes analytiques de calcul.

En effet on peu a priori déterminer une loi de comportement pour les différents configurations des panneaux de contreventements.

CHAPITRE 5

MODELISATION ET OPTIMISATION DES PANNEAUX DE CONTREVENTEMENT

5.1. Introduction :

L'utilisation des outils d'analyse sismique des structures à base d'acier laminé à froid est difficile parce que la plupart des données des éléments ou des assemblages sont qualitatives ou issues d'essais de laboratoires.

Le comportement sismique des panneaux de contreventement de ces structures « SWP : shear wall panel » n'est pas complètement défini, car plusieurs paramètres interviennent dans la réponse du système quand il est soumis à des sollicitations dynamiques, tels que le comportement non linéaire des connections entre panneau structural et les montants du mur, le voilement local des montants d'extrémités....

Par conséquent le dimensionnement de ces panneaux est quasiment basé sur les données expérimentales.

Le problème posé, c'est que la modélisation des contreventements des structures en charpente en acier de faible épaisseur (light-gauge steel-frame) ne se base pas sur des éléments simples (plaque, ou élément poteau), mais de sous-assemblages de murs composés de plusieurs éléments (montants traverses, panneau de contreventement et vis de fixation).

Des recherches dans des universités et instituts essentiellement nord-américains mais aussi japonais et européens des travaux sur l'analyse des performances des structures en acier léger et notamment des contreventements sous sollicitation sismique sont menés.

Plusieurs projets de recherches expérimentales ont été institués dans le but de développer une méthode simplifiée de calcul de ces murs de contreventement qui pourrait être utilisée par les ingénieurs dans le dimensionnement des structures en PAF.

Serrette et al. (1997,1996 et 1994) [6], [7], [8], Tissell (1993) [18], Branston et al. (2006)[16] et Dan Dubina (2008) [11], ont conduit plusieurs essais et tests sur des spécimens avec différents types et configurations de panneaux de contreventement avec et sans ouvertures. Une observation commune à ces tests est que le comportement hystérétique du panneau est gouverné par celui de ses connections élémentaires (entre l'élément plaque de contreventement et les éléments du cadre du panneau).

Sur la base des résultats obtenus par Serrette, Branston et al., Une nouvelle norme, North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – Lateral Design, AISI S213 -07 [2], a été élaborée pour la conception des murs de contreventement des immeubles à ossature métallique légère. AISI S213 traite à la fois des surcharges dues aux séismes et des surcharges dues au vent et devrait être adoptée et utilisée aux États-Unis, au Canada et au Mexique. La portion canadienne de cette norme est conforme au Code national du bâtiment – Canada 2005 et notamment avec les nouvelles exigences sismiques.

La capacité portante, la rigidité et la dissipation d'énergie des murs de contreventement, sont déduites en fonction de la courbe de capacité, ainsi que sur la base de la courbe enveloppe stabilisée des tests cycliques (courbe hystérésis) conformément à la norme ASTM E564 (Une pratique standard appliquée pour le dimensionnement des éléments de contreventement des structures).

Le protocole d'essai utilisé pour simuler une force statique horizontale due au vent appliquée sur une structure est effectué par un test de chargement qui début de la case zéro à une vitesse de 7.5 mm/min, et continue jusqu'à obtention d'une déflexion de 0.5% de la hauteur du mur, puis déchargement du mur et rechargement jusqu'à une déflexion correspondante à 1.5% de la hauteur du mur.

Les tests cycliques utilisent un protocole d'essais dynamique spécifique tel que le protocole de test ECCS (European Convention for Constructional Steelwork) ou le protocole CUREE (Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering)

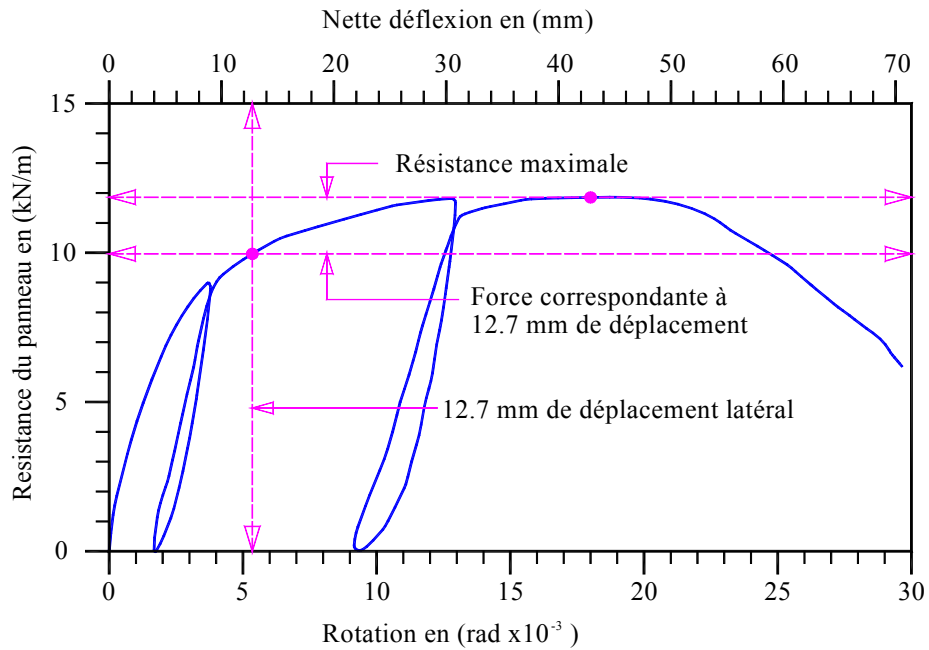
Ces tests permettent d'en déduire la résistance nominale des panneaux de contreventement sous excitations sismique.

En se basant sur les lois de comportement de ces éléments de contreventement et par le choix d'un modèle simplifié, notre objectif, consiste à développer une technique de modélisation qui permet d'analyser une structure contreventée par des panneaux constitués en acier laminé à froid en utilisant un logiciel en EF comme le SAP2000.

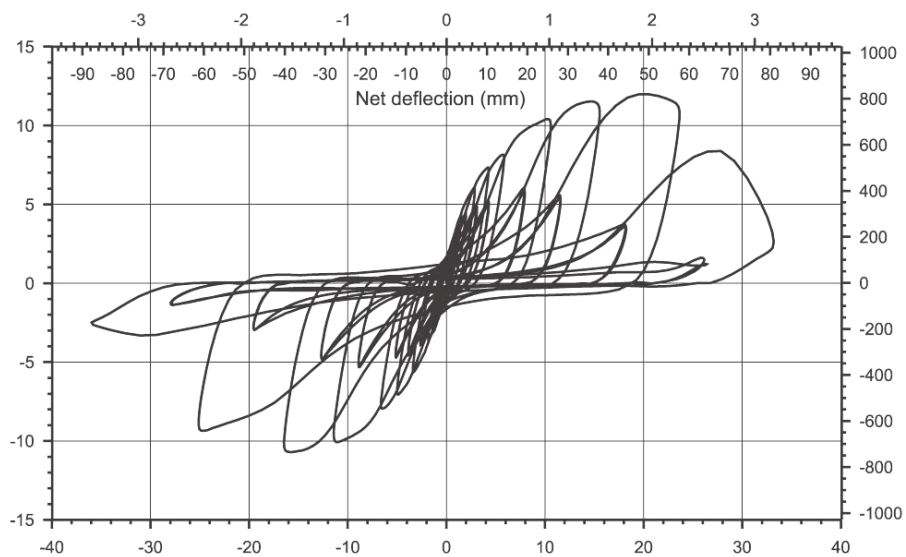
On calcul par l'une des méthodes proposée (analytique ou empirique) la résistance nominale du mur de contreventement SWP en fonctions des différents paramètres composant le mur.

5.2. Définition d'un modèle de courbe efforts-déformations du panneau de contreventement

La loi de comportement des panneaux de contreventement en PAF sous un chargement latéral (cyclique ou monotonique) est fortement nonlinéaire, un exemple typique de résultat de tests effectué par Branston et al. (2006) [16], sous chargement monotonique et cyclique est illustré par les deux figures ci-dessous (figure 5.1 et 5.2):



a - chargement monotonique



b - Chargement cyclique

Figure 5.1 : Exemple de courbe typique de comportement d'un spécimen sous chargement monotonique et cyclique (forces-déplacements) Branston et al. 2006

Il existe plusieurs approches pour simplifier cette loi de comportement nonlinéaire, parmi ces approches la méthode la plus utilisée est celle de l'énergie élasto-plastique équivalente (EEEP : Equivalent Energy Elastic Plastic).

Le modèle d'énergie élasto-plastique équivalente (EEEP) proposée par (Park 1989; Foliente 1996) a été initialement développé pour le cas des structures en béton armé.

La méthode est basée sur l'égalité de la dissipation d'énergie du panneau de contreventement durant son chargement monotonique ou cyclique. C'est-à-dire que l'aire sous la courbe idéalisée (élasto-plastique) soit égale à l'aire comprise sous la courbe expérimentale comme la montre la figure ci-dessous (figure 5.2).

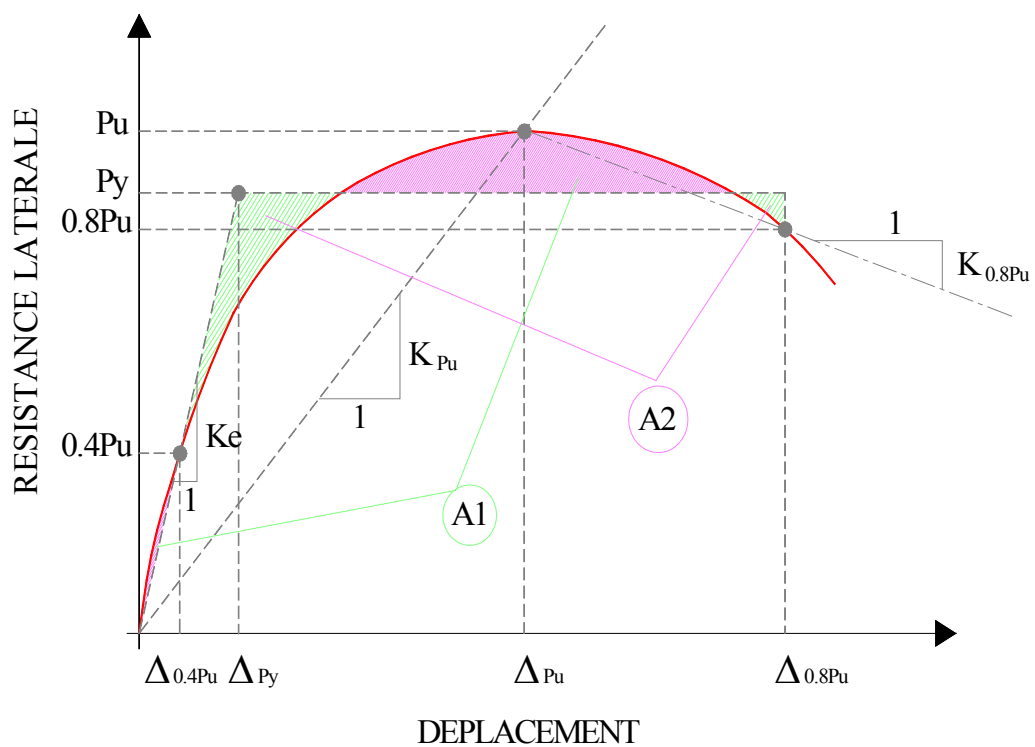


Figure 5.2 : Equivalence des énergies Elasto - Plastique et expérimentale pour un chargement monotonique modèle (Branston, 2004)

Pour des raisons de simplification de calcul, le modèle est choisi pour être bi-linéaire, cette approche a été utilisée par Branston et al. (2006) [16], qui a permis d'obtenir les résultats des résistances latérales des panneaux sont listés dans le code AISI S213 standard [2] pour le calcul des panneaux de contreventement en PAF.

5.3. Méthode de détermination du modèle d'énergie élastique- plastique équivalente (EEEP)

La rigidité élastique initiale K_e et le déplacement élastique Δ_{el} sont déterminés en utilisant l'une des deux méthodes suivantes :

- **1^{ère} méthode :**

La rigidité initiale peut être déterminée par la tangente définie entre le point correspondant à $0\% P_u$ et $40\% P_u$. Elle est définie par la formule suivante :

$$K_{el} = \frac{0.4 \cdot P_u}{\Delta_{0.4P_u}} \quad \text{ou encore} \quad K_{el} = \frac{P_y}{\Delta_y}$$

La déformation à la rupture est définie comme le déplacement correspondant à la dégradation de résistance à $80\% P_u$ ou à une déflexion équivalente à 2.5% de la hauteur du mur de contreventement ou du niveau. Rogers C.A. et al. [33] (figure 5.3).

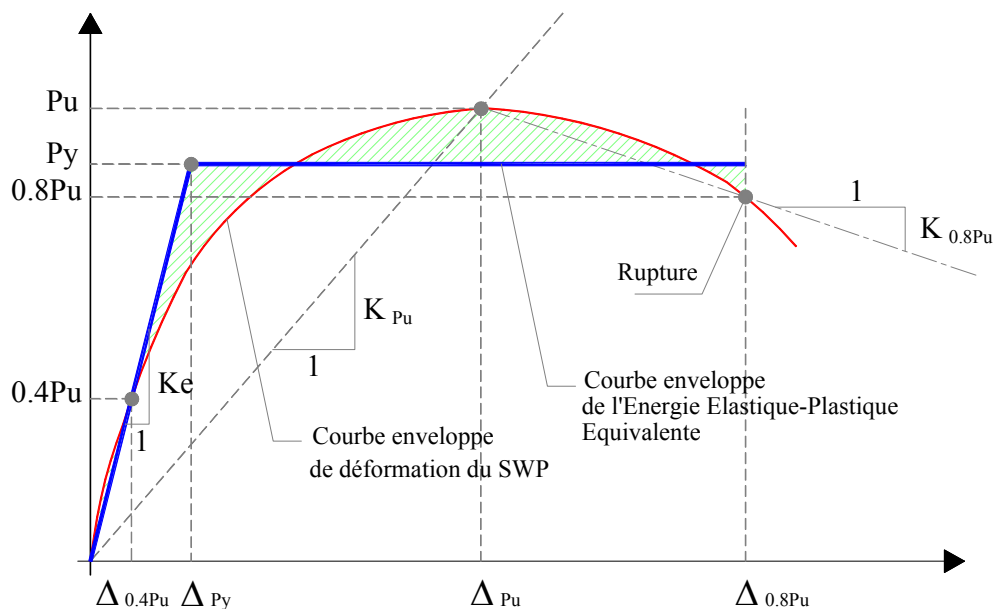


Figure 5.3 : Détermination de la rigidité élastique initiale par l'équivalence des Energies Elasto-Plastique

P_u correspond à la résistance nominale obtenue par essais ou calculée par l'une des deux méthodes présentées dans le chapitre précédent (méthode analytique ou empirique).

Δ_u correspond au déplacement ultime sous P_u .

Le calcul de la limite élastique P_y est obtenu par la formule suivante Muñoz W. et al. [34] :

$$P_y = \left[\Delta_{rupture} - \sqrt{\Delta_{rupture}^2 - \frac{2W_{rupture}}{K_e}} \right] \times K_e$$

$\Delta_{rupture}$: Déformation à la rupture

$W_{rupture}$: énergie dissipée à la rupture

Δ_y : Déformation élastique correspondant à P_y

Limite de déformation inter-étages :

Selon le code ASCE 7-05 Table 12.12.1 (American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 7-05) [35] et le NBC 2005 (National Building Code of Canada 2005) la déformation inélastique limite inter-étage d'une structure d'importance moyenne est limité à la valeur 2.5% de la hauteur de l'étage considéré.

Tableau 5.1 : Limitation des déplacements inter-étage par le ASCE 7-05 (TB12.12-1)

Structure	Occupancy Category		
	I or II	III	IV
Structure, other than masonry shear wall structures, 4 stories or less with interior walls, partitions, ceilings and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drift.	0.025 h_{sx}	0.020 h_{sx}	0.015 h_{sx}
Masonry shear wall structures	0.010 h_{sx}	0.010 h_{sx}	0.010 h_{sx}
Other masonry shear wall structures	0.007 h_{sx}	0.007 h_{sx}	0.007 h_{sx}
All other structures	0.020 h_{sx}	0.015 h_{sx}	0.010 h_{sx}

D'après ROGERS C.A. et al. [28], il existe deux cas possible lors de calcul du déplacement ultime d'une structure en PAF.

Le 1^{er} cas correspond à $\Delta_{net,u} > 2.5 \% h$ (figure 5.4).

Dans ce cas la limitation de déplacement inter-étage imposée au modèle, réduira la limite ultime et par conséquent la limite élastique à cause de la réduction de la ductilité du système.

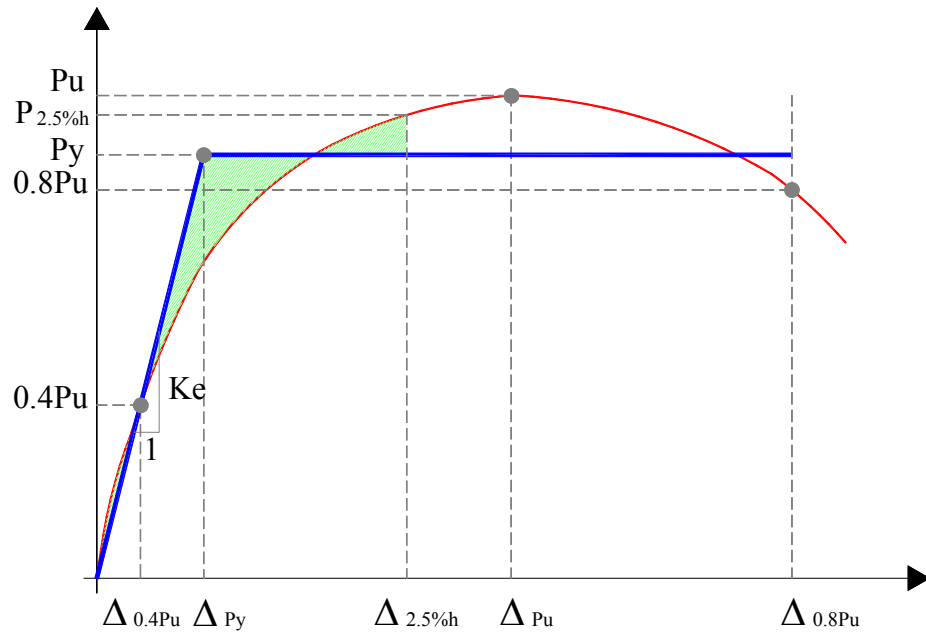


Figure 5.4 : Détermination de la courbe de l'équivalence des énergies elasto-plastique par imposition de la limite de déformation de $2.5\% h_{mur}$

Le 2^{ème} cas correspond à $\Delta_{net,u} < 2.5\% h < \Delta_{net,0.8u}$

Dans cette situation la limitation de déplacement inter-étage n'est pas prise en considération et on prend en compte uniquement le modèle conventionnel de EEEP.

Le déplacement limite est pris égale dans ce cas à la déformation correspondant à $0.8P_u$. (Figure 5.5).

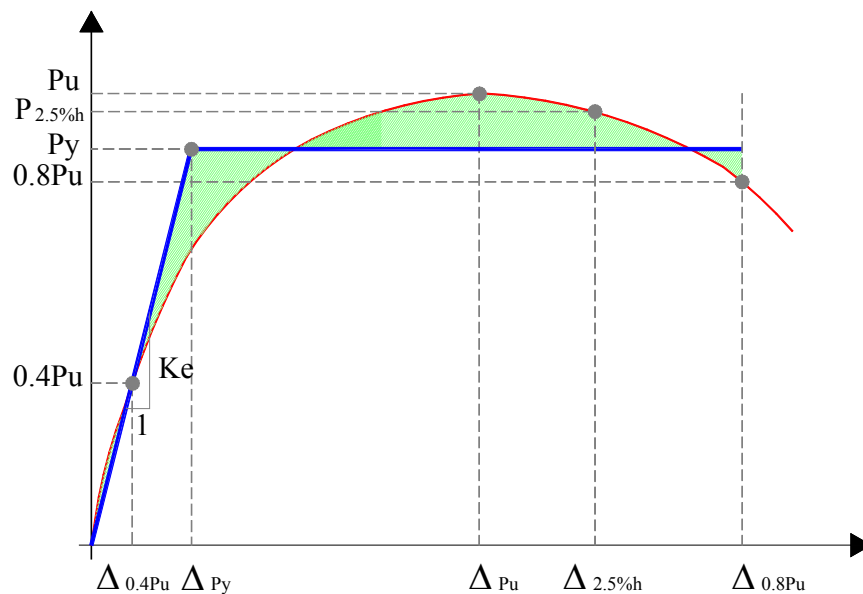


Figure 5.5 : Détermination de la courbe de l'équivalence des énergies elasto-plastique sans imposition de la limite de déformation.

- **2^{ème} méthode :**

Cette méthode a été adoptée par Dubina D., Fûlop L.A, [11],[12],[13],[14]. La rigidité initiale est définie comme la droite séquent de la rigidité du point correspondant à une déflexion de l'ordre de 1/400 (D_{400}) du panneau de contreventement (Figure 5.6).

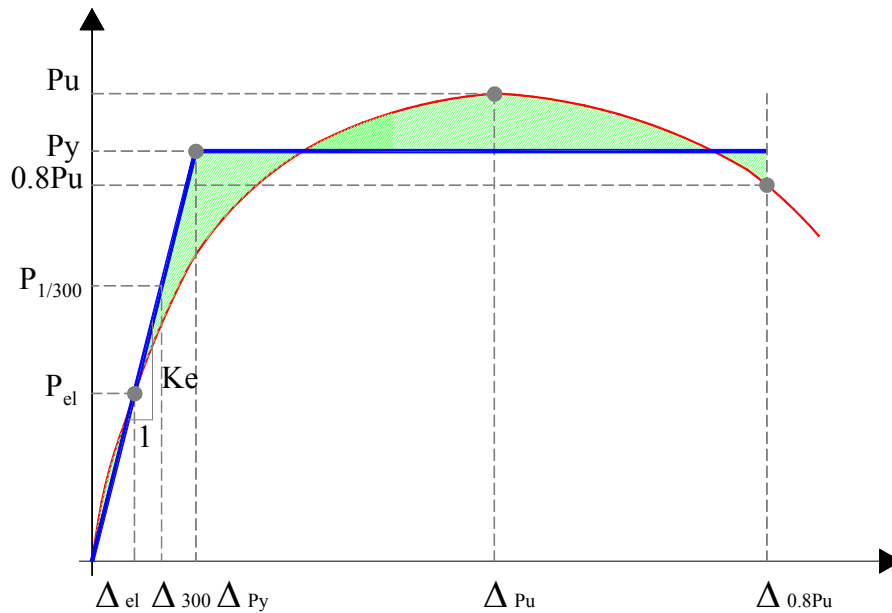


Figure 5.6 : Détermination de la courbe de l'équivalence des énergies elasto-plastique à une déflexion 1/400.

La résistance admissible est prise égale à la plus petite valeur entre la force correspondante à une déflexion 1/300 et $2/3F_y$

Les deux méthodes présentées donnent des résultats comparables avec des valeurs de la rigidité initiale très similaires.

5.4. Ductilité des panneaux de contreventement en PAF :

Sur la base des résultants expérimentaux de la loi de comportement des panneaux de contreventement en PAF (Figure 5.7), d'après Serrette et al. [41], le rapport α entre le déplacement ultime Δ_{Pu} et le déplacement élastique $\Delta_{0.4Pu}$ varie entre 3.28 et 2.51 soit une valeur moyenne de 2.87.

Et le rapport β entre le déplacement limite $\Delta_{0.8Pu}$ et le déplacement ultime Δ_{Pu} varie entre 1.63 et 1.0, soit une valeur moyenne de 1.40.

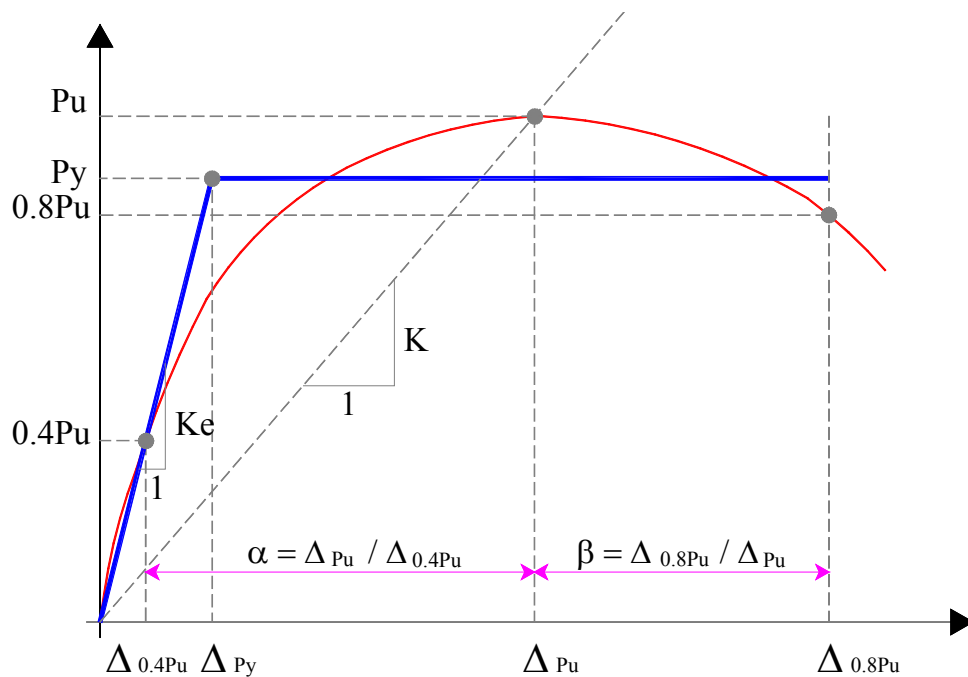


Figure 5.7 : Détermination de la ductilité des panneaux de contreventements.

La détermination de la ductilité du panneau de contreventement est celle définie par la norme ASTM E2126, qui correspond à :

$$\mu = \frac{\Delta_{rupture}}{\Delta_y}$$

Avec : $\Delta_{rupture}$: déplacement plastique correspondant à la perte de résistance pour une valeur de $0.8 Pu$

La valeur de $\Delta_{rupture}$ ainsi que l'énergie dissipée par le panneau de contreventement sont obtenus à partir des tests sur les spécimens sous une force monotonique et cyclique.

Gad et al. [38], Balh N., et al. [26], Ont proposés des valeurs de ductilité pour les panneaux de contreventements en PAF respectivement dans les intervalles 1.5 – 3.5 et 1.5 - 2.5.

5.5. Détermination des paramètres post-élastiques des modèles des courbes efforts – déformations des panneaux en PAF :

Dans ce paragraphe, nous allons utiliser une technique de modélisation des panneaux de contreventement en acier léger à l'aide du logiciel SAP2000 [39], en utilisant « link-element » avec un modèle pivot multilinéaire plastique développé par Dowell R. K. et Seible F., Wilson E. [40].

Le modèle a été initialement développé pour simuler le comportement nonlinéaire des éléments en béton armé sous une sollicitation dynamique, avec prise en charge de la dégradation de la résistance et de la rigidité du béton armé.

Il a été observé lors des tests dynamiques sur des murs en béton armé que pendant les cycles de chargement déchargement, on observe que l'allure des courbes tendent vers le même point de pivotement en idéalisant la courbe hystérisiques (Figure 5.8).

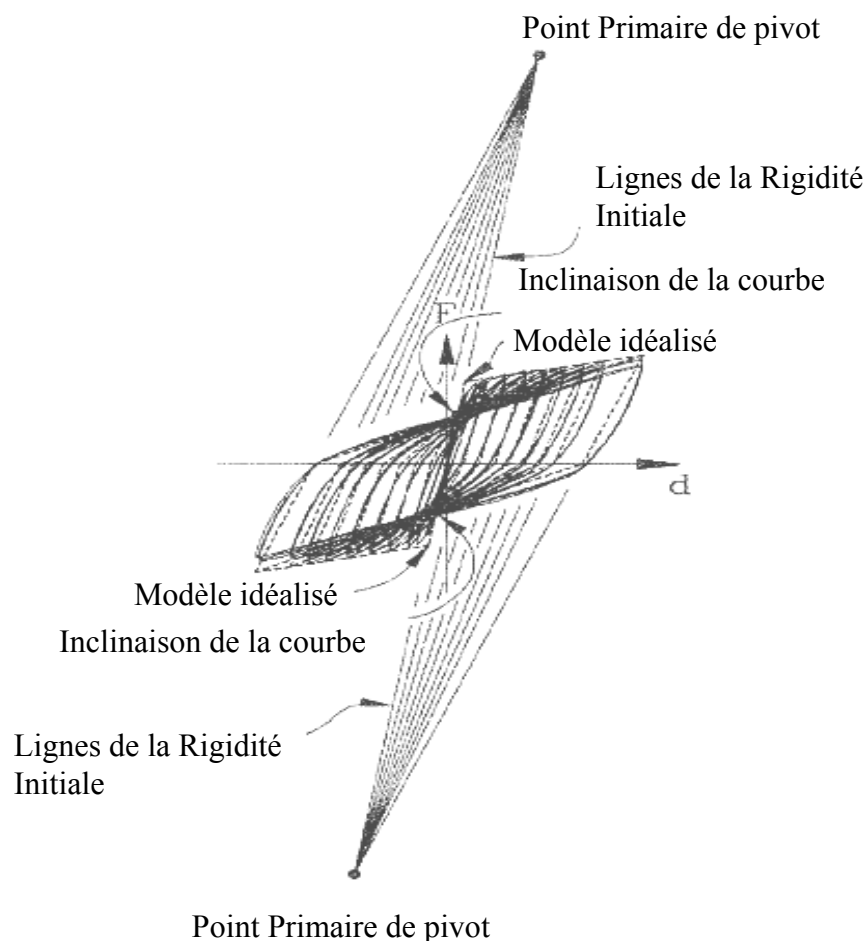


Figure 5.8 : Comportement typique Effort - Déformation d'un poteau en béton armé

Le choix de ce modèle est justifié par la similitude du comportement de dégradation de la résistance et de la rigidité des panneaux de contreventements en PAF sous un chargement cyclique, moyennant la détermination des paramètres de dégradation et une enveloppe de la courbe d'hystérésis (Figure 5.9).

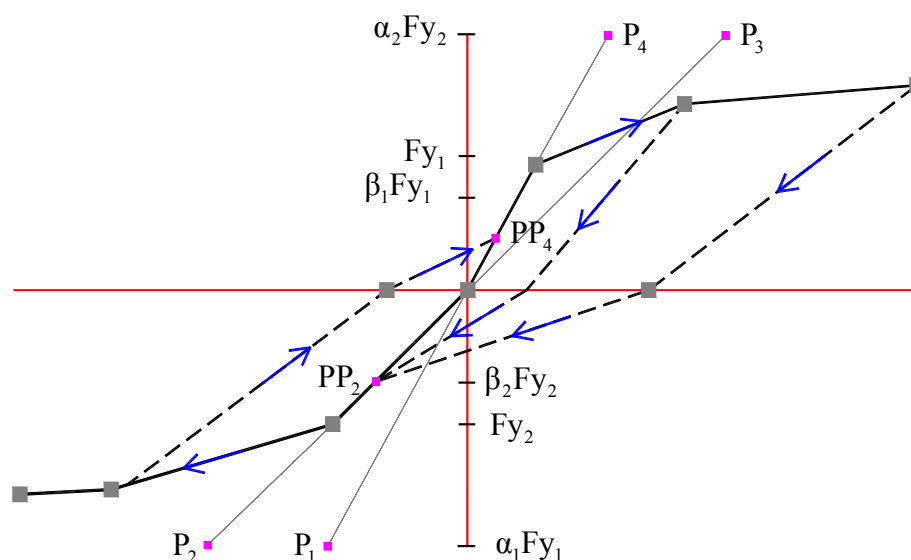


Figure 5.9 : Modèle link multilinéaire plastique avec pivot

Ce modèle est similaire au modèle nonlinéaire proposé par Takeda, mais avec des paramètres additionnels pour le contrôle la dégradation de la rigidité des boucles hystérésis du système de contreventement.

Ces paramètres tiennent compte de la localisation des points P1 et P2 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. Tel que :

- P1, P2, P3, P4 : Points primaires de pivot.
- PP2, PP4 : Points de pincement.
- α_1 , α_2 , β_1 , β_2 : Paramètres du pivot.

α_1 et α_2 : coefficients qui localisent des points primaires de pivot correspondant au déchargement à la case zéro des partie positive et négative respectivement.

β_1 et β_2 : Angle de la trajectoire de déchargement du système de contreventement

Les valeurs de α_1 , α_2 , β_1 , β_2 sont prises graphiquement à partir des observations des différents résultats des tests expérimentaux sur les spécimens d'essais.

Des valeurs de l'ordre de 7 à 10 sont données pour les coefficients α_1 et α_2 , et de 0.2 à 0.3 pour les coefficients β_1 et β_2 .

- F_{y1} , F_{y2} : Limite élastique (positive et négative respectivement) du panneau de contreventement déterminées comme suit :

Pour la détermination de la limite élastique ainsi que le déplacement élastique correspondant nous proposons cette méthode approchée basée sur le calcul de la résistance nominale ou ultime de panneau de contreventement présentée dans le chapitre IV :

- On calcul de la résistance nominale P_u par l'une des deux méthodes exposée dan le chapitre IV (méthode analytique ou empirique);

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

$$\text{avec : } K_F = \sum_{\text{montants}} \frac{3 \cdot E_F \cdot I_F}{h^3}, \quad K_S = \frac{G_S \cdot A_S}{1.2h} \alpha_V + \frac{3 \cdot E_S \cdot I_S}{h^3} \alpha_B$$

$$P_{S,i} = C_u \cdot V_r \cdot \eta$$

(Les paramètres des équations sont déterminés dans le chapitre IV).

- On détermine par la suite la rigidité K_{pu} et Δ_u (ou Δ_{pic}) correspondant à P_u ; ou à $2.5\% \times h_{panneau}$ de contreventement, avec :

$$\Delta_u = \min \left(\frac{P_u}{K_F + K_S}, 2.5\% \times h_{panneau} \right) \quad (2)$$

- On calcul la limite élastique correspondante à ce panneau de contreventement tel que :

$$P_y = 0.85 P_u \quad (3)$$

(Correspondant a F_{y1} , F_{y2} dans le modèle pivot de SAP2000) [39];

En prenant la valeur moyenne entre Δ_u / Δ_{Pu}

$$\alpha = \frac{\Delta_{Pu}}{\Delta_{0.4Pu}} = 2.87 \quad (4)$$

$$\Delta_{0.4Pu} = \frac{\Delta_{Pu}}{\alpha} = \frac{\Delta_{Pu}}{2.87} \quad (5)$$

- Détermination de la Rigidité élastique K_e défini entre $0\% P_u$ et $40\% P_u$;

$$K_e = \frac{0.4Pu}{\Delta_{0.4Pu}} \quad (6)$$

- Et en fin on calcul le déplacement élastique limite :

$$\Delta_y = \frac{P_y}{K_e} \quad (7)$$

Les valeurs $0.4Pu$, P_y , P_u et $0.8P$, ainsi que les déplacements correspondants $\Delta_{0.4Pu}$, Δ_{Py} , Δ_{Pu} et $\Delta_{0.8Pu}$ sont introduites comme paramètres du modèle Link multilinéaire plastique avec pivot.

5.6. Modélisation et interprétation des résultats :

5.6.1. Détermination du chargement cyclique

A fin de pouvoir comparer les résultats de modélisation des panneaux de contreventement avec celles des tests expérimentaux nous allons utiliser le même type de protocole de chargement cyclique CUREE utilisés dans ces tests.

Le protocole CUREE (illustré dans la figure 5.10) a été développé initialement pour le cas des structures en bois, et adopté pour les structures en acier léger afin de simuler le comportement et déformations des panneaux sous chargement sismique.

Ce protocole est basé sur la déformation ultime capacité du panneau de contreventement issue des tests de chargement monotonique du même spécimen de panneau.

Cette déformation à la rupture appelée Δ_m est définie comme le déplacement correspondant à la dégradation de résistance à $80\% P_u$ sous chargement monotonique Branston et al.[16], Balh N. et al. [43].

Pour définir le déplacement maximal que le panneau va subir lors du chargement cyclique (protocole CUREE) le déplacement ultime Δ_m de référence est multiplié par un coefficient $\gamma=0.60$.

Le cycle complet du chargement pour le panneau considéré est multiplié donc par le déplacement référence $\Delta= 0.60\Delta_m$. Branston et al.[16], Balh N. et al. [43].

Le Protocol CUREE comporte 40 cycles avec spécification de l'amplitude du déplacement basé sur un pourcentage de déplacement référence Δ comme indiqué dans le tableau 5.2

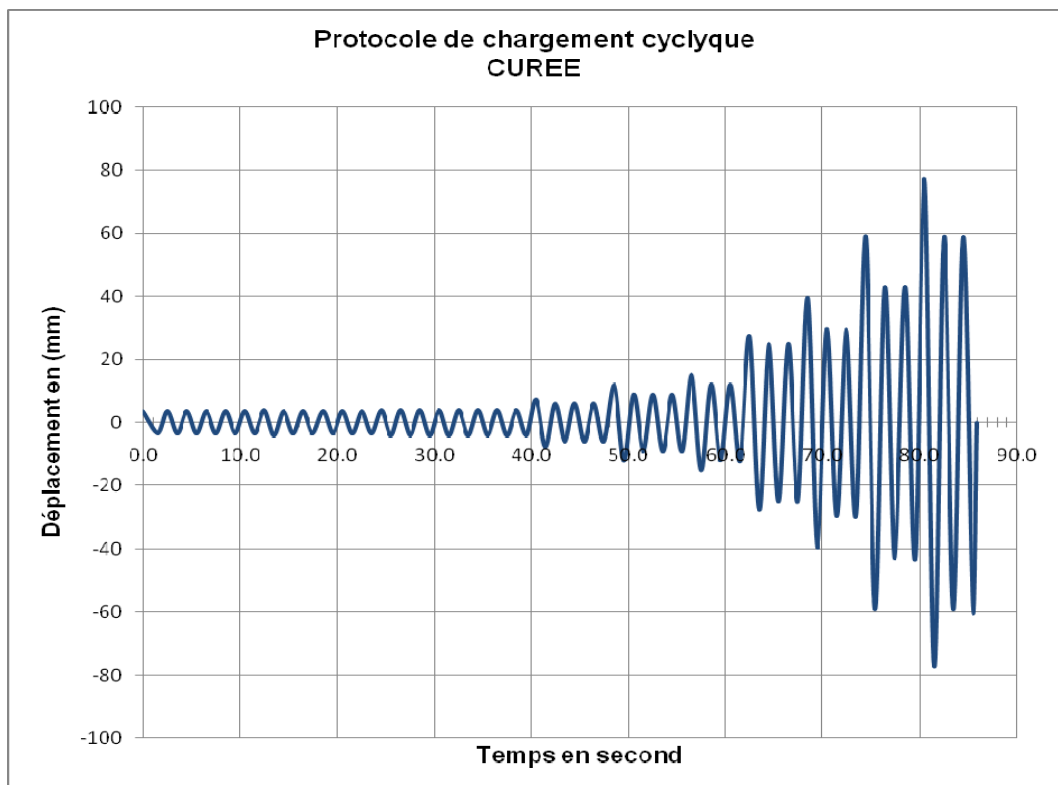


Figure 5.10 : CUREE déplacement temporel.

Tableau 5.2 : Cycles du Protocol CUREE

Cycle N°	% Δ	Cycle N°	% Δ
1	5.0	21	20
2	5.0	22	15
3	5.0	23	15
4	5.0	24	15
5	5.0	25	30
6	5.0	26	23
7	7.5	27	23
8	5.6	28	23
9	5.6	29	40
10	5.6	30	30
11	5.6	31	30
12	5.6	32	70
13	5.6	33	53
14	10	34	53
15	7.5	35	100
16	7.5	36	75
17	7.5	37	75
18	7.5	38	150
19	7.5	39	113
20	7.5	40	113

D'après Cheng Yu et al. [42], les tests sur panneaux revêtus en tôles de contreventement, ont montrés que l'utilisation du déplacement $\Delta = 0.60\Delta_m$ comme déplacement référence n'est pas assez grand pour capturer le déplacement poste élastique dans les sollicitations cycliques.

Cependant le déplacement minimum entre 2.5% de h (hauteur du panneau) et le déplacement ultime sous P_u sont utilisé

5.6.2. Présentions des modèles de panneaux de contreventement

Les modèles numériques sont calibrés par rapport aux résultats de calcul de la résistance nominale caractéristiques des panneaux de contreventement par les méthodes de calcul de la résistance ultime et le déplacement correspondant présentées précédemment.

Nous avons choisis 04 spécimens variés dont les résultats numériques et graphiques sont disponibles dans la littérature.

Panneau N°01 : (Spécimen 26A Rogers C.A. et Branston . 2004)

Dimensions du panneau de contreventement :

Largeur b :	1 219 mm
Hauteur h :	2 438 mm

Caractéristiques du matériau des éléments montants (acier laminé à froid) :

	Nbr	Section	t_f (mm)	Ac (mm ²)	I_f (mm ⁴)	F_y	F_u
Montants d'Extrémité	02	362S162-43	1.146	438.709	1.057E+05	228 MPa	310 MPa
Montants Intermédiaire	01	362S162-43	1.811	219.354	5.286E+04	228 MPa	310 MPa

Caractéristiques du matériau des plaques de revêtement :

Type	Nbre
(OSB) Panneaux de lamelles orientées ép.=11,1mm	01

t_s (mm)	Gs	Es	F_u
11.600	497 MPa	7 376 MPa	4.5 MPa

Caractéristiques des vis de fixations :

Vis #	Diam.	Espacement au périmètre	Nbr de Vis au périmètre
08	4.166 mm	76.2 mm	97

Résultats :

Expérience :

$P_u =$	23.5 kN	$\Delta u =$	37.90 mm
$P_y =$	20.8 kN	$\Delta_y =$	10.60 mm
$0.4P_U =$	9.4 kN	$\Delta_{0.4P_u} =$	3.92 mm
$0.8P_U =$	18.80 kN	$\Delta_{0.8P_u} =$	48.20 mm

Calcul :

$P_u =$	22.54 kN	$\Delta u =$	28.19 mm
$P_y =$	19.16 kN	$\Delta_y =$	20.87 mm
$0.4P_U =$	9.02 kN	$\Delta_{0.4P_u} =$	9.82 mm
$0.8P_U =$	18.03 kN	$\Delta_{0.8P_u} =$	39.47 mm

Modèle SAP2000 :

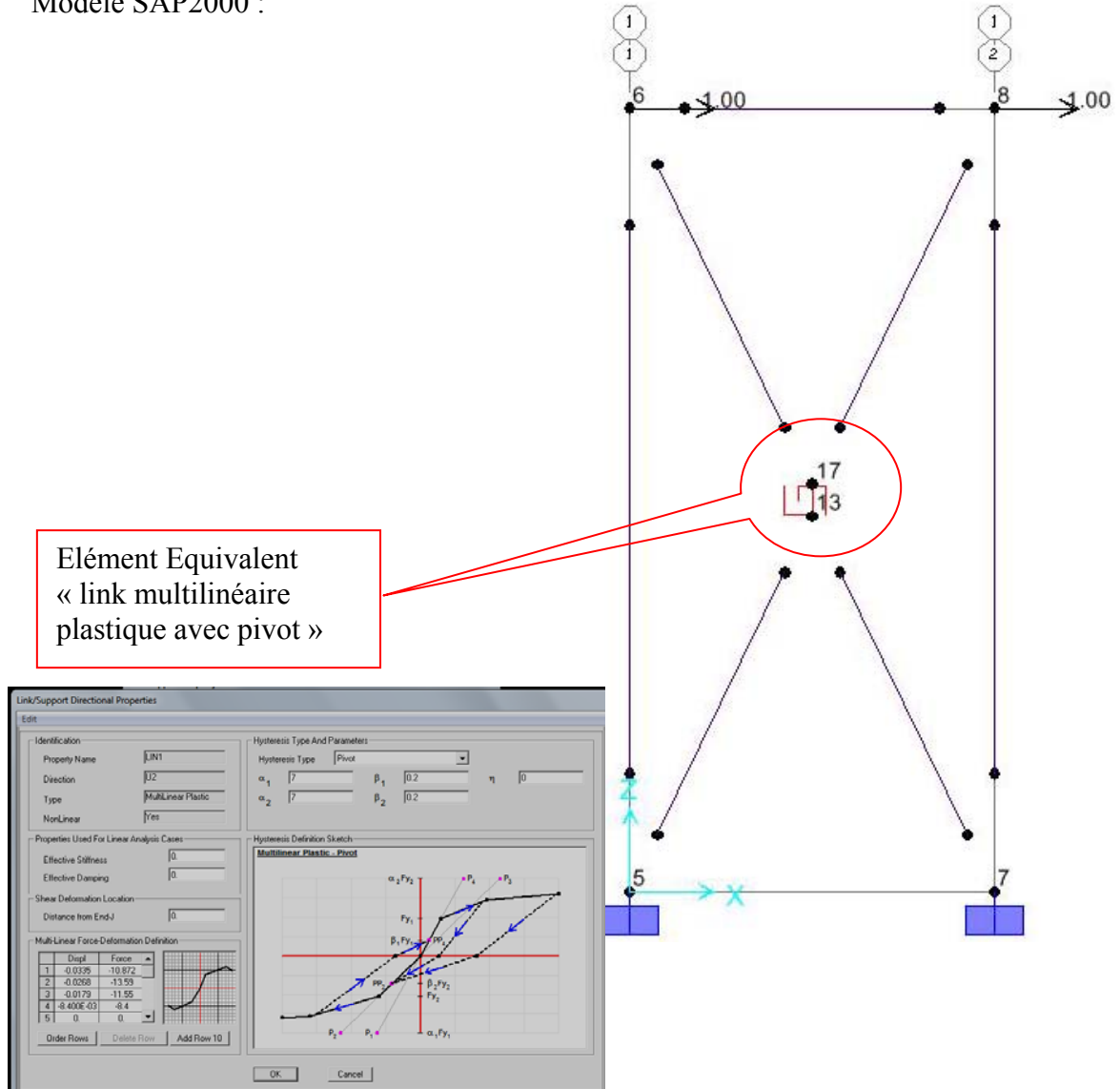
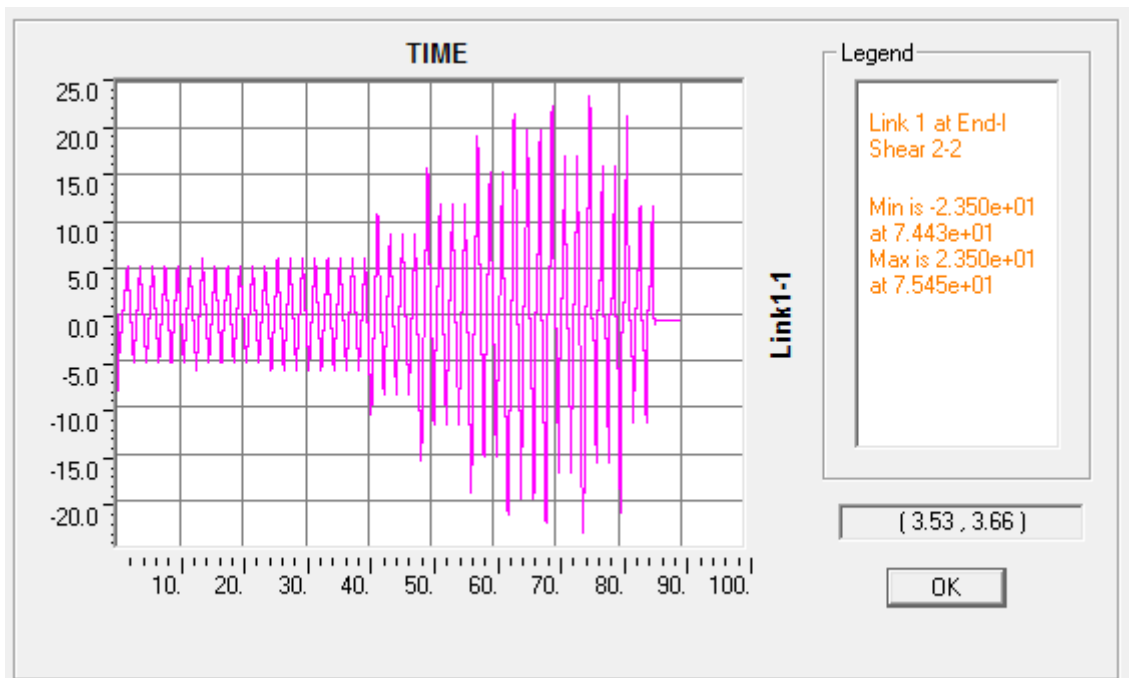
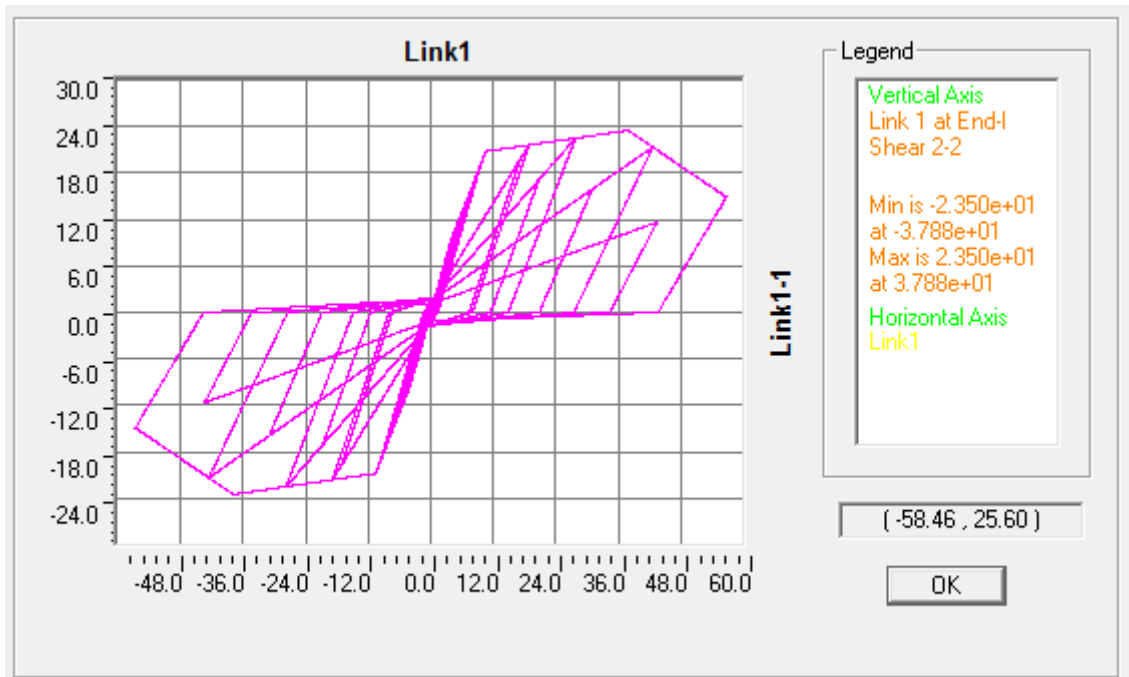
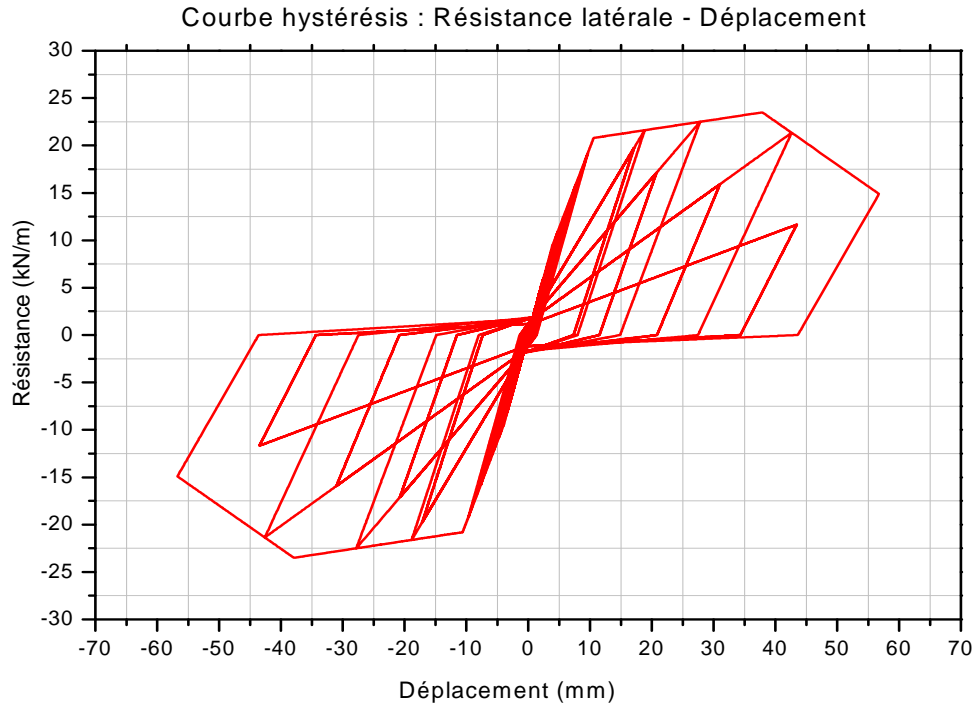


Figure 5.11 : Modél du panneau avec élément Equivalent « link multilinéaire plastique avec pivot » SAP 2000.

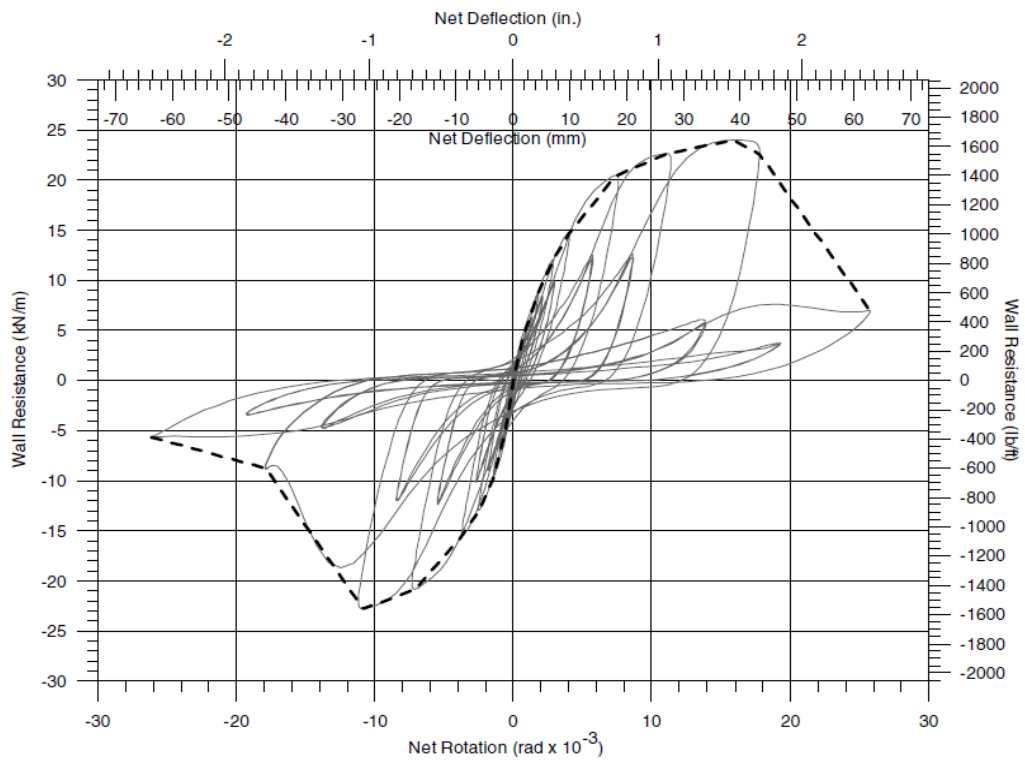
Résultat d'analyse :



a - Résultat d'analyse (SAP 2000)



b- Courbe Modélisation.



c- Courbe Expérimentale.

Figure 5.12 : Résultats de Modélisation du panneau N°01 relatif au Spécimen 26A
Rogers C.A. et Branston. 2004

Panneau N°02 : (Spécimen 11 C.a. Bah N., Rogers C.A. 2010)

Dimensions du panneau de contreventement :

Largeur b :	2 440 mm
Hauteur h :	2 440 mm

Caractéristiques du matériau des éléments montants (acier laminé à froid) :

	Nbr	Section	t_f (mm)	Ac (mm ²)	I_f (mm ⁴)	F_y	F_u
Montants d'Extrémité	02	362S162-43	1.146	438.709	1.057E+05	228 MPa	310 MPa
Montants Intermédiaire	03	362S162-43	1.811	658.063	1.586E+05	228 MPa	310 MPa

Caractéristiques du matériau des plaques de revêtement :

Type	Nbre
5- Tôle nervurée ép.=0.762mm (30 mil-in)	01

t_s (mm)	Gs	Es	F_u
0.762	78 077 MPa	203 000 MPa	450.0 MPa

Caractéristiques des vis de fixations :

Vis #	Diam.	Espacement au périmètre	Nbr de Vis au périmètre
08	4.166 mm	100 mm	99

Résultats :

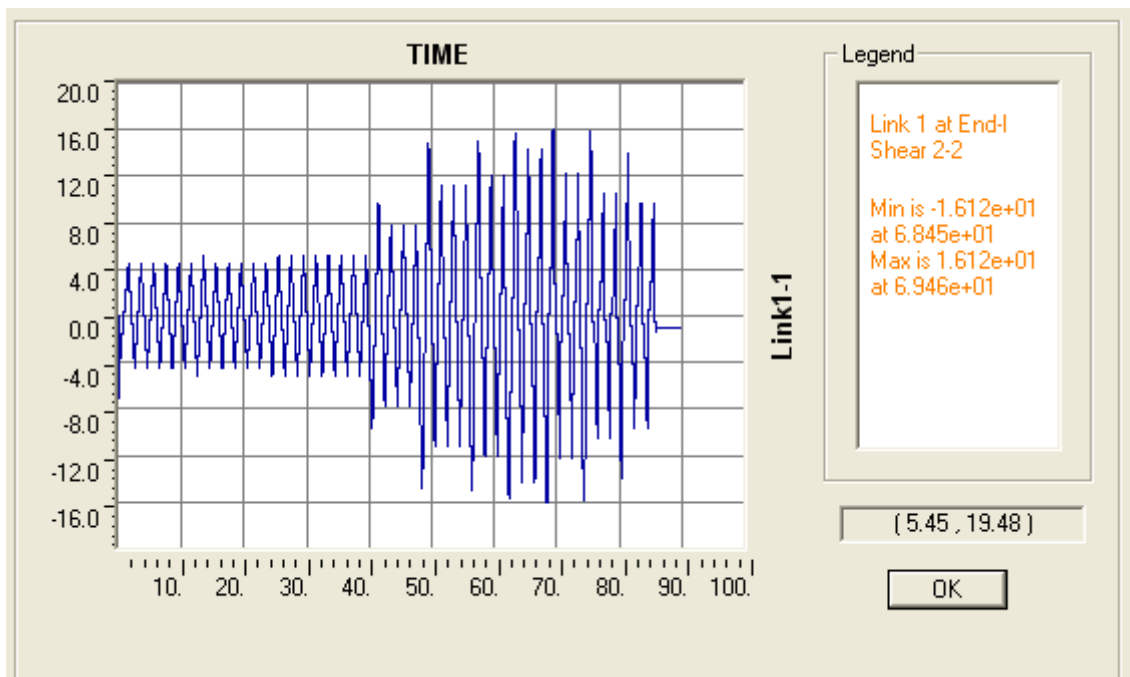
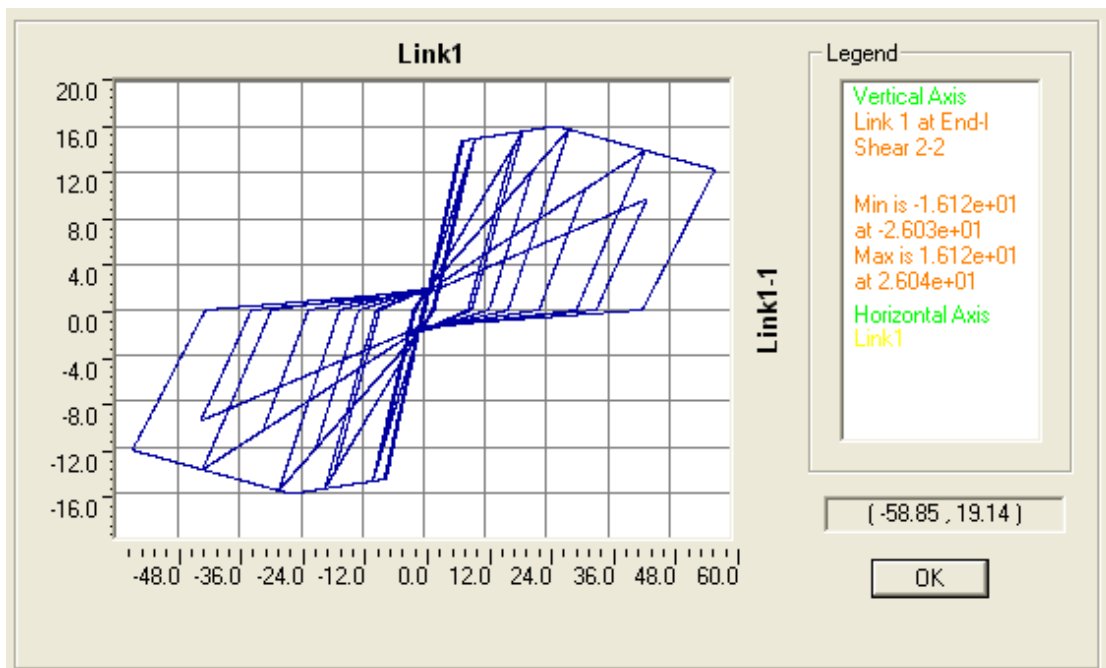
Expérience :

$P_u =$	16.12 kN	$\Delta_u =$	26.04 mm
$P_y =$	14.81 kN	$\Delta_y =$	7.35 mm
$0.4P_U =$	6.45 kN	$\Delta_{0.4P_u} =$	3.20 mm
$0.8P_U =$	12.90 kN	$\Delta_{0.8P_u} =$	52.00 mm

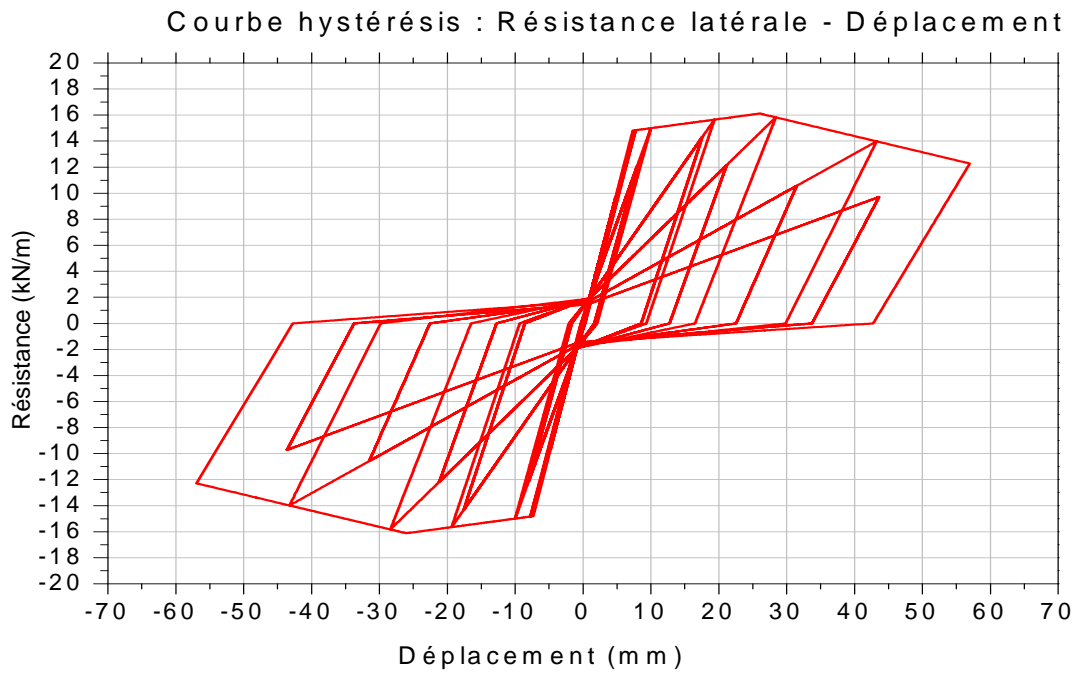
Calcul :

$P_u =$	18.64 kN	$\Delta_u =$	12.86 mm
$P_y =$	15.84 kN	$\Delta_y =$	9.52 mm
$0.4P_U =$	7.46 kN	$\Delta_{0.4P_u} =$	4.48 mm
$0.8P_U =$	14.91 kN	$\Delta_{0.8P_u} =$	18.00 mm

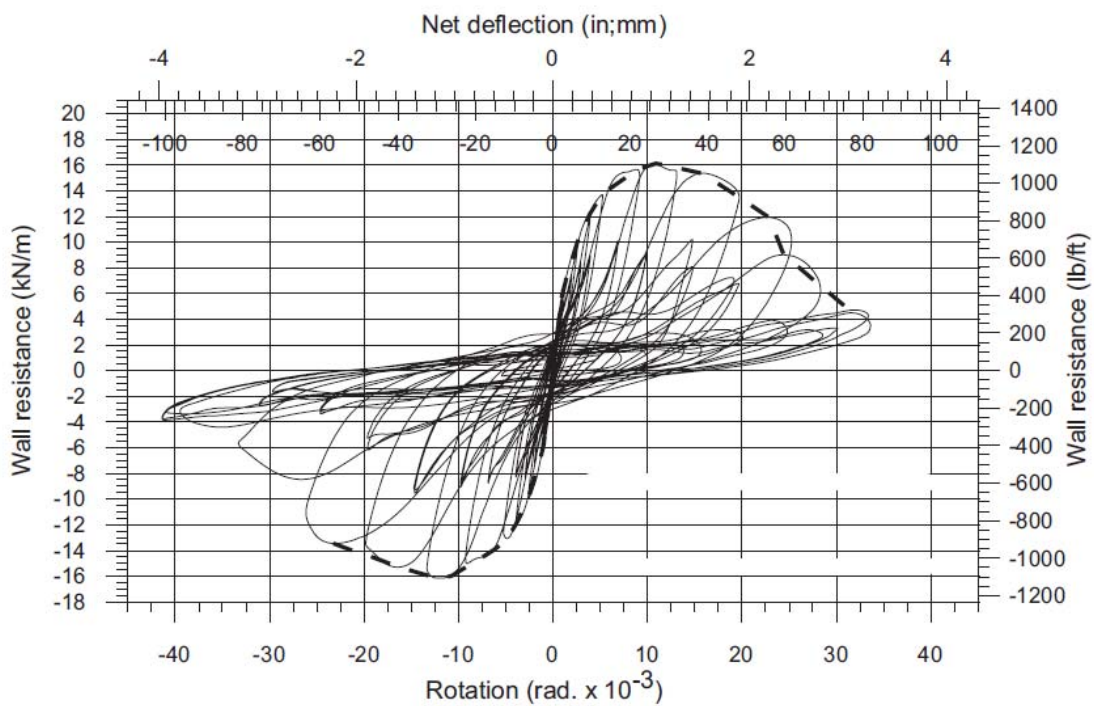
Modèle SAP2000 et résultats :



a - Résultat d'analyse (SAP 2000)



b- Courbe Modélisation.



c- Courbe Expérimentale.

Figure 5.13 : Résultat de Modélisation du panneau N°02 relatif au Spécimen 11
C.a. Bah N., Rogers C.A. 2010

Panneau N°03 : (Spécimen 9 C.a. Bahl N., Rogers C.A. 2010)

Dimensions du panneau de contreventement :

Largeur b :	610 mm
Hauteur h :	2 440 mm

Caractéristiques du matériau des éléments montants (acier laminé à froid) :

	Nbr	Section	t_f (mm)	Ac (mm ²)	I_f (mm ⁴)	F_y	F_u
Montants d'Extrémité	02	362S162-43	1.146	438.709	1.057E+05	228 MPa	310 MPa
Montants Intermédiaire	00	362S162-43	1.146	0.000	0.000	228 MPa	310 MPa

Caractéristiques du matériau des plaques de revêtement :

Type	Nbre
4- Tôle nervurée ép.=0.686mm (27 mil-in)	01

t_s (mm)	Gs	Es	F_u
0.686	78 077 MPa	203 000 MPa	450.0 MPa

Caractéristiques des vis de fixations :

Vis #	Diam.	Espacement au périmètre	Nbr de Vis au périmètre
08	4.166 mm	50 mm	121

Résultats :

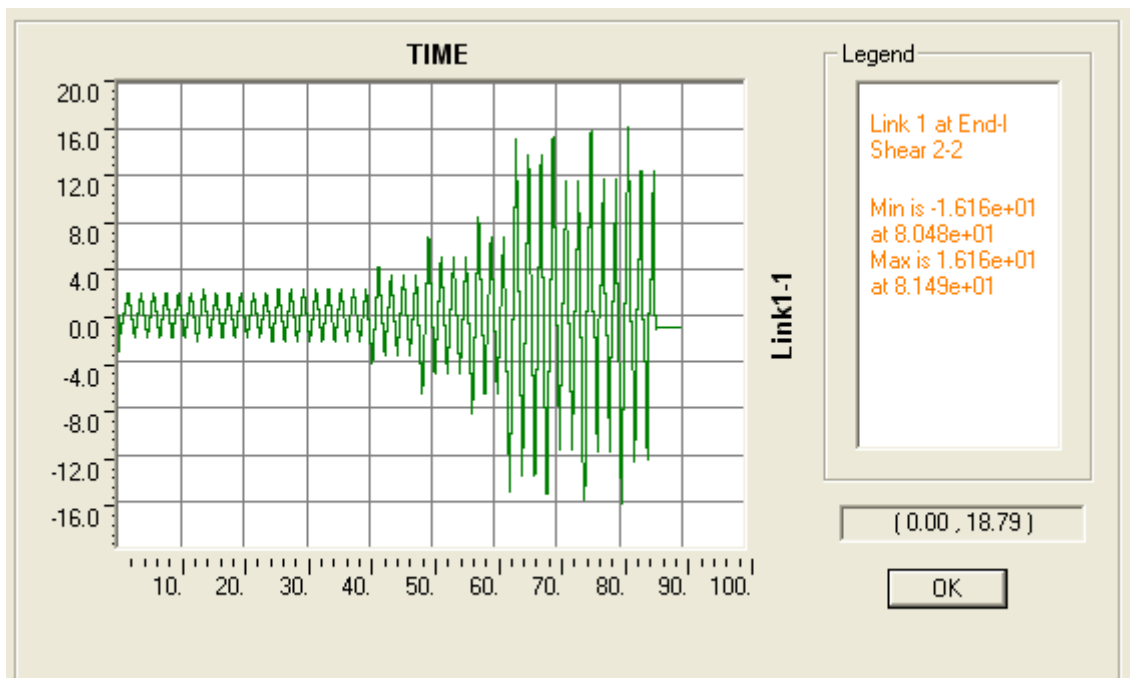
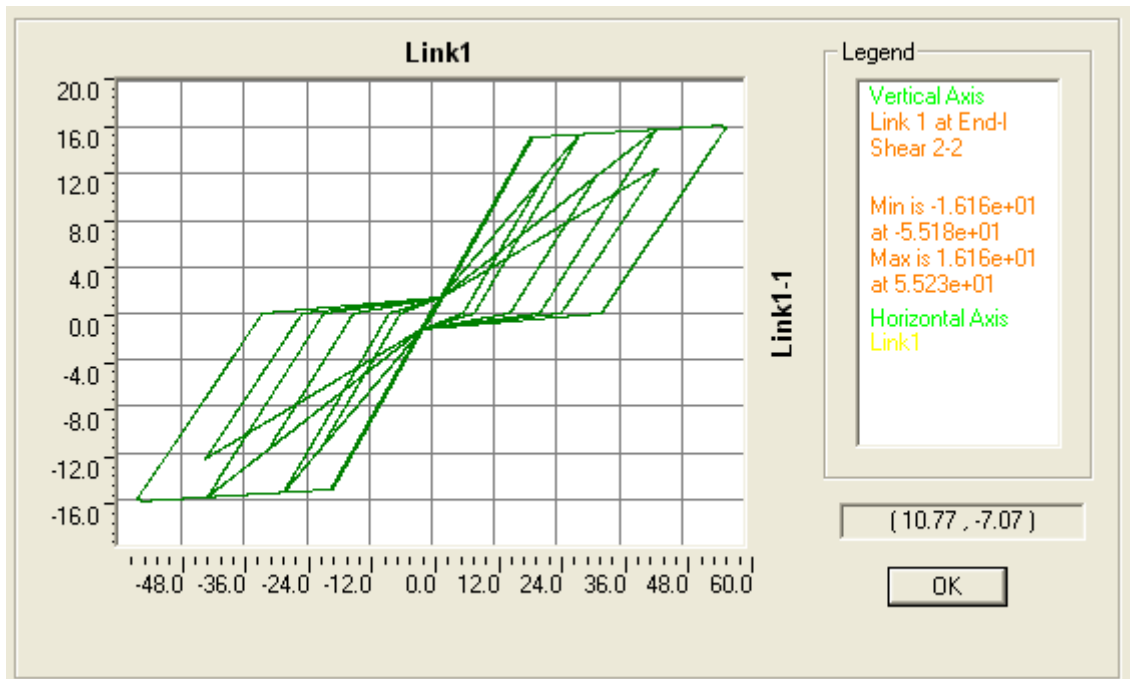
Expérience :

$P_u =$	16.16 kN	$\Delta u =$	55.20 mm
$P_y =$	15.15 kN	$\Delta_y =$	18.96 mm
$0.4P_U =$	6.47 kN	$\Delta_{0.4P_u} =$	8.10 mm
$0.8P_U =$	12.93 kN	$\Delta_{0.8P_u} =$	77.50 mm

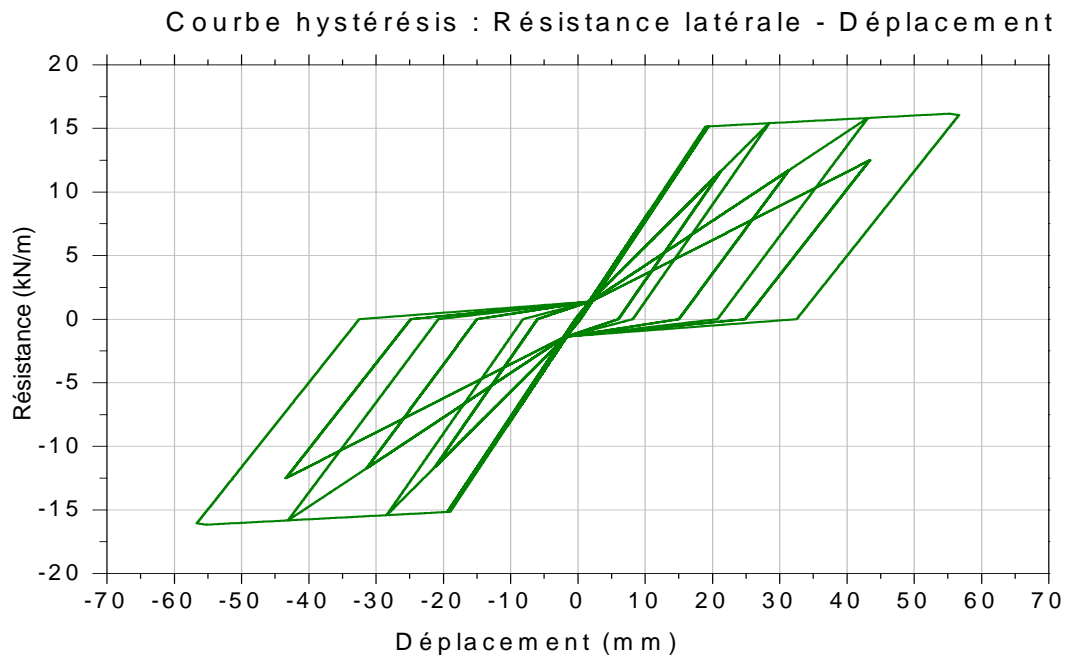
Calcul :

$P_u =$	15.93 kN	$\Delta_u =$	29.60 mm
$P_y =$	13.54 kN	$\Delta_y =$	21.92 mm
$0.4P_U =$	6.37 kN	$\Delta_{0.4P_u} =$	10.32 mm
$0.8P_U =$	12.74 kN	$\Delta_{0.8P_u} =$	41.45 mm

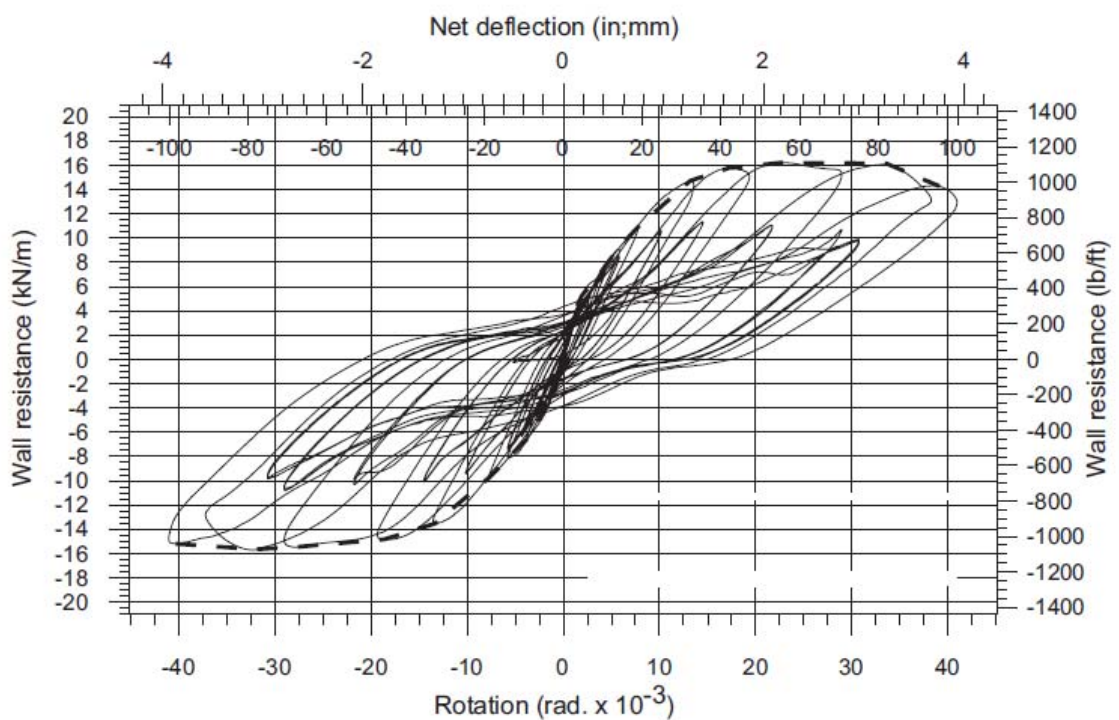
Modèle SAP2000 et résultats :



a - Résultat d'analyse (SAP 2000)



b- Courbe Modélisation.



c- Courbe Expérimentale.

Figure 5.14 : Résultats de Modélisation du panneau N°03 relatif au Spécimen 9
C.a. Bah N., Rogers C.A. 2010

Panneau N°04 : (Spécimen 8A. BRANSTON et al. 2006)

Dimensions du panneau de contreventement :

Largeur b :	1 220 mm
Hauteur h :	2 440 mm

Caractéristiques du matériau des éléments montants (acier laminé à froid) :

	Nbr	Section	t_f (mm)	Ac (mm ²)	I_f (mm ⁴)	F_y	F_u
Montants d'Extrémité	02	362S162-43	1.146	438.709	1.057E+05	228 MPa	310 MPa
Montants Intermédiaire	01	362S162-43	1.146	219.354	5.286E+04	228 MPa	310 MPa

Caractéristiques du matériau des plaques de revêtement :

Type	Nbre
(CSP) Contre plaqué multiple en résineux Canadienne ép.=11,6mm	01

t_s (mm)	Gs	Es	F_u
0.460	78 077 MPa	203 000 MPa	450.0 MPa

Caractéristiques des vis de fixations :

Vis #	Diam.	Espacement au périmètre	Nbr de Vis au périmètre
08	4.166 mm	150 mm	51

Résultats :

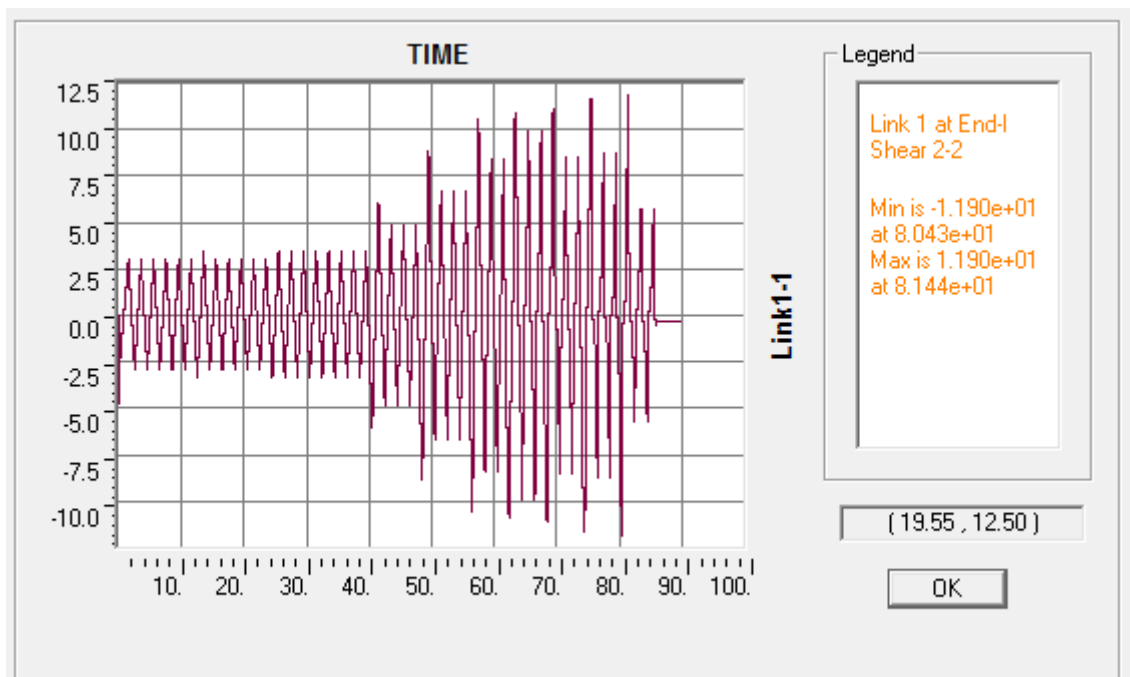
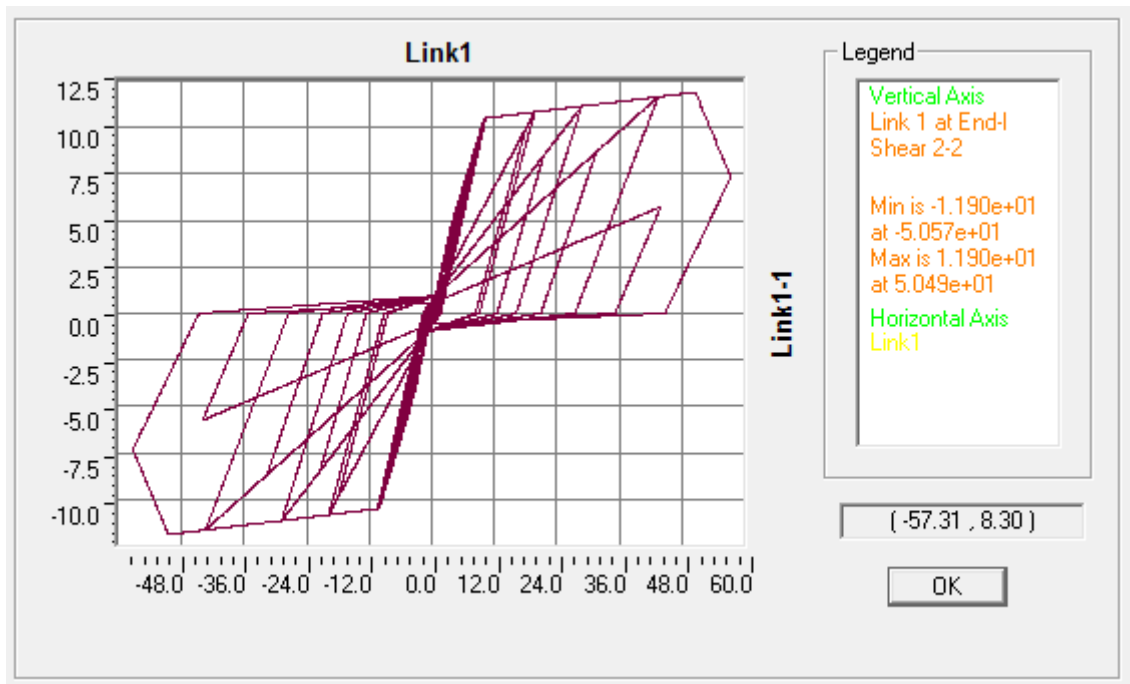
Expérience :

$P_u =$	11.90 kN	$\Delta u =$	50.60 mm
$P_y =$	10.50 kN	$\Delta_y =$	10.10 mm
$0.4P_U =$	4.76 kN	$\Delta_{0.4P_u} =$	3.77 mm
$0.8P_U =$	9.50 kN	$\Delta_{0.8P_u} =$	64.80 mm

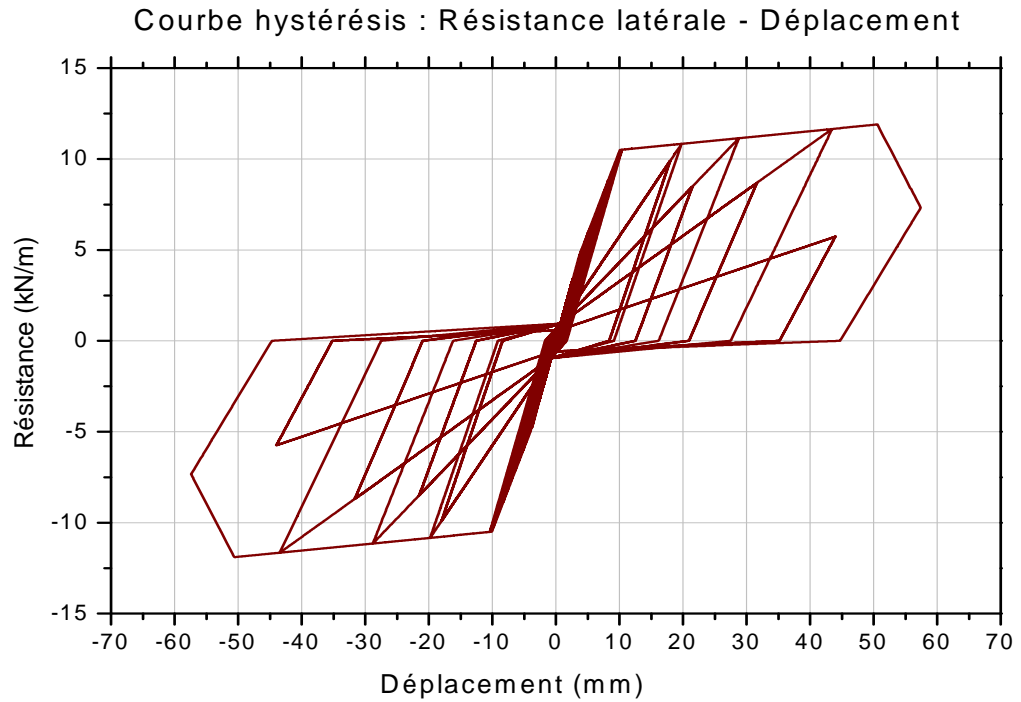
Calcul :

$P_u =$	11.03 kN	$\Delta_u =$	39.41 mm
$P_y =$	9.38 kN	$\Delta_y =$	7.44 mm
$0.4P_U =$	4.41 kN	$\Delta_{0.4P_u} =$	3.50 mm
$0.8P_U =$	8.83 kN	$\Delta_{0.8P_u} =$	55.17 mm

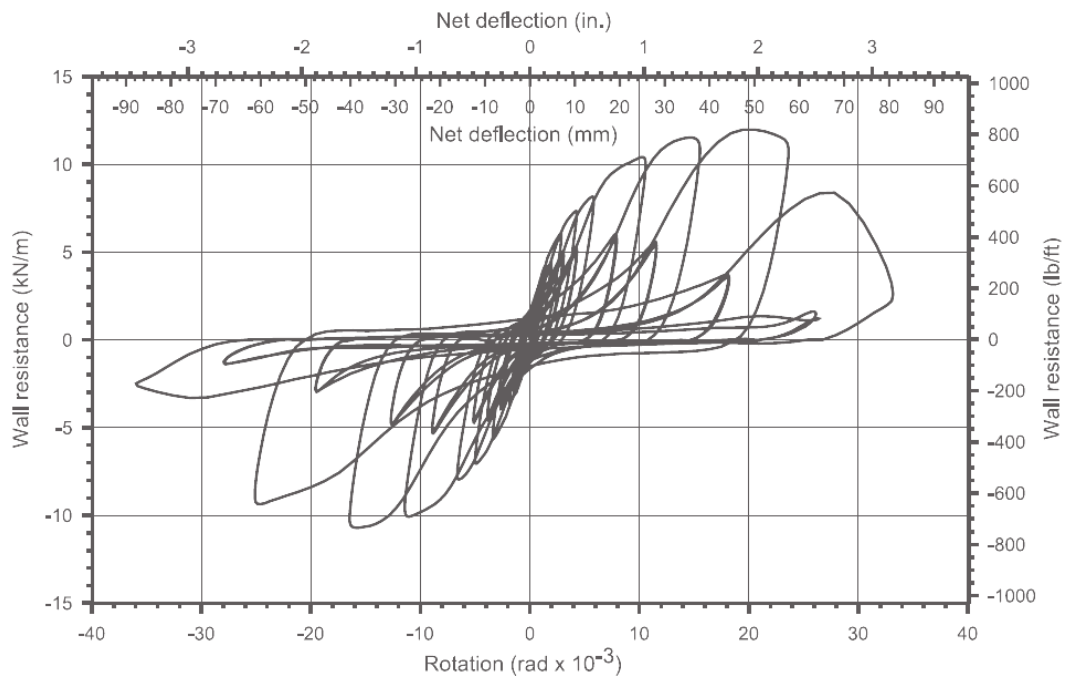
Modèle SAP2000 et résultats :



a - Résultat d'analyse (SAP 2000)



b- Courbe Modélisation.



c- Courbe Expérimentale.

Figure 5.15 : Résultat de Modélisation du panneau N°04 relatif au Spécimen 8A. BRANSTON et al. 2006

5.6.3. Analyse et interprétation des résultats :

Nous constatons que la simulation des spécimens de panneaux composés des différents éléments sous plusieurs typologies, avec un modèle Pivot multilinéaire plastique proposé dans le SAP2000 peut reproduire le même comportement hystérésis de ces panneaux sous chargement cyclique.

D'une manière générale, on constate qu'il n'y a pas une concordance parfaite entre les courbes hystérésis du modèle avec celles des spécimens expérimentaux, vu que le panneau de contreventement manifeste une non linéarité importante au début de son chargement.

On peut déduire dans les cas étudiés qu'il y a bien dégradation de la résistance une fois que le panneau de contreventement dépasse sa résistance ultime.

La forme des courbes d'hystérésis n'est pas assez stable et reflète un comportement de panneaux peu ductiles du à la rupture au niveau de l'interface des connexions est plaques structurale de contreventement.

Les courbes de résistances montrent que le panneau de contreventement converge vers des grandes déformations sous efforts modérés.

5.7. Etude paramétrique :

L'espacement des vis de fixation au périmètre du panneau de contreventement, le type et l'épaisseur de la plaque de revêtement, les dimensions en plan du panneau ainsi que l'épaisseur des montants influent directement dans la détermination de la capacité portante des panneaux de contreventements.

Dans cette partie nous allons mener une étude paramétrique dans le but d'optimiser ces paramètres et de déterminer leurs influences dans la résistance au cisaillement et le déplacement total du panneau de contreventement.

Pour cela nous allons étudier plusieurs cas de panneaux avec différentes typologies et configurations.

La hauteur des panneaux sera prise fixe (soit $h=2.44\text{m}$), des variations sur la largeur b , l'espacement des vis au périmètre, ainsi que le type de plaque de contreventement.

Les résistances latérales ultimes des panneaux de contreventements sont obtenues directement des outils de calcul programmés sur EXCEL, ainsi que les déplacements correspondants.

Ces résultats de calcul seront listés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 5.3 : Résistances nominales et déplacements correspondants des SWP revêtus de tôle nervurée en fonction du ratio b/h et l'espacement des vis aux périmètres des panneaux.

b/h	Tôle nervurée ép.=0.686mm (27 mil-in)							
	h=2440 mm - Montant 362S162-43 (ep=1.15 mm)							
	@150 mm		@100 mm		@76 mm		@50 mm	
	Δu	P_u	Δu	P_u	Δu	P_u	Δu	P_u
0.5	19.46	11.84	25.63	17.79	21.76	19.30	16.42	20.81
1.0	14.77	23.67	19.19	35.57	16.30	38.59	12.33	41.62
1.5	12.74	35.51	16.40	53.36	13.95	57.89	10.59	62.42
2.0	11.54	47.35	14.76	71.14	12.58	77.19	9.59	83.23
2.5	10.73	59.18	13.65	88.93	11.65	96.48	8.91	104.04
3.0	10.13	71.02	12.84	106.71	10.97	115.78	8.42	124.85
3.5	9.67	82.86	12.21	124.50	10.44	135.08	8.03	145.66
4.0	9.30	94.69	11.70	142.28	10.02	154.37	7.73	166.47

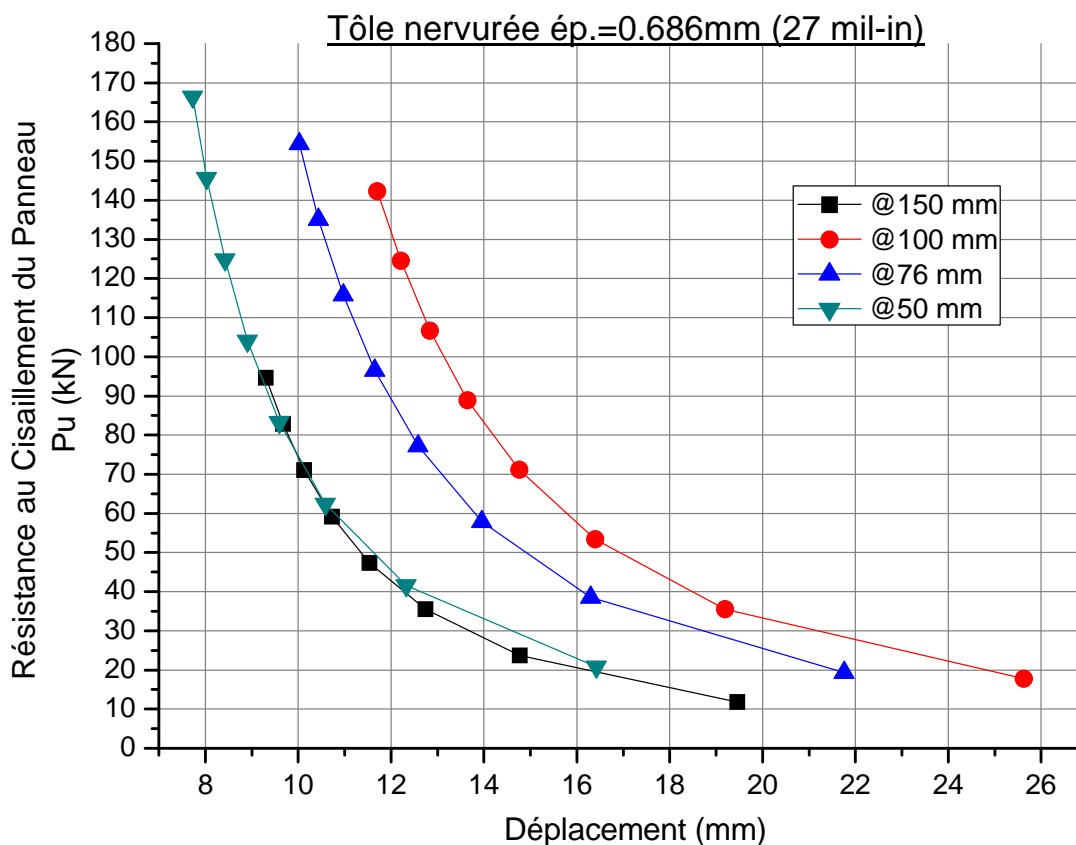


Figure 5.16 : Valeurs des résistances nominales et déplacements correspondants en fonction des espacements des vis et du rapport b/h pour un contreventement par panneau de tôle nervurée.

Tableau 5.4 : Résistances nominales et déplacements correspondants des SWP revêtus de DFP en fonction du ratio b/h et l'espacement des vis aux périmètres des panneaux.

b/h	(DFP) Contre plaqué multiple ép.=11,9mm (15/32")							
	h=2440 mm - Montant 362S162-43 (ep=1.15 mm)							
	@150 mm		@100 mm		@76 mm		@50 mm	
	Δu	Pu	Δu	Pu	Δu	Pu	Δu	Pu
0.5	26.09	15.84	35.02	23.66	43.55	31.57	41.38	38.96
1.0	18.97	31.67	25.34	47.32	31.45	63.14	29.91	77.92
1.5	15.87	47.50	21.15	70.98	26.21	94.72	24.99	116.88
2.0	14.05	63.34	18.68	94.64	23.13	126.29	22.10	155.84
2.5	12.81	79.17	17.01	118.3	21.04	157.86	20.15	194.80
3.0	11.90	95.01	15.78	141.96	19.51	189.43	18.72	233.76
3.5	11.19	110.88	14.83	165.63	18.32	221.00	17.61	272.71
4.0	10.63	126.68	14.06	189.29	17.37	252.58	16.72	311.67

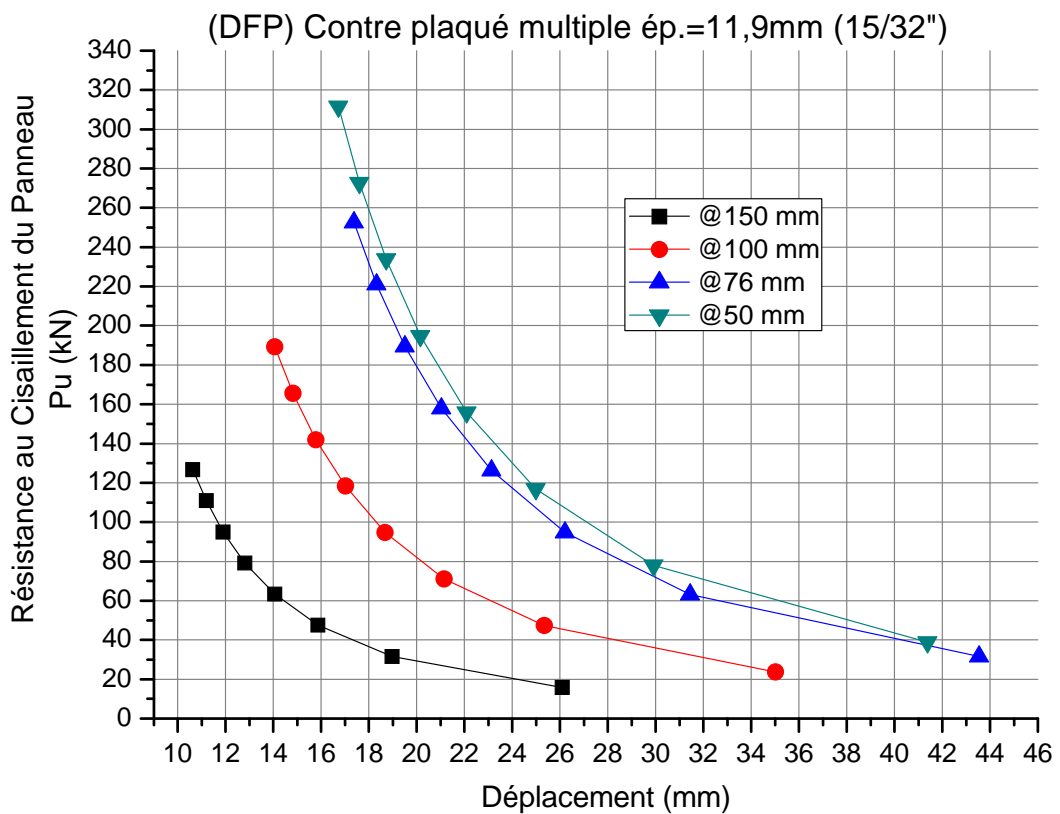


Figure 5.17 : Valeurs des résistances nominales et déplacements correspondants en fonction des espacements des vis et du rapport b/h pour un contreventement par panneau DFP.

Tableau 5.5 : Résistances nominales et déplacements correspondants des SWP revêtus de OSB en fonction du ratio b/h et l'espacement des vis aux périmètres des panneaux.

b/h	Panneaux de lamelles orientées (OSB) ép.=11,1mm							
	h=2440 mm - Montant 362S162-43 (ep=1.15 mm)							
	@150 mm		@100 mm		@76 mm		@50 mm	
	Δu	P_u	Δu	P_u	Δu	P_u	Δu	P_u
0.5	33.20	14.68	44.44	21.97	48.76	27.48	53.02	36.64
1.0	24.19	29.35	32.20	43.93	35.27	54.95	38.31	73.29
1.5	20.26	44.03	26.87	65.90	29.41	82.43	31.93	109.93
2.0	17.93	58.71	23.71	87.87	25.94	109.91	28.18	146.57
2.5	16.35	73.38	21.57	109.83	23.59	137.38	25.63	183.22
3.0	15.19	88.06	20.00	131.80	21.86	164.86	23.76	219.86
3.5	14.29	102.74	18.78	157.76	20.52	192.33	22.32	256.50
4.0	13.56	117.41	17.80	175.73	19.45	219.81	21.15	293.15

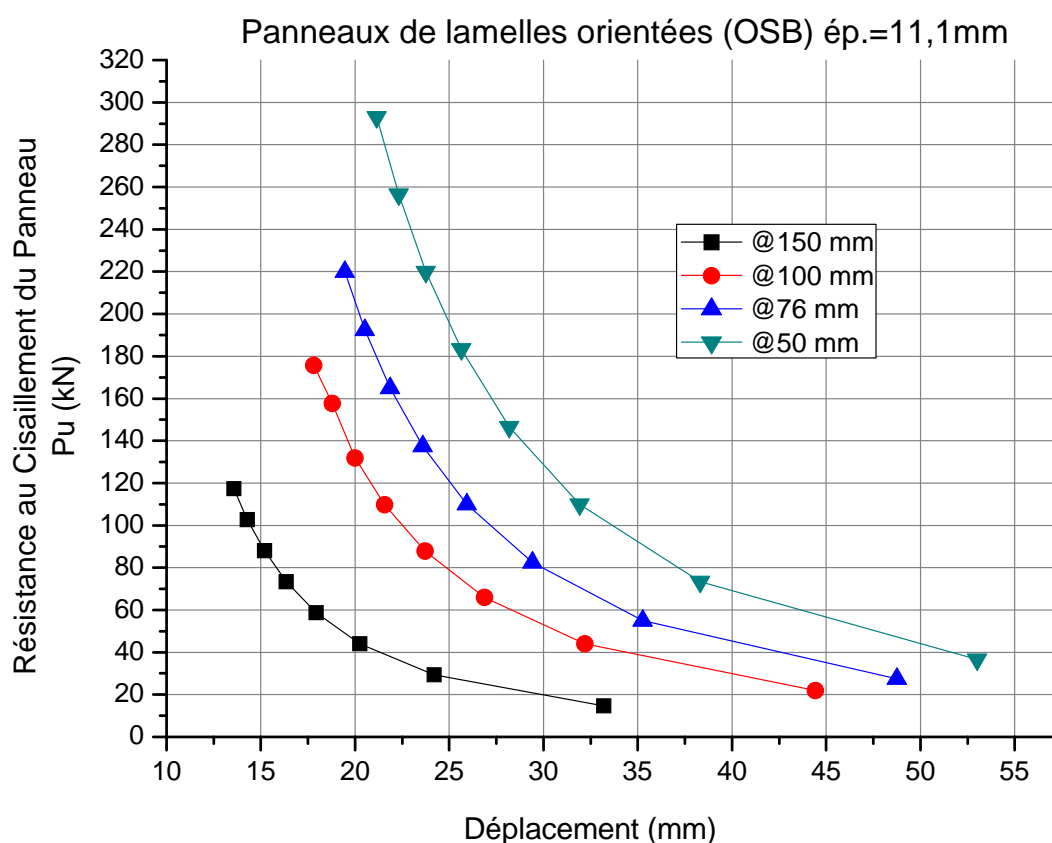
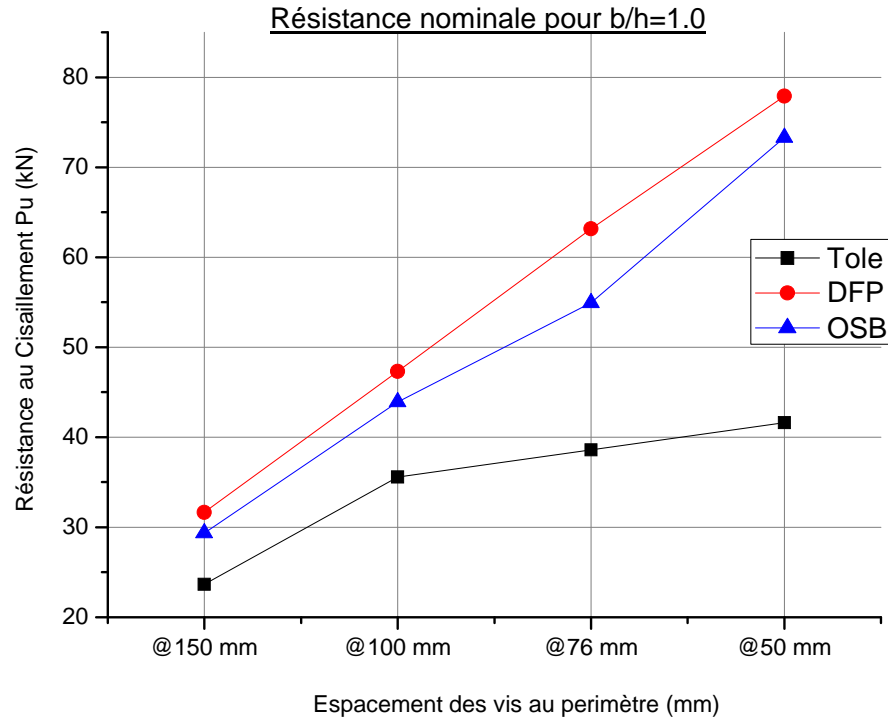
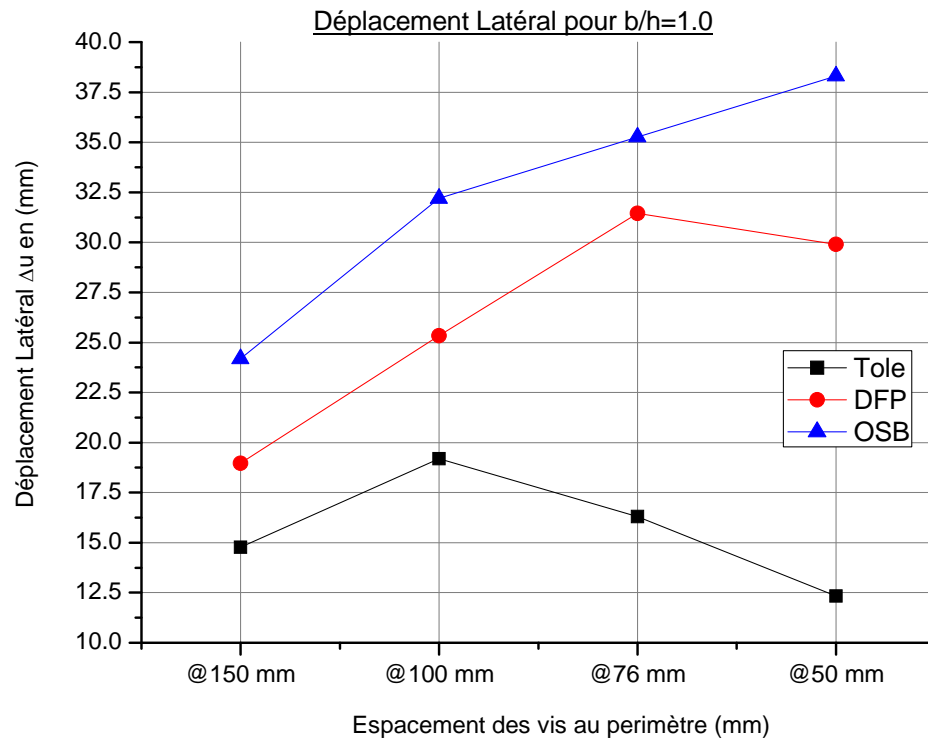


Figure 5.18 : Valeurs des résistances nominales et déplacements correspondants en fonction des espacements des vis et du rapport b/h pour un contreventement par panneau OSB.



a- Résistance nominale



b- Déplacement latéral

Figure 5.19 : Valeurs des résistances nominales et déplacements correspondants en fonction des espacements des vis et types de plaques de contreventements.

5.7.1. Analyse et interprétation des résultats :

La résistance latérale du SWP augmente linéairement en fonction de largeur du panneau et par contre le déplacement latéral correspondant diminue linéairement à cause de l'augmentation de la rigidité du panneau. L'augmentation de résistance est très importante aussi par la diminution des espacements des vis de fixation au périmètre du panneau.

Cette augmentation de résistance est logique vu qu'elle est liée directement à la résistance individuelle de chaque vis de fixation à l'interface plaque de revêtement-montant du panneau.

En effet la rupture à l'interface des connections et la plaque de contreventement par arrachement ou déformation excessive autour des fixations ont été observés dans presque tous les cas étudiés expérimentalement.

Le type de plaque de contreventement a un effet direct sur la résistance nominale au cisaillement du SWP.

5.8. Conclusion :

Le recours à la technique de modélisation permet une analyse de panneaux constitués en acier laminé à froid sans avoir recours à la représentation de tous les éléments composant le panneau.

Cette méthode devienne simplifiée une fois tous les paramètres du panneau sont calculés, tel que la limite ultime, limite élastique, limite de rupture ainsi que les différents déplacements correspondants.

Les résultats de modélisation sur quelques types de panneaux de contreventement ont montrés une similitude dans le comportement hystérésis sous chargement cyclique et que la dégradation de la résistance est bien représentée par modèle Pivot multilinéaire plastique proposé dans le SAP2000.

Une étude paramétrique à été présentée pour déterminer les différents paramètres influant dans la capacité portante des panneaux de contreventements. Cette étude monte bien l'effet des espacements des vis de fixation sur la résistance nominale du panneau ainsi que sur le déplacement correspondant.

CONCLUSION

L'utilisation des profilés en charpente métallique à base d'acier laminé à froid dans la construction des ouvrages industriels et commerciaux ainsi que pour les structures à usage d'habitation a connue un développement considérable dans plusieurs pays du monde comme les USA, le CANADA, le Mexique l'Europe et au Japon.

Des codes de conception et de calcul sont actuellement disponibles pour ce type de structure. Des travaux de recherches qui ne cessent de prendre de l'ampleur continuent à investiguer les différents aspects de ce système et notamment les méthodes de calcul des éléments de contreventements de ces structures.

Dans ce contexte, l'objectif de ce travail consiste à développer une procédure de calcul des propriétés équivalentes des murs de contreventement pour les intégrer dans des modèles d'analyse en éléments finis qui permettent à la fois d'être utiliser pour l'étude du comportement et la performance post-élastique des structures en PAF sous les sollicitations sismique et aussi pour des fins d'analyse élastique d'ingénierie pour le dimensionnement et le calcul au séisme.

Tout d'abord, une brève description des structures à base de profilés en acier laminé à froid et leurs domaines d'utilisation a été présentée. Cette description porte sur les types de structures, la définition des produits utilisés, la normalisation, les propriétés mécaniques, et termine par les avantages et inconvénients.

Le vif du sujet est introduit par la définition des contreventements en PAF, leurs comportements et leurs modes de rupture sous chargement latéral monotone et cyclique.

Les travaux de recherche effectués pour la détermination de la capacité portante des panneaux de contreventement et l'identification des modes de rupture dominants ont été revus. Deux méthodes d'estimation de la résistance latérale est du déplacement correspondant ont été retenues et une mise en œuvre numérique a été élaboré sous Excel pour l'estimation de la résistance nominale et le déplacement correspondant.

Les résultats de calcul par ces deux méthodes ont données satisfaction avec une bonne approximation de la capacité portance des panneaux de contreventement comparés aux différents résultats expérimentaux obtenus par les chercheurs sur des spécimens de panneaux.

En se référant aux travaux de recherches récents, la méthode des énergies élastiques plastiques équivalentes (EPEE) a été adoptée pour la constitution de la loi de comportement idéalisée des panneaux SWP.

Une technique de modélisation des panneaux SWP qui consiste à idéaliser le panneau par un élément en cisaillement a été présentée en se basant sur les paramètres élastiques et post-élastiques de la loi de comportement subséquentement identifiée. Le modèle pivot multi-linéaire du logiciel SAP2000 qui tient compte de la dégradation de la rigidité et de la résistance a été choisi pour simuler le comportement global du panneau de contreventement.

En guise de validation, plusieurs panneaux de contreventement choisis de la littérature expérimentale ont été analysés sous des chargements quasi-statiques en utilisant la méthode dynamique non linéaire. Le protocole CUREE (Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering) qui représente un chargement quasi-statique cyclique a été introduit comme déplacement en fonction du temps (contrôle déplacement). Les courbe hystérésis (effort tranchant-déplacement) obtenus analytiquement sont généralement en bonne concordance avec les courbes expérimentales.

Enfin, une étude paramétrique d'optimisation a été menée pour déterminer l'effet de certains paramètres des panneaux de contreventement sur leurs capacités portantes. Les résultats obtenus ont montré que la résistance du panneau varie linéairement avec le ratio b/h à l'exception des panneaux en tôles. De même, l'espacement des vis, qui a beaucoup d'influence sur la résistance et la rigidité perd cet effet pour des espacements plus petits que 100 mm.

Recommandations :

Afin d'assurer la continuité de ce travail, on propose pour d'éventuels futurs travaux de recherches de traiter les aspects suivants :

- Modélisation d'une structure complète en utilisant le modèle pivot multilinéaire plastique, avec des excitations par accélérogrammes comme chargements dynamiques.
- Etudier les cas des panneaux avec ouvertures et déterminer leurs influences sur la capacité portante du panneau.

REFERENCES

1. Eurocode3, calcul des structures en acier, partie 1-3 "Règles générales – Règles supplémentaires pour les profilés et plaques à parois minces formés à froid", (ENV 1993-1-3 : 1998).
2. American Iron and Steel Institute AISI standard, "North American Standard for Cold-Formed Steel Framing – Lateral Design, AISI S213", (2007).
3. North American Steel Framing Alliance (NASFA 2000) "Low-Rise Residential Construction Details" Washington, DC 20036.4523 Publication NT6.00 Mars 2000.
4. Wei-Wen Yu, "Cold-Formed Steel Design Third Edition" Copyright _ 2000 by John Wiley & Sons, Inc. USA Published simultaneously in Canada.
5. American Iron and Steel Institute AISI standard "Commentary on the Standard for Cold-Formed Steel Framing –Prescriptive Method for One and Two Family Dwellings", 2001 Edition with 2004 Supplement.
6. Serrette, R., G. Hall, et Ngyen J., "Additional Shear Wall Values for Light Weight Steel Framing," American Iron and Steel Institute, Washington, DC, (Mars 1997).
7. Serrette, R., Hall G., et Ngyen J., "Shear Wall Values for Light Weight Steel Framing," American Iron and Steel Institute, Washington, DC, (Janvier 1996).
8. Serrette, R., "Light Gauge Steel Shear Wall Tests," Department of Civil Engineering, Santa Clara University, Santa Clara, CA, (1994).
9. Serrette R. "Seismic design of light gauge steel structures", A discussion, In: Fourteenth int. specialty conference on cold-formed steel structures.1998.
10. Gad E.F., & Duffield C.F., "Lateral behaviour of light framed walls in residential structures", 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada (Août 1-6, 2004) No. 1663.
11. Dubina D., "Behavior and performance of cold-formed steel-framed houses under seismic action", Journal of Constructional Steel Research 64 (Janvier 2008), 896–913.
12. Dubina D., "Structural analysis and design assisted by testing of cold-formed steel structures", Journal of Thin Walled Structures (2008), 10.1016.
13. Fülöp L.A., Dubina D., "Performance of wall-stud cold-formed shear panels under monotonic and cyclic loading Part I: Experimental research", Journal of Thin-Walled Structures 42 (2004), 321–338.
14. 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 42 (2004) 339–349.

15. American Iron and Steel Institute (AISI), "Shear Wall Design Guide", Publication RG-9804 (Février 1998).
16. Branston A.E., Chen C.Y., Boudreault F.A., et Rogers C.A., "Testing of light-gauge steel-frame – wood structural panel shear walls", NRC Research Press Web site at <http://cjce.nrc.ca> on (22 Juin 2006).
17. Branston A.E. et Boudreault F.A., "Light Gauge Steel Frame / Wood Panel Shear Walls", Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Séminaire CISMIQ – (13 et 14 septembre 2003), Sherbrooke, Canada.
18. Al-Kharata M. et Rogers C.A. "Inelastic performance of cold-formed steel strap braced walls", Journal of Constructional Steel Research Volume 63, Issue 4, (Avril 2007), Pages 460-474
19. Tissell, J. R., "Structural Panel Shear Walls," Research Report No. 154, American Plywood Association, Tacoma, WA, (Mai 1993).
20. National Association of Home Builders (NAHB) Research Center for the American Iron and Steel Institute, "Monotonic Tests of Cold-Formed Steel Shear Walls with Openings", (Octobre 1997).
21. Xu L., et Martinez M.J., "Strength and stiffness determination of shear wall panels in cold-formed steel framing", Journal of Thin-Walled Structures 44 (7 September 2006) 1084–1095.
22. 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).
23. Serrette R.; Lam I.; Qi H.; Hernandez H.; et Toback A. "Cold-Formed Steel Frame Shear Walls Utilizing Structural Adhesives" journal of structural engineering Vol. 132, No. 4, 1 Avril 2006 ASCE 591/
24. American Iron and Steel Institute / Steel Framing Alliance "Key Seismic Design Parameters: Steel and Wood Light-Frame Shear Walls", Research Report RP 05–5 2005 revision 2006.
25. Serrette R. & Chau K., pour l'American Iron and Steel Institute / Steel Framing Alliance "Estimating the Response of Cold-Formed Steel Frame Shear Walls", Research Report RP 03–7 2003 revision 2006.
26. Balh N., Ong-Tone C., Velchev K., Yu C., et Rogers C.A., "Development of Canadian seismic design provisions for steel sheathed CFS framed shear walls", Compte Rendu de la 9ième Conférence Nationale Américaine et 10ème Conférence Canadienne de Génie Parasismique Juillet 25-29, 2010, Toronto, Ontario, Canada.
27. Moghimi H., et Ronagh H.R., "Performance of light-gauge cold-formed steel strap-braced stud walls subjected to cyclic loading", Journal of Engineering Structures 31 (2009) 69-83

28. Landolfo R., Fiorino L., and Corte G. D., "Seismic Behavior of Sheathed Cold-Formed Structures: Physical Tests" *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, No. 4, Avril, 2006. ASCE, ISSN 0733-9445/2006/4-570–581
29. Corte G. D., Fiorino L., and Landolfo R., "Seismic Behavior of Sheathed Cold-Formed Structures: Numerical Study", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, No. 4, Avril, 2006. ASCE, ISSN 0733-9445/2006/4-558–569
30. Fiorino L., Luorio O., Landolfo R., "Sheathed cold-formed steel housing: A seismic design procedure", *Journal of Thin-Walled Structures* 47 (2009) 919–930.
31. Fiorino L., "Seismic Behaviour of Sheathed Cold-Formed Steel Stud Shear Walls: An Experimental Investigation", Thesis presented to the University Napoli Federico II - Italy for the degree of Doctor in Engineer Structures, (2003).
32. Yu C., et Chen Y. "Steel Sheet Sheathing Options for CFS Framed Shear Wall Assemblies Providing Shear Resistance - Phase 2" A Research Report Submitted to American Iron and Steel Institute 29 Octobre, 2009 No. UNT-G70752.
33. Rogers C.A., Branston A.E., Boudreault F.A., 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 (Août 1-6, 2004) No. 1999.
34. Muñoz W., Mohammad M., Salenikovich A.J., et Quenneville P., "determination of yield point and ductility of timber Assemblies: in search for a harmonised approach", (2009).
35. American Society of Civil Engineer ASCE 7-05 Table 12.12.1, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures".
36. Adam James Toothman A. J., "monotonic and cyclic performance of light-frame shear walls with various sheathing materials", Thesis Master of Science In Civil Engineering Blacksburg, Virginia (Janvier 2003).
37. William P. J., "Performance of Pressure Sensitive Adhesive Tapes In Wood Light-Frame Shear Walls", Thesis master of science in civil engineering, Blacksburg Virginia Polytechnic Institute and State University, (Avril, 2003).
38. Gad E.F., et Duffield C.F., Hutchinson G.L., Mansella D.S., et Starkb G., "Lateral performance of cold formed steel framed domestic structures", *Journal of Engineering Structures* 11 (1999) 83-95.
39. Computers and Structures, Inc., SAP2000 Version 12.0., Database Documentations, Berkeley, California, USA (Juin2008).
40. Dowell R. K., Seible F., Wilson E., "Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members", *ACI Structural Journal*, V.95 N°5 (septembre – octobre 1998).

41. Serrette, R., Nolan D.P., "Reversed Cyclic Performance of Shear Walls with Wood Panels Attached to Cold-Formed Steel with Pins", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 135, No. 8, DC, (Aout 2009).
42. Cheng Yu, Vora H., Dainard T., Tucker J., Veetvkuri P., "Steel Sheet Sheathing Options for Cold-Formed Steel Framed Shear Wall Assemblies Providing Shear Resistance", a Research Report Submitted to American Iron and Steel Institute (31 Octobre, 2007) Department of Engineering Technology University of North Texas.
43. Balh N., Rogers A. C., "Development of Canadian Seismic Design Provisions for Steel Sheathed Shear Walls", Research Report RP-10- 1 Department of Civil Engineering and Applied Mechanics McGill University, Montréal, Québec, Canada Janvier 2010
44. Lange J., et Naujoksb B., "Behaviour of cold-formed steel shear walls under horizontal and vertical loads" *Journal of Thin-Walled Structures* 44 (fierier 2007) 1214–1222.
45. Bourahla N., Boukhemacha T., Allal N.and Attar A., "Equivalent Shear Link Modeling and Performance Analysis of Cold Formed Steel Structures Under Earthquake Loading", *Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, (Juillet 25-29, 2010) , Toronto, Ontario, Canada - Paper No 1063
46. Jeff Ellis J., president, CFSEI /AISI COFS, "Lateral Design Subcommittee Chairman, The "New CFSEI Shear Wall Design Guide", Cold Formed Steel Engineers Institute, (23 Octobre, 2008).
47. Ellis J. et Simpson S.E. Strong-Tie "Cold-formed Steel Framed Shear Wall Assemblies", *Construction Specifier magazine* (Avril 2007).
48. Salenikovich A.J., Dolan J.D. et Easterling W. S., pour American Iron and Steel Institute/ Steel Framing Alliance, "Monotonic and Cyclic Tests of Long Steel-Frame Shear Walls with Openings", research report RP99 – 2 , revised edition copyright (2007).
49. Salenikovich A.J., et Dolan J.D. "The racking performance of shear walls with various aspect ratios. Part 1. Monotonic tests of fully anchored walls", *Journal Article No. FP-231 of the Forest & Wildlife Research Center, Mississippi State Univ.* (June 2002). Article No. 9503.
50. Schafer B. W., *Designing Cold-Formed Steel Using the Direct Strength Method*, *Proceedings of the 18th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, Orlando, Florida (2006).
51. Uygur C., "Seismic design of cold formed steel structures in residential applications", Thesis master of science in civil engineering, Graduate school of natural and applied sciences of middle east technical university – USA, (mai 2006).
52. Bredel D. H., "Performance capabilities of light-frame shear walls sheathed with long OSB panels", Thesis master of science in civil engineering, Blacksburg Virginia Polytechnic Institute and State University, (Avril, 2003).

53. Heine C. P., "Effect of Overturning Restraint on the Performance of Fully Sheathed and Perforated Timber Framed Shear Walls", Master of science in Wood Science and Forest Products, Blacksburg Virginia Polytechnic Institute and State University, (décembre 1997).
54. Laurent Daudeville L., Davenne L., Richard R., et Kawai N., "Etude du comportement parasismique de structures à ossature en bois", Laboratoire de Mécanique et Technologie, ENS de Cachan / CNRS / Université P. et M. Curie, 61 avenue du Président Wilson, 94235 Cachan Cedex, France, Building Research Institute, Tatehara, Tsukuba, Ibaraki 305, Japon (1998).
55. LaBoube R. A., and Belarbi D.J. "Design Of Cold-Formed Steel Structures", University of Missouri-Rolla, (2009).
56. Steel Stud Manufacturers Association (SSMA), "Product Technical Information", publication 2001.

CALCUL DE DEPLACEMENT ULTIME DU PANNEAU DE CONTREVENTEMENT
METHODE EMPIRIQUE

$$\Delta_{total-panneau} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4$$

$$\Delta_{total-panneau} = \frac{8vh^3}{E_s A_c b} + \omega_1 \omega_2 \frac{vh}{\rho G t_{sheating}} + \omega_1^{5/4} \omega_2 \omega_3 \omega_4 \left(\frac{v}{\beta} \right)^2 + \frac{h}{b} \delta_v$$

$\delta_1 = \frac{8vh^3}{E_s A_c b}$	$\delta_2 = \omega_1 \omega_2 \frac{vh}{\rho G t_{sheating}}$
$\delta_3 = \omega_1^{5/4} \omega_2 \omega_3 \omega_4 \left(\frac{v}{\beta} \right)^2$	$\delta_4 = \frac{h}{b} \delta_v$

Dimensions du panneau de contreventement

Largeur b :	1 219 mm	
Hauteur h :	2 438 mm	
Ratio h/b :	2	
		Aire (mm ²)
Tige d'encrage Ø	22 mm	380.13

Caractéristiques du matériau des éléments montants d'extrémités (acier laminé à froid) :

Choisir Section du montant dos à dos	Epaisseur	Aire	Module de Young
	tf (mm)	Ac (mm ²)	Es (MPa)
2 x 362S162-43	1.146	438.709	203 000

Caractéristiques du matériau des plaques de revêtement :

Type de plaque	G _{sheathing} (MPa)	t _{sheathing} (mm)	β
Panneaux de lamelles orientées (OSB) ép.=11,1mm	925	11.100	660
Nombre de plaque 01 ou 02 ?	01	ρ	1.05

Résistance nominale du panneau de contreventement sous sollicitation sismique :

Montant intermédiaire			Espacement des vis sur le périmètre du panneau
Ep. (in)	Ep. (mm)	Limite Elastique Fy (Mpa)	
43 mil in	1.15 mm	227.5	76.20 mm

$$R_n = 22.54 \text{ kN/m}$$

Calcul des paramètres :

ω1	0.50
ω2	0.73
ω3	1.00
ω4	1.00

Calcul des déplacements :

δ1 =	24.07 mm	Δ _{Total} =	28.19 mm
δ2 =	1.86 mm		
δ3 =	0.000 mm		
δ4 =	2.26 mm		

CALCUL DE DEPLACEMENT ULTIME DU PANNEAU DE CONTREVENTEMENT
METHODE ANALYTIQUE

$$\Delta_U = \frac{P_U}{K_F + K_S}$$

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

$$P_S = \sum_{i=1}^2 P_{S,i} \quad P_F = K_F \cdot \Delta_U$$

$$K_S = \frac{G_S \cdot A_s}{1.2h} \alpha_v + \frac{3 \cdot E_S \cdot I_S}{h^3} \alpha_B$$

$$K_F = \sum_{montants} \frac{3 \cdot E_F \cdot I_F}{h^3}$$

$$\alpha_v = \left(\frac{C_u}{3.3 \cdot n_c}\right)^{1.8} \cdot \left(\frac{6in}{S_c}\right) \quad \alpha_B = \left(\frac{6}{C_u}\right)^{1.8} \cdot \left(\frac{6in}{S_c}\right)^{\frac{1.3n_c}{C_u}}$$

Dimensions du panneau de contreventement

Largeur b :	2 438 mm
Hauteur h :	2 438 mm

Caractéristiques du matériau des éléments montants (acier laminé à froid) :

	Nbr	Section	t _f (mm)	Ac (mm ²)	I _f (mm ⁴)	F _y
Montants d'Extrimité	02	362S162-43	1.146	438.709	1.057E+05	228 MPa
Montants Intermediaire	03	362S162-43	1.146	658.063	1.586E+05	228 MPa
					F _u	F _f
					310 MPa	203 000 MPa
					310 MPa	203 000 MPa

Caractéristiques du matériau des plaques de revêtement :

Type	Nbre	t _s (mm)	G _s
5- Tôle nervurée ép.=0.762mm (30 mil-in)	01	0.762	78 077 MPa
		Es	F _u
		203 000 MPa	450.0 MPa

Caractéristiques des vis de fixations :

Vis #	Diam.	Espacement au perimetre	Nbr de Vis au perimetre
08	4.166 mm	76 mm	129

Calcul du moment d'inertie polaire des vis de fixations.

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

$J =$	$2.457E+08mm^2$
-------	-----------------

Calcul de M_0 : le moment induit par la force unitaire appliquée au sommet du panneau, par rapport au centre élastique du panneau.

$$M_0 = P_x \cdot e_y^0$$

$M_0 =$	$1\ 219\ mm$
---------	--------------

Calcul de la distance entre le centre élastique et le centre de rotation.

$$\delta_y = \left(\frac{P_x}{n_c} \right) \cdot \left(\frac{J}{M_0} \right)$$

$\delta_y =$	$1\ 563\ mm$
--------------	--------------

$$e_y = e_y^0 + \delta_y$$

$e_y =$	$2\ 782\ mm$
---------	--------------

$$M_p = P_x \cdot e_y$$

$M_p =$	$2\ 782\ mm$
---------	--------------

Calcul de la distance entre chaque vis et le centre de rotation :

$$d_i = \sqrt{(x_{Ci})^2 + (d_{yi})^2}$$

$d_i =$	$2.0626.E+05$
---------	---------------

$$d_{yi} = y_{Ci} + \delta_y$$

$d_{yi} =$	$1\ 563\ mm$
------------	--------------

Calcul du moment associé aux vis de fixations :

$$M = 0.93 \cdot \sum_{i=1}^{n_c} d_i$$

$M_p =$	$191\ 823\ mm$
---------	----------------

Calcul du coefficient de réduction de la résistance :

$$C_u = \left| \frac{M}{M_p} \right|$$

$C_u =$	68.96
---------	---------

Calcul de la résistance au cisaillement de la plaque de revêtement

$$V_r = \min \begin{cases} V_{r1} = 4.2 \cdot (t_2^3 \cdot d)^{1/2} \cdot f_{u2} \\ V_{r2} = 2.7 \cdot t_1 \cdot d \cdot f_{u1} \\ V_{r3} = 2.7 \cdot t_2 \cdot d \cdot f_{u2} \\ V_{r4} = R_{\text{adm. Vis au cisaillement}} \end{cases}$$

$V_{r1} =$	3 258.11 N
$V_{r2} =$	3 856.64 N
$V_{r3} =$	3 994.05 N
$V_{r4} =$	1 085.31 N

$V_r =$	1 085.31 N
---------	------------

Calcul de la résistance latérale de la plaque de revêtement :

$$P_{s,i} = C_u \cdot V_r \cdot \eta$$

$$\eta = \sqrt{8.0 - \frac{h}{b}} - 1.45$$

$P_{si} =$	89 497.39 N
------------	-------------

$\eta =$	1.1958
----------	--------

Coefficient de réduction de la rigidité de la plaque :

$$\alpha_v = \left(\frac{C_u}{3.3 \cdot n_c} \right)^{1.8} \cdot \left(\frac{6in}{S_c} \right)$$

$\alpha_v =$	0.076
--------------	-------

$$\alpha_B = \left(\frac{6}{C_u} \right)^{1.8} \cdot \left(\frac{6in}{S_c} \right)^{\frac{1.3 \cdot n_c}{C_u}}$$

$\beta_v =$	0.067
-------------	-------

Calcul des rigidités latérales de la plaque de revêtement et montantes :

$$A_s = t_s \cdot b$$

$A_s =$	1 858 mm ²
---------	-----------------------

$$I_s = \frac{t_s \cdot b^3}{12}$$

$I_s =$	9.2018.E+08 mm ⁴
---------	-----------------------------

$$K_S = \frac{G_S \cdot A_s}{1.2h} \alpha_V + \frac{3 \cdot E_S \cdot I_S}{h^3} \alpha_B$$

$$K_S = 6\,345.176 \text{ N/mm}$$

$$K_F = \sum_{\text{mon tan ts}} \frac{3 \cdot E_F \cdot I_F}{h^3}$$

$$K_F = 28.880 \text{ N/mm}$$

Calcul la résistance latérale totale du panneau de contreventement :

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

$$P_U = 89\,904.737 \text{ N}$$

Calcul du déplacement latéral du panneau de contreventement :

$$\Delta_U = \frac{P_U}{K_F + K_S}$$

$$\Delta_U = 14.10 \text{ mm}$$

$P_u =$	36.88 kN	$\Delta_u =$	14.10 mm
$P_y =$	31.34 kN	$\Delta_y =$	10.44 mm
$0.4P_U =$	14.75 kN	$\Delta_{0.4P_u} =$	4.91 mm
$0.8P_U =$	29.50 kN	$\Delta_{0.8P_u} =$	19.75 mm
$K_e =$	3.00 N/mm		

Nonlinear seismic behaviour of experimentally identified stiffness and damping characteristics of cold formed steel infill frames

N. Bourahla¹, B. El-Djouzi² and N. Allal²

¹ *Civil Engineering Department, University Saad Dahlab Blida, Algeria*

² *R&D unit, ALRIM, Algiers, Algeria*

Abstract

This paper evaluates the effect of wall panels, made of cold formed steel with sheathing on both sides used as infill, on the seismic behaviour of steel frames in terms of the overall additional stiffness and damping capacity. For this purpose, series of ambient vibration testing were first carried out on a bare steel skeleton and then on a fully finished five storey building. Based on the global characteristics of the panels which were identified by experimental matching, a finite element modeling was made to reproduce the behaviour of the entire structure. The numerical model of the structure was subjected to a ground acceleration time histories recorded in the region during the Boumerdes 2003 earthquake. By using this procedure, inadequacies in the FE modeling are highlighted and suggestions are made for better modelling practice for similar structures. The results obtained elucidate some aspects of the stiffening and energy dissipating capacity role of the infill panels.

Keywords: cold formed steel; infill frame, earthquake response, ambient vibration, modeling technique, energy dissipation capacity.

1 Introduction

Cold-formed steel members and components have been produced and widely used as structural elements for building in many places around the world for at least three decades of the century. Modern design specifications have taken substantial steps in providing design analysis methodology, but these are

becoming more complex, and can nowadays involve greater labour than rigorous analysis using numerical methods implemented in dedicated computer packages. The design analysis of such structures is often complex, as their behaviour can be influenced by effects, which arise from the slenderness of members, walls and cross-sections. Prime among these effects are the various types of buckling which can occur, and which may interact with each other to promote failure at loads substantially less than those, which would be obtained in the absence of these effects. The complications induced by such effects occurred more often under severe earthquake loadings. Therefore, extensive experimental and analytical research work have been carried out to gain a better insight of the dynamic behaviour of shear walls and to establish design tables containing the ultimate capacities for static and seismic stress for different wall assemblies [1,2]. Based on the results of large series of tests, design procedures and analytical methods were also developed to allow for the design of walls carrying horizontal and vertical loads [3, 4].

The overall seismic behaviour of cold formed structures has been also investigated in post-elastic domain. The performance of the building, as a whole, depends on the wall panels, which is governed by the performance of the connectors e.g.: sheeting-to-sheeting connectors, and sheeting-to-framing connectors. On the other hand the global behavior of the 3D structure of the building is significantly influenced by nonstructural elements, traditionally not considered explicitly in the design procedures (Dubina [5]). Finite element (FE) models were developed and proposed in recent years to predict the failure mechanisms and possibility of progressive collapse (Bae et al. [6]). Along with the lack of the implementation data of the guidelines, the FE models also needed to be investigated in terms of their accuracy and efficiency.

The intent of this paper is to evaluate the performance of a five storey hybrid building in terms of lateral displacement, energy dissipation capacity, and structural damage with a particular emphasis on the cold formed steel panels used as infill.

2 Description of the structure

A structure of a five-storey housing building was considered in this study. The layout of the ground floor is 30.0 m long and 23.0 m large. The skeleton of the building is made of hot rolled structural steel elements.

The frame infill is made of cold formed profiles with sections 400S200-43, 400S162-43 and 400S162-27, placed at 650 mm intervals. The studs and tracks are stiffened using 10 mm thick magnesium board (MagBoard) fixed to both sides (fig.1 & 2). Material properties of the cold-formed steel used in this structure are for members of 1.14 mm thickness and lighter having minimum yield strength of 228MPa. All members 1.4 mm thickness and heavier were formed from steel with minimum yield strength of 345MPa.

This structure is designed to resist the dead load, live load, wind load and seismic load for Seismic Zone III (RPA99v2003, [7]).

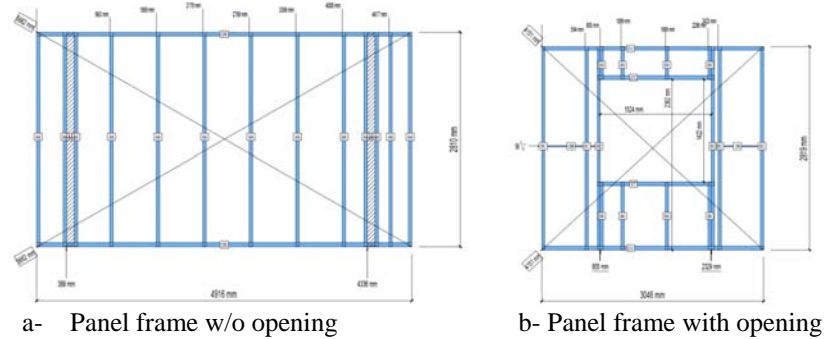


Figure 1: Typical cold formed steel frame of wall panel



Figure 2: Global views of the building under construction

3 Numerical modelling

The bare skeleton of the building is modelled using a 3-D finite element model. The beams and the columns are idealised as flexural elements and the diagonal as axial elements. The model was validated by an experimental modal analysis. The floor decks and especially the non-bearing walls are modelled in order to evaluate the contribution of these elements in the overall nonlinear seismic behaviour of the building in terms of additional initial stiffness, modal damping and hysteresis energy dissipation capacity. Therefore, an equivalent simple nonlinear shear link connected to a rigid bracing system is introduced to account for the overall lateral stiffness and strength of a panel (fig. 3).

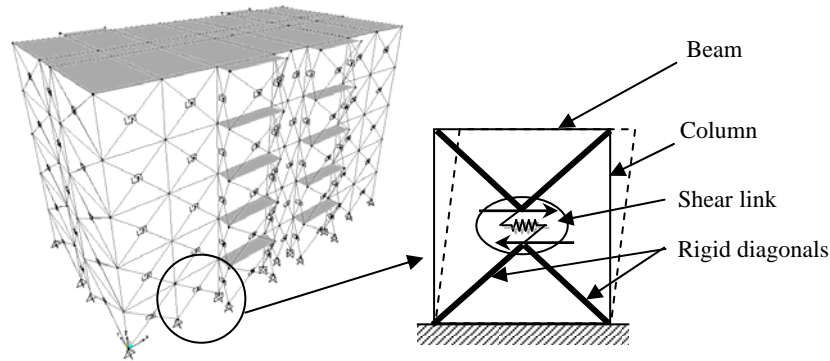


Figure 3: The 3-D model with an illustration of the shear link model of a panel

The multilinear plastic-pivot hysteresis model of the FEA software package, SAP2000 [8] was used to account for the nonlinear behavior of the cold formed steel panel. The hysteretic model incorporates stiffness degradation, strength deterioration and non-symmetric response (fig. 4).

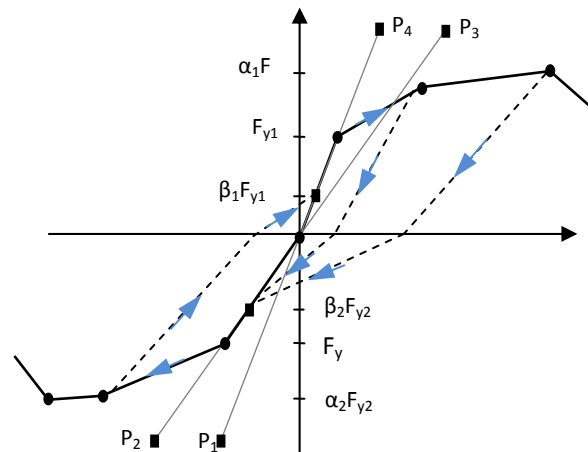


Figure 4: Multilinear plastic pivot hysteresis model [9]

The parameters of the hysteresis models are estimated through a number of load-deformation curves obtained experimentally under cyclic displacement histories, collected from a number of recent studies available in the literature [3, 9, 10]. The structure has six different types of panels with different dimensions and openings. The relative elastic stiffness's were normalized using equivalent FE shell elements models, then the actual values of the initial stiffness was estimated by matching the building frequencies obtained experimentally using the ambient vibration testing.

4 Ambient vibration testing

The elastic, mass and damping characteristics of the structure to be analysed must be known to a sufficient degree of accuracy in order to evaluate the actual structural capacity of the construction. The elastic dynamic properties, particularly the natural frequencies and the corresponding mode shapes are a combined measure of the structural characteristics of the construction. These model characteristics can be successfully estimated, especially in elastic range, using the well known ambient vibration testing. In this paper we present briefly the main issues pertaining to this particular modal testing; frequency response function (FRF) measurement techniques, testing procedure, and modal parameter estimation method.

For this particular case preliminary modal analyses were first carried out and the fundamental modes were predetermined. On the base of these results optimum sensor locations were chosen nevertheless additional measurement points were also included to take account of any other modes that were not predicted by the analytical model. Measurement near the nodal point of any of the modes will omit that particular mode and aliasing effect is to be prevented by avoiding intersection regions of the fundamental modes to be identified.

In total 4 measurement points were performed. Fig. 5 shows the locations and the orientations of the sensors on the 4th floor.

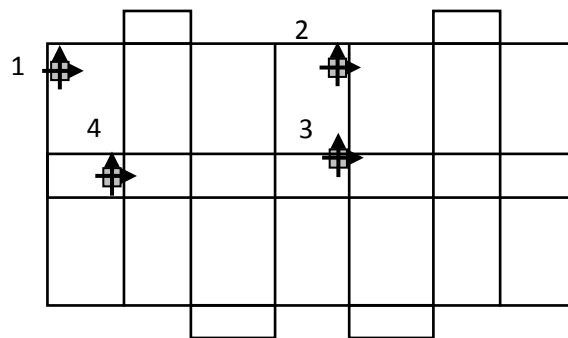


Figure 5: Sensor locations on the structure

The tests were performed using three degrees of freedom seismometer type Lennartz electronic (Le3Dlite) and a data acquisition system type City Shark II. The measured signals were processed using the GEOPSY program (Wathelet [11]) capable to perform most of the signal processing operations for the analysis of ambient vibration data. The sensors were located and oriented according to the previously defined test programme. The recording time for each sequence was set to 5 mn and found to be largely sufficient to obtain smooth FRF curves.

4.1 Ambient vibration measurement on the bare skeleton of the building

The natural frequencies of the bare skeleton were first identified using a “peak cursor” on the frequency response functions. Due to the flexibility of the floors (without decks), the individual vibration modes do not exhibit translational motions of rigid diaphragms, but generally the mode shapes have deformed floors especially along the transversal direction.

The first curve in fig. 6 shows the FRF of the transverse vibrations measured on the centre of the top floor. The clearly distinct two first peaks at 1.56 Hz and 2.32 Hz correspond to the first and second translational mode determined by the model in the transverse direction. Because of the very stiff braced bays at the edges of the building, the flexible floor deformed excessively at the centre. The second FRF curve was measured by a sensor located at point 4 to detect the vibration modes of the braced bays. The latter shows a peak at a frequency equal to 10.25 Hz which corresponds to a higher vibration mode of the model as shown on the same figure. The dominant longitudinal vibration mode was successfully identified using the sensor located on point 4 at a frequency equal to 3.2 Hz together with a second peak at 4.51 Hz corresponding to a torsional mode.

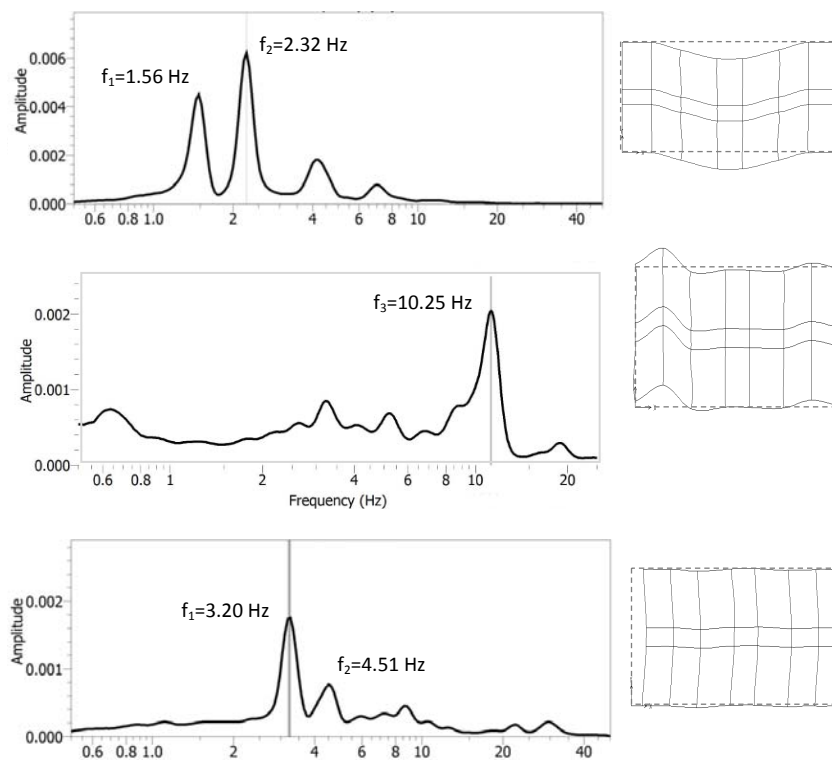


Figure 6: The FRF curves and the corresponding mode shapes (skeleton)

In general, excellent correlation between experimental and analytical natural frequencies is achieved in most cases as can be seen from Table 1.

Table 1: Natural frequencies and corresponding damping ratios of the bare skeleton

Mode	Analytical Frequency (Hz)	Experimental Frequency (Hz)	Direction	Damping (%)
1	1.59	1.56	Transversal	0.5
2	2.45	2.32	Transversal	0.4
3	3.57	3.20	Longitudinal	0.4
4	4.43	4.51	Longitudinal	0.3
5	11.8	11.3	Torsional	0.3

4.2 Ambient vibration measurement on the completed building

In order to account for the overall rigidity contribution of the cold formed decks (for floor) and the cladding, series of ambient vibration testing similar to the previous one have been carried out on a fully finished building.

We noticed that the first frequency equal to 3.48 Hz corresponds to a dominant longitudinal mode. The building becomes stiffer in the transverse direction with a frequency equal to 4.65 Hz and the mode shapes have non-deformable floors.

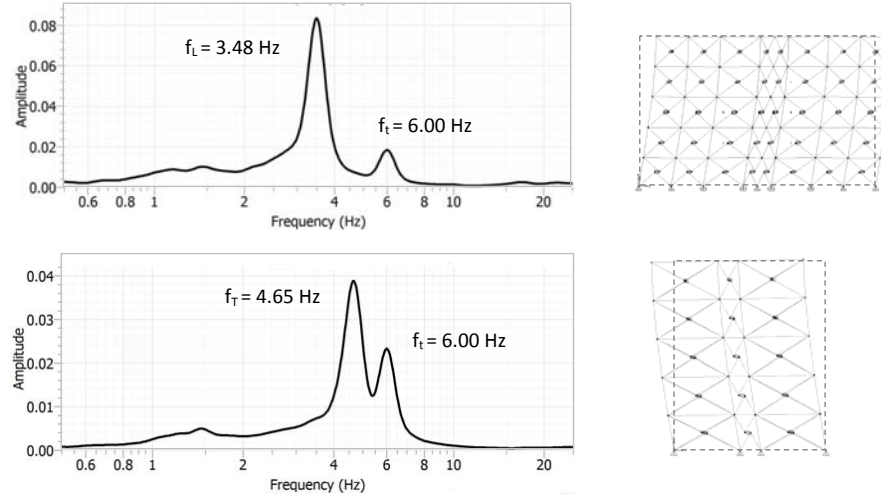


Figure 7: FRF curves and corresponding mode shapes (full building)

5 Evaluation of the stiffness and damping contribution of the cold formed steel infill

In first instance, an evident increase of the overall rigidity is achieved by the non bearing cold-formed steel panels in the horizontal directions. The substantial increase of the frequency along the transverse direction (more than 200%) is attributed to the fact that the lateral panels have no openings beside that the decks stiffen the floors and eliminate the flexible modes of the floors which makes the skeleton bracing system more efficient. As can be seen in table 2 the modal damping has increased for all modes.

Table 2: Natural frequencies and corresponding damping ratios of the completed building

Mode	Analytical Frequency (Hz)	Experimental Frequency (Hz)	Direction	Damping (%)
1	3.69	3.48	Transversal	0.6
2	4.63	4.65	Transversal	1.4
3	5.26	6.00	Longitudinal	1.0

6 Non-linear dynamic analysis

Nonlinear dynamic analyses are carried out to investigate the overall behavior of the building under earthquake ground motion. For the purpose of the present analysis the model described previously is subjected to a ground acceleration recorded during Boumerdes earthquake in 2003, at a station located in Dar-El-Beida (about 40 km from the building site). The duration of the strong motion used for the analysis is 20 seconds. The response analysis is carried out using the E-W component with a PGA equal to 0.52g. Modal damping has been included in the model and this was set at 5% for all modes as is usual practice for steel structures. The step-by-step numerical integration is carried out at time interval 1/1000 sec.

For a comparison reason, a linear dynamic analysis is performed assuming that all elements remain in the elastic range. The global response measured in terms of the top floor displacement indicates that the overall behaviour is dominated by the fundamental frequency (fig. 8).

Under the same earthquake ground motion conditions to which the linear model has been subjected, the structure with plastic pivot multi-linear characteristics exhibit different behaviour. At an early stage several panels undergo plastic deformations at the lower storey and propagate to the upper storeys during the severe phase of the ground acceleration. The building showed evidence of a considerable variation of the overall stiffness which become visible on the response time history characterised by an elongated waveform (Fig. 9). The maximum displacement of the top floor is about 30% lower than the linear model

and more importantly, the vibration are damped out after the main peak acceleration with almost no permanent deformation at the end of the response.

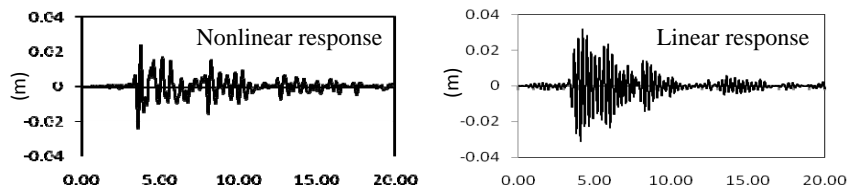


Figure 8: Time history of the top floor lateral displacement

The low yield strength of the panels provide the building with an additional energy dissipation capacity at an early stage of the response which help damp out intense vibration and detune the structure from possible resonance. The energy dissipated by hysteresis effect of the infill panel is more than 30% of the modal damping energy of the structure. The curve of the input energy is characterized by small fluctuations which reveal that the energy imparted by the ground motion to the structure is dissipated almost instantaneously which indicate an efficient damping capacity (Fig. 9). It should be noted also that the yielding is not concentrated only in the lower storey. The panel shear–deformation curves show significant hysteresis loops even on the panels of the upper storey.

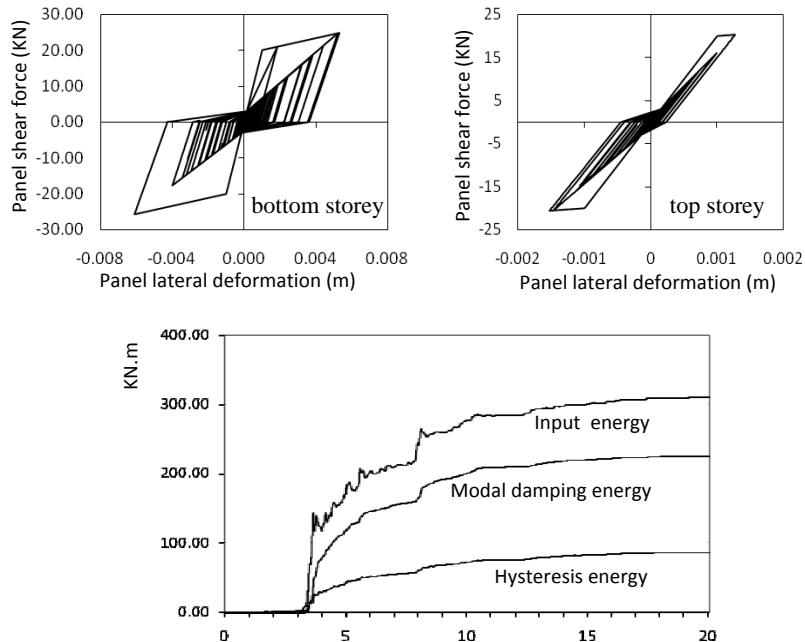


Figure 9 : Energy time histories and shear-deformation curves of the panel walls

7 Conclusion

The non bearing walls are commonly discarded in the design practice of buildings. This research showed that in the case of flexible steel frames with wall panels, made of cold formed steel with sheathing on both sides used as infill, the latter can contribute significantly to the overall rigidity and energy dissipation capacity. The ambient vibration testing used at different construction stages is practical in evaluating the global characteristics of the wall panels.

An efficient simplified modeling technique for the analysis of structures incorporating wall panels is developed. The model presented is based on the multi-linear plastic pivot hysteresis curve, but any suitable relationship could be used. This makes it particularly attractive for non-linear response history analysis, but could be of great help for engineers to perform non-linear static analysis (push-over) both in the design stage or the seismic evaluation of existing structures.

References

- [1] Serrette R., Hall G. and Ngyen H., *Shear wall values for light weight steel framing*, final report, AISI, Washington, 1996.
- [2] Serrette R., Hall G. and Encalada J., *Additional shear wall values for light weight steel framing.*, Final report, AISI, Washington, 1997.
- [3] Langea J. and Naujoksb B., Behaviour of cold-formed steel shear walls under horizontal and vertical loads, *Thin-Walled Structures*, **44** (2006), pp. 1214-1222, 2006.
- [4] Al-Kharat M. and Rogers C. A., Inelastic performance of cold-formed steel strap braced walls, *Journal of Constructional Steel Research*, **63**(4), pp. 460-474, 2007.
- [5] Dubina D., Behavior and performance of cold-formed steel-framed houses under seismic action, *Journal of Constructional Steel Research*, **64** (2008), pp. 896–913, 2008.
- [6] Bae S., LaBoube R. A., Belarbi A. and Ayoub A., Progressive collapse of cold-formed steel framed structures, *Thin Wall Structures*, **46** (2008), pp. 706-719, 2008.
- [7] RPA99v2003, *Regles parasismiques algeriennes*, National Earthquake Engineering Centre CGS, Algiers, 2003.
- [8] Computer and Structures, Inc. CSI analysis reference manual for Sap2000. Berkeley, 2004.
- [9] Gad E.F., Duffield C.F., Hutchinson G.L., Mansella D.S. and Starkb G., Lateral performance of cold formed steel framed domestic structures, *Engineering Structures*, **21** (1999), pp.83–95, 1999.
- [10] Fulop L.A., and Dubina D., Performance of wall-stud cold-formed shear panels under monotonic and cyclic loading Part II: Numerical modelling and performance analysis, *Thin-Walled Structures* **42** (2004), pp. 339–349, 2004.
- [11] Wathelet M., *GEOPSY geophysical Signal Database for Noise Array Processing*, Software, LGIT, Grenoble, France, 2005.