UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

Comportement statique et dimensionnement des assemblages multi-matériaux boulonnés et boulonnés/collés

Thèse de doctorat
Spécialité : génie civil

Thérèse Ako Donfack TAJEUNA

Jury : Brahim BENMOKRANE
Pierre LABOSSIÈRE (directeur)
Sébastien LANGLOIS (co-directeur)
Frédéric LÉGERON
Serge PARENT (membre externe)
Nathalie ROY (rapporteur)

Sherbrooke (Québec), Canada Septembre 2015

Résumé

Cette étude porte sur l'intégration de l'aluminium et de matériaux composites de type Polymère Renforcé de Fibre de Verre (PRFV) dans les ponts transportables ferroviaires. Ces matériaux ont un intérêt particulier en raison de leur résistance aux conditions environnementales rudes et leur légèreté. Cependant, la combinaison de ces matériaux légers avec les matériaux traditionnels dont l'acier est peu fréquente dans les structures de génie civil. De plus les références de conception fournissent très peu d'informations pour le dimensionnement de ce type d'assemblage. Il existe néanmoins des références de conception des assemblages simplement en aluminium ou simplement en PRFV. Cependant, en comparaison avec l'acier, les recommandations proposées pour l'aluminium et les PRFV sont basées sur un nombre restreint d'essais et le dimensionnement optimal d'un assemblage boulonné entre des pièces d'acier et d'aluminium ou de PRFV peut s'avérer difficile. Aussi, l'objectif principal de la thèse est d'identifier les paramètres géométriques optimum des assemblages boulonnés aluminium-acier et PRFV-acier et d'effectuer une analyse critique des recommandations de conception existantes et si nécessaire les améliorer et enfin, d'évaluer la contribution de la colle dans les assemblages boulonnés/collés. Sur la base de l'état des connaissances disponibles, des études expérimentales et/ou numériques des assemblages boulonnés, collés, et boulonnés/collés des plaques aluminium-acier et PRFV-acier ont été menées.

Pour les assemblages boulonnés, des configurations à un boulon et deux boulons ont été expérimentalement et analytiquement analysées. Les résultats obtenus ont permis d'évaluer l'effet des paramètres géométriques tels que l'épaisseur des plaques, les pinces longitudinale et transversale, et les pas longitudinal et transversal sur la résistance de l'assemblage. Par la suite, les paramètres géométriques optimums des assemblages boulonnés en PRFV-acier et aluminium-acier ont été identifiés et l'analyse critique des équations de dimensionnement des assemblages en aluminium et en PRFV recommandés dans les références de conception a été effectuée. Dans le cas des assemblages aluminium-acier, une amélioration des équations de résistance à la pression diamétrale et de résistance en traction et cisaillement combinés ont été proposées. Pour les assemblages en PRFV-acier, une étude semi-empirique a permis de proposer une équation de résistance en section nette adaptée aux PRFV pultrudés.

Pour les assemblages collés et boulonnés/collés, seules les configurations à un boulon ont été testées. Des adhésifs méthacrylate et époxyde ont été utilisés et l'effet de ces derniers sur les assemblages multi-matériaux a été évalué. Il est apparu que le type d'adhésif a un effet important tant sur la résistance de l'assemblage que sur son mode de rupture. En outre la rigidité des plaques a un grand impact dans la capacité portante de l'assemblage collé. La contribution de la colle dans un assemblage boulonné a été trouvée avantageuse seulement dans le cas de l'assemblage PRFV-acier. Dans le cas de l'assemblages aluminium-acier, pas d'accroissement significatif n'a été observé.

Mots-clé : Assemblages multi-matériaux, assemblages boulonnés, assemblages boulonnés/collés, aluminium, PRFV, simple plan de cisaillement, éléments finis.

Remerciements

J'aimerai remercier tout d'abord mon ex-directeur de thèse, Frédéric Légeron de m'avoir donné la possibilité d'effectuer ce travail de recherche, merci pour son encadrement, pour sa patience, et surtout d'avoir cru en moi. J'ai beaucoup apprécié son sens des relations humaines qui ont contribué en grande partie à ma persévérance dans la réalisation de ce projet.

Merci à mon présent directeur de recherche, Pierre Labossière pour son encadrement et sa rigueur en particulier dans la rédaction scientifique qui m'ont permis de m'améliorer considérablement.

J'aimerai également remercier mon présent co-directeur Sébastien Langlois pour sa disponibilité et son soutien dévoué dans la rédaction des articles durant cette dernière année de recherche.

J'aimerai exprimer ma gratitude à Marc Demers et à Frédéric Turcotte pour leurs soutiens technique durant la réalisation des essais.

Merci à Nathalie Roy pour son soutien moral, pour avoir toujours été à l'écoute et pour ses nombreux conseils pratiques.

Ce projet a été rendu possible par l'apport financier du CRSNG (Conseil de Recherche en Sciences Naturelles et en Génie du Canada) et du CQRDA (Centre québécois de recherche et de développement de l'aluminium) que je remercie grandement. Merci aussi aux manufacturiers Strongwell Corporation, Sika Construction, Henkel Company (Loctite) and IPS Corporation (Weld-On) pour les dons en plaques de PRFV et adhésifs.

Je tiens également à remercier Ferawati Gani et Ahmed Godat pour m'avoir initié aux logiciels ADINA et MATLAB et pour avoir rendu le travail agréable durant leur présence au Campus principal de l'UdeS

Finalement, je souhaiterai remercier mes proches pour leurs soutiens moral et affectif. En particulier mon mari Kolins, mes filles Emelia, Marie-Joséphine et Philomène et mes parents Étienne et Comfort.

Table des matières

Résumé **i**

Remerciements **iii**

Liste des figures **vii**

Liste des tableaux **xi**

Liste des symboles **xiii**

1 Introduction **1**

2 Revue de littérature **9**
2.1 Introduction . . . 9
2.2 Propriété des matériaux . . . 9
2.2.1 Acier . . . 9
2.2.1.1 Type d'acier . . . 9
2.2.1.2 Dimensionnement des structures du génie civil en acier . 10
2.2.2 Aluminium . . . 11
2.2.2.1 Type d'aluminium . . . 11
2.2.2.2 Ouvrages de conceptions . . . 11
2.2.3 Matériaux composites (PRF) . . . 12
2.2.3.1 Type de profilés pultrudés disponibles . . . 12
2.2.3.2 Ouvrages de conception . . . 13
2.3 Types d'assemblage . . . 14
2.3.1 Assemblages boulonnés . . . 15
2.3.1.1 Rupture des assemblages boulonnés . . . 15
2.3.1.2 Caractéristiques géométriques des assemblages boulonnés . 16
2.3.2 Assemblages collés et boulonnés/collés . . . 17
2.3.3 Assemblages soudés . . . 18
2.4 État de l'art des assemblages boulonnés et boulonnés/collés . . . 19
2.4.1 Assemblages boulonnés . . . 20
2.4.1.1 Aluminium-acier ou aluminium-aluminium . . . 20
2.4.1.2 PRFV-acier ou PRFV-PRFV . . . 22
2.4.2 Assemblages boulonnés/collés . . . 27
2.5 Recommandations de calcul des assemblages boulonnés . . . 31
2.5.1 Assemblages en aluminium . . . 31
2.5.2 Assemblages en matériaux composites (PRFV) . . . 34
2.6 Synthèse de la revue de littérature . . . 41

3 Définition du projet de recherche **45**
3.1 Mise en contexte . . . 45
3.2 Objectifs . . . 46

3.3 Méthodologie 47

4 Effet de paramètres géométriques des assemblages boulonnés aluminium-acier 53
4.1 Avant propos 53
4.2 Introduction 56
4.2.1 Research objective 56
4.3 Literature review 56
4.4 Experimental program 59
4.4.1 Overview 59
4.4.2 Experimental setup and measurements 60
4.4.3 Tensile tests of the materials 60
4.5 Experimental results 61
4.5.1 Coupons tensile tests results 61
4.5.2 Results of bolted connections 62
4.6 Analysis of experimental results 63
4.6.1 Effect of side-distance and end-distance on a one bolt (1X1) single-lap configuration 64
4.6.2 Effect of plate thickness in a one-bolt single-lap configuration . . . 65
4.6.3 Effect of joint eccentricity 66
4.6.4 Effect of geometric parameters in two-bolt single-lap configuration . 68
4.7 Comparison between experimental and predicted results 69
4.7.1 Design Equations 69
4.7.2 Analysis of the predicted results 71
4.8 Finite element analysis 72
4.8.1 Overview of the finite element model 72
4.8.2 Analysis assumptions 73
4.8.3 Model validation 74
4.9 Parametric simulation and analysis of the results 76
4.9.1 Effect of plate thickness in one-bolt connection 76
4.9.2 Optimum end-distance (e) and side-distance (s) in one-bolt connection 78
4.9.3 Evaluation of the optimum geometric parameters for two-bolt joint in a column 79
4.9.4 Evaluation of the optimum geometric parameters for two-bolt joint in a row 82
4.10 Conclusion 83

5 Résistance des assemblages boulonnés en aluminium 85
5.1 Avant propos 85
5.2 Introduction 87
5.3 Available design equations 88
5.3.1 Bearing failure 88
5.3.2 Net-section failure 89
5.3.3 Shear failure 89
5.3.4 Block shear failure 90

5.4 Collection of data through FE . . . 91
5.4.1 FE analysis assumption and model validation . . . 91
5.4.2 Parametric simulation, results and discussion . . . 92
5.5 Verification and improvement of design strength predictions . . . 97
5.5.1 Net-section verification . . . 97
5.5.2 Design against bearing . . . 98
5.5.2.1 Bearing strength verification . . . 98
5.5.2.2 Development of a new design method . . . 98
5.5.3 Design against block shear . . . 101
5.5.3.1 Block shear strength verification . . . 101
5.5.3.2 Development of new block shear strength . . . 101
5.6 Conclusion . . . 104

6 Effet des paramètres géométriques des assemblages PRFV-acier boulonnés 107
6.1 Avant propos . . . 107
6.2 Introduction . . . 109
6.3 Literature review . . . 109
6.4 Experimental investigation of single-lap bolted connections . . . 112
6.4.1 Overview of the experimental program . . . 112
6.4.2 Experimental setup and testing of the connections . . . 112
6.4.3 Tensile tests of the materials . . . 113
6.4.4 Experimental results . . . 114
6.4.4.1 Failure mode of one-bolt single-lap configurations . . . 114
6.4.4.2 Force-displacement curves of one-bolt single-lap connections 115
6.4.4.3 Failure mode of two-bolt connections . . . 115
6.4.4.4 Force-Displacement curves of two bolts connections . . . 117
6.5 Comparison of experimental and predicted results . . . 119
6.5.1 Design equations . . . 120
6.5.2 Analysis of the predicted results . . . 121
6.6 Finite element analysis . . . 122
6.6.1 Overview of the finite element analysis . . . 122
6.6.2 Analysis assumptions . . . 123
6.6.3 Validation of the finite element model . . . 124
6.6.4 Parametric simulation and analysis of the results . . . 125
6.6.5 Effects of geometric parameters in one-bolt connections . . . 126
6.6.6 Effects of geometric parameters in two-bolt connections . . . 130
6.7 Conclusions . . . 132

7 Recommandations de dimensionnement de la rupture en section nette des joints en PRFV 135
7.1 Avant propos . . . 135
7.2 Introduction . . . 137
7.3 Literature review of net-section failure prediction . . . 137
7.4 Design approaches verification of net-section failure prediction . . . 141

7.5 Development of a new design method . . . 146
7.6 Validation of the new method . . . 148
7.7 Conclusion . . . 150

8 Etude expérimentale des assemblages collés et boulonnés/collés aluminium-acier et PRFV-acier 151
8.1 Avant propos . . . 151
8.2 Introduction . . . 153
8.3 Experimental investigation . . . 155
8.3.1 Overview of the program . . . 155
8.3.2 Surface preparation of the bonded interfaces . . . 156
8.3.3 Experimental set-up and measurements . . . 156
8.3.4 Materials and properties . . . 159
8.4 Experimental results of simply bonded connections . . . 160
8.4.1 Effect of surface preparation using methacrylate adhesives . . . 160
8.4.2 Structural performance of methacrylate compared to epoxy adhesives 161
8.4.3 Structural performance due to plate rigidity . . . 163
8.5 Hybrid joints compared to simply bolted or bonded joints . . . 164
8.5.1 GFRP-to-steel hybrid connections . . . 164
8.5.2 Aluminum-to-steel hybrid connections . . . 167
8.6 Conclusion . . . 169

9 Conclusion 171
9.1 Conclusion aux objectifs spécifiques . . . 172
9.2 Recommandations de futurs développements . . . 176

A Éléments complémentaires 179
A.1 Essais expérimentaux assemblages boulonnés aluminium-acier : éléments complémentaire article 1 . . . 179
A.1.1 Montage . . . 179
A.1.2 Courbes contrainte-déformation des matériaux . . . 179
A.1.3 Résultats des essais sur les assemblages boulonnés aluminium-acier 182
A.2 Essais expérimentaux assemblages boulonnés PRFV-acier : éléments complémentaire article 3 . . . 190
A.2.1 Courbes contrainte-déformation des PRFV . . . 190
A.3 Essais expérimentaux assemblages boulonnés multi-matériaux : éléments complémentaire article 5 . . . 192
A.3.1 Assemblages collés aluminium-acier . . . 192
A.3.2 Assemblages collés PRFV-acier . . . 195
A.3.3 Assemblages boulonnés/collés PRFV-acier . . . 198
A.4 Étude numérique : éléments complémentaires article 4 . . . 199

LISTE DES RÉFÉRENCES 201

Liste des figures

1.1 Pont à poutres assemblées 7
1.2 Pont à tablier inférieur 8
1.3 Pont treillis 8

2.1 Profilés disponibles (a)Bedford Reinforced Plastic, (b)Creative Pultrusion Inc., (c)Fiberline Composite Inc.,(d)Strongwell Inc.(Extren) 13
2.2 Isolement de l'aluminium à l'acier (Beaulieu, 2003) 15
2.3 Rupture typique des assemblages boulonnés (a) Ovalisation excessive (b) Section nette (c) Cisaillement (d) Bloc de cisaillement (e) Clivage 16
2.4 Configurations typiques des assemblages boulonnés 17
2.5 Rupture des joints collés PRF-PRF (Cognard, 2003) 19
2.6 Échantillons pour les essais d'ovalisation des plaques d'aluminium en : (a)couches internes, (b) couches externes 21
2.7 Comparaison assemblage simplement boulonné, simplement collé et hybride (a) adhésif polyuréthane t=1.6 mm, (b) adhésif polyuréthane t=3.1 mm, (c) adhésif époxyde t=3.2 mm 28
2.8 (a) Illustration de l'assemblage (b)Courbes contrainte-déformation 29
2.9 Comparaison assemblage simplement riveté, simplement collé et riveté/collé (hybride) 30
2.10 Comparaison assemblage simplement boulonné et hybride 31
2.11 longueur cisaillée L_j 34

4.1 Failure modes : (a) Bearing, (b) net-section, (c) shear tear-out, (d)block-shear, (e) gross-section, (f) bolt shear 57
4.2 (a)Typical bolted joint in single-lap and double-lap arrangements, (b) Test set-up of aluminum-to-steel connection 58
4.3 Effect of s and e on one bolt single-lap joints : Damage on : (a) S15E15T6, (b) S15E20T6, (c) S25E25T6. (d) Factored Force-Displacement curves of one bolt single-lap joints 65
4.4 Effect of plate thickness on one bolt single-lap joints : Damage on : (a) S15E15T3, (b) S15E15T6, (c) S15E15T9. (d) Factored Force-Displacement curves of S15E15T3 compared to S15E15T6 and S15E15T9. 66
4.5 Effect of joint eccentricity : Out-of-plane deformation of : (a) S15E15T6 and (b) S30E30G60T3. Fracture of : (c) S15E15T6, (d) DS15E15T6. (e) Factored force-displacement curves of DS15E15T6 compared to S15E15T6 67
4.6 Effect of geometrical parameters in two-bolt single-lap configuration : Damages on 2 bolts joints : (a) S25E30P30T6 ; (b) S303E0P30T6 ; (c) S30E30G60T3, (d) Factored force-displacement curves of S30E30P30T6, S25E30P30T6 and S30E30G60T3 69
4.7 FE models : (a) Typical FE-3DAS model, (b) Typical FE-3DA model. Post-processing response : (c) Net-section failure, (d) Shear tear-out failure, (e) Bearing failure 73

4.8 Typical force-displacement curves of the experimental compared to finite element models : (a) S15E15T3, (b) S25E25T6, (c) S30E30P30T6, (d) S30E30G60T3 75
4.9 Effect of plate thickness on the joint strength : (a) failure modes, (b) Relationship Failure Load-Plate thickness 78
4.10 Effect of :(a) end-distance and side-distance on one bolt, (b) end-distance and side-distance on 2-bolt in a column, (c) end-distance and side-distance on 2-bolt in a row 80

5.1 Failure modes : (a) Bearing, (b) net-section, (c) shear, (d) or (e) or (f) block shear [(Mottram et Zafari, 2011) modified version] 87
5.2 Typical bolted joint in double lap configuration (x=2, N=6, n=2, m=3) [(Zafari et Mottram, 2011) modified version] 88
5.3 (a) Typical 2D model, (b) post-processing deformed shapes and (c) Experimental versus FE results 92
5.4 Parametric simulation results (a) 1X1 configuration, (b) 1X2 configurations (c) 2X1 configuration, (d) wide connections w=20d, p=3d or 3.5d, (e) Typical deformed shapes of wide connections 94
5.5 FE to predicted net-section strengths 98
5.6 (a) Bearing path vs. bearing efficiency, (b) FE to predicted bearing strengths 99
5.7 Shear efficiency in block shear resistance 102
5.8 FE to predicted strength (a) block-shear, (b) shear 104

6.1 Failure modes : (a) Bearing, (b) Net-section, (c) Shear tear-out, (d) Block shear (e) Cleavage 110
6.2 (a) Typical joint geometric parameters, (b) Test set-up 111
6.3 Stress-strain relationships of the materials 113
6.4 Failure damages of GFRP (a) Inner face 1B2030 (b) Outer face S20E30, S20E30,(c) Inner face S40E40 (d) Outer face S40E40. Force-displacement curves of : (e) S20E30, (f) S40E40 116
6.5 Failure damages of GFRP (a) Inner face of S40E40P30 (b) Outer face of S40E40P30, (c) Inner face of S40E40P50 (d) Outer face of S40E40P50. Force-displacement curves of (e) S40E40P30 compared to S40E40P50, (f) S40E40P30 compared to S40E40 119
6.6 (a) Typical 2D model, Post-processing failure modes : (b) bearing, (c) net-section, (d) and (e) shear tear-out, (f) cleavage 125
6.7 Typical force-displacement curves of the experimental compared to finite element models : (a) S20E30, (b) S40E40, (c) S40E40P3, (d) S40E40P50 . 126
6.8 Effect of e/d and s/d on failure modes for one-bolt : (a) FE and Exp. failure modes for highly orthotropic plates ; (b) FE and Exp. failure modes for quasi-isotropic plates ; (c) (ASCE-Pre-Standard, 2010) and Exp. failure modes for highly orthotropic plates ; (d) (ASCE-Pre-Standard, 2010) and Exp. failure modes for quasi-isotropic plates 129
6.9 Effect of e/d and s/d on joint strength for one-bolt : (a) FE failure loads for highly orthotropic plates ; (b) FE failure loads for quasi-isotropic plates. (In this figure,[1] refers to ASCE-Pre-Standard (2010)) 130

6.10 Effect of geometric parameters on failure modes for two-bolt : (a) FE and Exp. failure modes for highly orthotropic plates ; (b) FE and Exp. failure modes for quasi-isotropic plates ; (c) (ASCE-Pre-Standard, 2010) and Exp. failure modes for highly orthotropic plates ; (d) (ASCE-Pre-Standard, 2010) and Exp. failure modes for quasi-isotropic plates 131
6.11 Effect of geometric parameters on joint strength for two-bolt : (a) FE failure loads for highly orthotropic plates ; (b) FE failure loads for quasi-isotropic plates. (In this figure,[1] refers to ASCE-Pre-Standard (2010)) 132

7.1 Joint configurations 137
7.2 Predictions of net-section failure with different design approaches in 0°orientation 142
7.3 Predictions of net-section failure with different design approaches in 90°orientation 143
7.4 Joints efficiency versus (w/d) ratio in 0°fibre orientation 146
7.5 Correlation coefficient 147
7.6 Correlation coefficient to number of bolt in the joint 148
7.7 Experimental-to-Predicted loads 149

8.1 Typical failure modes of bonded joints : (a) Adhesive failure, (b) Cohesive failure, (c) Thin-layer cohesive failure, (d) Fiber-tear failure, (e) Light-fiber-tear failure, (f) Stock-break failure (ASTM-D5573-99, 2005) 154
8.2 Failure modes of bolted connections : (a) Bearing, (b) Net-section, (c) Shear tear-out, (d) Block shear (e) Cleavage 154
8.3 Joints parameters (a) simply bonded (a)bolted/bonded (hybrid), (c) Typical test set-up of multi-material connections 158
8.4 Stress-strain relationships of materials 159
8.5 Effect of surface preparations on GFRP-steel connections - Failure modes of : (a) BGL_{01-ns} (b) BGL_{01-s}, (c) BGW01-ns (d) BGW_{01-s}, - Shear stress-displacement curves of : (e) BGL_{-ns} compared to BGL_{-s}. ; (f) BGW_{-ns} compared to BGW_{-s} 162
8.6 Methacrylate compared to epoxy adhesive on GFRP-steel connections : (a) to (c) Failure modes, (d) Typical stress-displacement curves Methacrylate compared to epoxy adhesive on aluminum-steel connections : (e) to (g) failure modes, (h) Typical stress-displacement curves 163
8.7 Effect of Plates rigidity on joint strength 164
8.8 Failure modes of Hybrid connections : (a) failure of the adhesive on steel inner face, (b) failure of the adhesive on GFRP inner face, (c)cleavage failure GFRP outer face. Failure modes of simply bolted connections : (d) cleavage failure on GFRP, (e) Shear failure on GFRP, (f) Net-section failure on GFRP 165
8.9 GFRP-to-Steel (a) Force displacement curves of hybrid connections, (b) Force-displacement curves of hybrid compared to simply bolted and simply bonded connections 166
8.10 (a) steel inner face, (b) aluminum inner face and shear failure (c) Shear failure of aluminum simply bolted connection 168

8.11 Aluminum-to-steel : (a) Force displacement curves of hybrid connections, (b) Force-displacement curves of hybrid compared to simply bolted and simply bonded connections 169

A.1 Montage des essais sur MTS 500 179
A.2 Courbes contrainte-déformation acier 180
A.3 Courbes contrainte-déformation aluminium 181
A.4 Assemblage à un boulon S15E15T3 182
A.5 Assemblage à un boulon S15E15T6 183
A.6 Assemblage à un boulon S15E15T9 184
A.7 Assemblage à un boulon S15E20T6 185
A.8 Assemblage à un boulon S25E25T6 186
A.9 Assemblage à deux boulons sur une file S25E30P30T6 187
A.10 Assemblage à deux boulons sur une file S30E30P30T6 188
A.11 Assemblage à deux boulons sur une ligne S30E30G60T3 189
A.12 Courbes contrainte-déformation PRFV direction pultrudée (Lt) 190
A.13 Courbes contrainte-déformation PRFV direction transversale à la pultrusion (Tt) 190
A.14 Courbes contrainte-déformation PRFV à 45°de la direction pultrudée (Sh) 191
A.15 Assemblage collé aluminium-acier avec époxyde type S 192
A.16 Assemblage collé aluminium-acier avec methacrylate type L 193
A.17 Assemblage collé aluminium-acier avec methacrylate type W 194
A.18 Rupture mixe assemblage collé PRFV-acier époxyde type S 195
A.19 Assemblage collé PRFV-acier avec methacrylate type L 196
A.20 Assemblage collé PRFV-acier avec methacrylate type W 197
A.21 Assemblage boulonné/collé 198
A.22 Joint efficiency versus w/d ratio 199
A.23 Correlation coefficient for one to four bolt(s) 200

Liste des tableaux

1.1 Plan de la thèse 4

2.1 Propriétés de l'acier 10
2.2 Propriétés de l'aluminium (ADM, 2010; CSA-S157, 2007) 12
2.3 Propriété des PRFV 14
2.4 Paramètres géométriques minimums des assemblages boulonnés 18
2.5 Propriétés des adhésifs 19
2.6 Rapport de distribution de la force dans les boulons selon EUROCOMP (Clarke, 1996) 36
2.7 Coefficient d'ajustement (C) utilisé par Rosner et Rizkalla (1995b) et Hassan *et al.* (1997b) 38
2.8 Coefficient d'ajustement utilisé par Mottram (2010) et ASCE-Pre-Standard (2010) 40
2.9 Rapport de distribution de la force dans les boulons (L_{br}) selon ASCE-Pre-Standard (2010) 40

4.1 Geometric recommendations for aluminum bolted connection 58
4.2 Aluminum tensile test results. 62
4.3 Experimental test results compared to predicted results 63
4.4 Experimental test results compared to predicted results 76
4.5 FE results for one-bolt connection (t=6.35 mm and d=12.7 mm). 76
4.6 FE results for two-bolt connection (t=6.35 mm and d=12.7 mm) 77
4.7 Optimum parameters for one-bolt connection 81
4.8 Optimum parameters for two-bolt in column 82
4.9 Optimum parameters for two-bolt in row (s=3d) 83

5.1 Parametric load results (kN)/failure modes of one bolt connections 95
5.2 Parametric load results (kN)/failure modes of connections with two bolts connections 95
5.3 Parametric load results (kN)/failure modes of wide connections ($w = 20d$) 96
5.4 Experimental to predicted net-section strength 97
5.5 Experimental compared to Predicted bearing strength design for (1X1) . . 100
5.6 Experimental compared to predicted block shear strength design 103

6.1 Minimum geometric requirements from design manuals (d: diameter of the bolt, d_h: bolt-hole) 110
6.2 Mechanical properties of the materials 114
6.3 Tests results of simply bolted joints 118
6.4 Comparison of experimental to predicted results 122
6.5 Model validation 124
6.6 FE results: failure load (kN)/failure mode 127
6.7 Experimental failure modes 128

7.1 Correlation Coefficient (C) per joint configuration 138

7.2 Normalised tangential stress 139
7.3 Correlation coefficient for open hole plate and filled hole joint 140
7.4 Experimental/Predicted net-section failure with different design approaches (0°fibre orientation) 144
7.5 Experimental/Predicted net-section failure with different design approaches (90°fibre orientation) 145
7.6 Measured values of C for 1 to 4 bolts 148
7.7 Comparison of experimental and predicted net-section failure loads 150

8.1 Experimental results of bonded joints 157
8.2 Experimental results of hybrid joints (d=12.7 mm) 158
8.3 Materials properties 160

Liste des symboles

A_{gt}	Section brute en traction
A_{gv}	Section brute en cisaillement
A_{nv}	Section nette en cisaillement
A_{nt}	Section nette en traction
C	Coefficient de correlation de trou chargé
C_{Op}	Coefficient de correlation de trou non chargé des PRFV dans la direction de pultrusion
d	Diamètre du boulon
d_h	Diamètre du trou
E_{Lt}	Module d'élasticité longitudinal (FRP)
E_{Tt}	Module d'élasticité transversal (FRP)
e	Pince longitudinale
F_{br}	Résistance à la pression diamétrale
F_{by}	Résistance élastique à la pression diamétrale
F_{ipsh}	Résistance en cisaillement dans le plan (in plane shear strength) des PRFV
F_{Lt}	Résistance ultime des PRFV dans la direction de pultrusion
F_{sh}	Résistance en cisaillement du matériau
F_{Tt}	Résistance ultime des PRFV dans le sens transversal à la pultrusion
F_u	Résistance ultime du matériau
F_{ub}	Résistance de rupture en cisaillement du boulon
F_y ou $F_{0.2}$	Limite élastique de l'aluminium
g	Pas transversal
G	Module de cisaillement
K_r^1	Facteurs de concentration de contraintes en pression diamétrale des boulons externes sollicités en traction
K_r^3	Facteurs de concentration de contraintes en pression diamétrale de la première ligne de boulons sollicités en traction
K_s^1	Facteurs de concentration de contraintes en cisaillement des boulons externes sollicités en traction
K_s^3	Facteurs de concentration de contraintes en cisaillement de la première ligne de boulons sollicités en traction
K_t^1	Facteurs de concentration de contraintes en traction des boulons externes sollicités en traction
K_t^3	Facteurs de concentration de contraintes en traction de la première ligne de boulons sollicités en traction
K_{te}	Facteur de concentration de contrainte des matériaux isotropes
K_{tc}	Facteur de concentration de contrainte des matériaux orthotropes
L_{br}	Pourcentage de distribution de charge des boulons

L_j	Longueur cisaillée
L_{nv}	Longueur de la section cisaillée nette de la connexion
L_v	Longueur de la section cisaillée brute de la connexion
m	Nombre de boulons sur une file
N	Nombre total de boulon dans l'assemblage
n	Nombre de boulon sur la section-nette
p	Pas longitudinal
P_{br}	Charge ou résistance à la pression diamétrale de la connexion
P_{bs}	Charge ou résistance en traction et de cisaillement combinés de la connexion
P_{cl}	Charge ou résistance en clivage de la connexion
P_{sh}	Charge ou résistance en cisaillement de la connexion
P_t	Charge ou résistance en section-nette de la connexion
s	Pince transversale
t	Épaisseur de la plaque
T	Facteur lié à la direction de chargement du matériau connecté (PRFV)
w	Largeur de la plaque
x	Nombre de plans de cisaillement
X	Nombre total de boulons dans la connexion
β_{Lf}	Coefficient de réduction des connexions longues
$\epsilon_{0.2}$	Déformation élastique de l'aluminium
ϵ_{fu}	Déformation à la résistance ultime du matériau
γ	Coefficient partiel des plaques trouées
ϕ	Éfficacité des assemblages en PRFV (Prabhakaran *et al.*, 1996)
$()_{Lt}$	Direction longitudinale (direction de la pultrusion du FRP)
$()_{Tt}$	Direction transversale (direction transversale à la pultrusion du PRF)
ν	Coefficient de Poisson

Chapitre 1
Introduction

De nos jours, il existe plus que jamais un fort besoin de réparation, de restauration et de reconstruction des infrastructures, dont les ponts ferroviaires. De tels travaux de reconstruction occasionnent de nombreux inconvenients au public et des pertes financières dues à l'interruption des services. La mise en place d'un système de ponts transportables à éléments modulaires est une alternative étudiée afin de limiter ces gênes. Bai et Burkett (2006) ont évalué les processus et les techniques de remplacement rapide de ponts routiers. Parmi les techniques évaluées par ces derniers, deux démarquent ce projet des ouvrages existants : (1) l'utilisation d'éléments modulaires et (2) l'utilisation de matériaux innovants dont l'aluminium et les Polymères Renforcés de Fibre de Verre (PRFV).

1. Utilisation des éléments modulaires et techniques nouvelles
   Cette étude s'inscrit dans le cadre de la conception de ponts ferroviaires transportables. Une étude préliminaire de conception de ponts essentiellement en acier a déjà été réalisée (Trépanier et Légeron, 2008). Les solutions proposées pour des ouvrages entièrement en acier sont des modules à tablier ouvert pouvant être transportés et érigés dans un intervalle de temps compris entre 24 et 48 heures. De tels ponts auront une durée de service limitée correspondant au temps nécessaire à la conception et à la construction d'un ouvrage permanent. Une fois le pont permanent construit, le pont transportable sera démonté et entreposé pour des besoins ultérieurs.

   Plusieurs types de ponts ont été étudiés par Trépanier et Légeron (2008). Les trois types de ponts présentés aux figures 1.1, 1.2, 1.3 seraient des ponts à poutres assemblées (figure 1.1), à tablier inférieur (figure 1.2) et à treillis (figure 1.3). Ces ponts sont assemblés à partir d'éléments modulaires de longueurs variant entre 1 et 5 m et permettraient de combler des besoins spécifiques sur une base temporaire. La profondeur des modules adoptée est adaptée à la portée de l'ouvrage. Ainsi, selon qu'il s'agisse d'un pont de courte portée (moins de 10 m), moyenne portée (10 à 19 m) ou grande portée (19 m et plus), la profondeur des poutres ou membrures principales varierait de 0.9 à 3 m.

2. Utilisation de matériaux innovants (aluminium et PRFV)
   Cette thèse est particulièrement motivée par l'utilisation potentielle des matériaux innovants pour certains cas précis de structures de ponts ferroviaires temporaires en aluminium et en PRFV. Mais avant de se lancer dans une telle analyse, des

recherches sur l'utilisation de l'aluminium et des PRFV dans les ponts à travers le monde ont été réalisées (Tajeuna, 2008, 2009). De cette investigation, il ressort que l'utilisation de l'aluminium dans les ponts routiers est surtout concentrée sur le remplacement de tablier afin de réduire la charge morte. Peu d'applications de ponts routiers entièrement en aluminium ont été trouvées. L'aluminium est utilisé avec grand succès pour les ponts piétonniers. Il existe quelques ponts ferroviaires en aluminium à usage permanent dont certains sont associés au pont routier. Les travées des ponts en aluminium vont jusqu'au voisinage de 100 m de portée. Les alliages communément utilisés sont des alliages de séries 5XXX et 6XXX. L'alliage 6063 est favorablement utilisé pour les formes extrudées (Subodh et Kaufman, 2007). En ce qui concerne les PRFV, ils sont de plus en plus utilisés dans la construction des ponts. Ceci est principalement dû à leur haute résistance, leur légèreté et leur capacité à résister aux effets environnementaux sévères et des sels de dégel. Les PRFV sont majoritairement utilisés dans la construction des tabliers des ponts routiers, des ponts piétonniers. Quelques manufacturiers se sont lancés dans la fabrication des poutres principales en PRF. Leur emploi est cependant limité à des petites et moyennes portées en raison de leur forte déformation en flexion. Il va sans dire comme tout matériau que les PRFV et l'aluminium présentent des inconvénients qui jusqu'à présent retardent, voire limitent leur expansion dans le domaine du génie civil. On peut citer : le coût de base de l'aluminium et des PRFV bien plus élevé que l'acier, la complexité structurale des PRFV qui est très dépendante du procédé de fabrication et la non-maîtrise de techniques d'assemblage efficientes.

Au vu du succès que connaissent les matériaux composites et l'aluminium dans la construction des ponts, il ne serait pas hasardeux de prétendre à leur succès dans la construction des ponts ferroviaires transportables en particulier en tant qu'éléments secondaires (poutre transversale, poutrelle, cadre de treillis, diaphragme, membrures de liaison). Cependant, un aspect important de leur intégration dans de telles structures serait la conception optimale des assemblages multi-matériaux aluminium-acier ou PRFV-acier qui permettrait de transmettre efficacement les efforts tout en minimisant les dommages. Aussi, un aspect important est l'identification des configurations optimales des assemblages boulonnés ou boulonnés/collés et les équations de conception adaptées à ce type d'assemblage.
On trouve dans la littérature des recherches consacrées à l'étude des assemblages boulonnés ou boulonnés/collés en aluminium ou en PRFV. Bien que ces recherches portent sur l'étude des paramètres géométriques qui interviennent dans la conception de tels assemblages, elles abordent toutefois des aspects différents et ne s'attardent pas sur la sélection des paramètres géométriques optimums des assemblages boulonnés en aluminium ou en PRFV. La

plupart des essais reportés ont été effectués en doubles plans de cisaillement et très peu d'essais en simple plan de cisaillement sont publiés. Les références de conception proposent toutefois les paramètres géométriques minimums des assemblages boulonnés. Cependant, elles n'identifient pas clairement les paramètres géométriques optimums des assemblages en aluminium ou en PRFV. Quelques ouvrages de référence proposent des équations de prédiction similaire à celles recommandées pour l'acier. Toutefois, ces recommandations ne peuvent pas être transposées aux PRFV à cause du caractère orthotrope de ces derniers qui ont un comportement différent de l'acier qui est isotrope. Des références de conception adaptées aux matériaux composites (PRFV), on note une disparité dans les différentes approches de prédiction de résistance de ces assemblages. De plus les recommandations de conception semblent être basées sur les résultats d'essais limités. Quelques études ont été publiées sur les assemblages multi-matériaux. Mais seulement, les matériaux utilisés dans ces recherches visent les applications différentes du génie civil (aéronautiques, automobile, maritime) par conséquent les matériaux utilisés étaient spécifique à ces applications.
L'objectif général de cette thèse est d'étudier le comportement statique des assemblages boulonnés et boulonnés/collés aluminium-acier et PRFV-acier en simple plan de cisaillement. Avec l'objectif d'évaluer l'effet des paramètres géométriques sur le mode de rupture et la résistance de la connexion, les essais expérimentaux ont été effectués sur les configurations à un et à deux boulons sur une file. Les résultats de ces essais serviront d'élément de base pour la validation des équations de prédiction et le développement d'un modèle d'éléments finis des assemblages boulonnés. Ce modèle servira à étendre la base de données au-delà des paramètres géométriques testés expérimentalement. Les résultats obtenus de ces analyses permettront de répondre aux objectifs spécifiques qui sont :

1. l'identification des paramètres géométriques optimums des assemblages boulonnés,
2. l'analyse critique des équations recommandées par des codes de conception,
3. la proposition d'équations d'assemblages boulonnés appropriées tant aux assemblages multi-matériaux aluminium-acier et PRFV-acier qu'aux assemblages mono-matériaux en aluminium ou en PRFV,
4. l'évaluation de la contribution de la colle dans de tels assemblages.

Cette thèse se présente sous forme de thèse par articles scientifiques dans laquelle cinq articles sont présentés. Le tableau 1.1 illustre le contenu de cette thèse de manière globale pour mieux synthétiser la réponse aux objectifs spécifiques. Chacune des couleurs illustrées fait référence à un objectif spécifique tel que présenté dans la première colonne. Ces objectifs ont été traités à partir des essais expérimentaux et/ou par analyse d'éléments finis (FEA) tels que présentés de la deuxième colonne à la septième colonne. Les symboles

[1] à [5] font références aux articles 1 à 5 présentés dans les chapitres 4 à 8 tels que décrit ci-dessous. En plus de ces articles, une revue de littérature est présentée au chapitre 2 et porte sur les propriétés de l'acier, de l'aluminium et des PRFV, les divers types d'assemblages, l'état de l'art d'assemblages boulonnés et boulonnés/collés et les recommandations de calcul des assemblages boulonnés. Ce chapitre est conclu par une synthèse de la revue de littérature dans laquelle une appréciation des travaux antérieurs est présentée et les points qui méritent d'être étudié sont relevés.
Au chapitre 3, la définition de projet de recherche dans lequel, la mise en contexte et les objectifs spécifiques qui sont à la base des cinq articles scientifiques sont présentés puis la méthodologie, l'originalité et contribution décrivent quelques points saillants en réponse aux objectifs spécifiques.

Tableau 1.1 – Plan de la thèse

Thèse	Chap. 4	Chap. 5	Chap. 8	Chap. 6	Chap. 7	Chap. 8
Articles	[1]	[2]	[5]	[3]	[4]	[5]
Type joint	boulonné alu/ac.	boulonné alu/ac.	Hybride alu/ac.	boulonné GFRP/ac.	boulonné GFRP/ac.	Hybride GFRP/ac.
Objectif 1	Exp/FEA			Exp/FEA		
Objectif 2	Exp.	Exp/FEA		Exp.	Exp.	
Objectif 3		Exp/FEA			Exp.	
Objectif 4			Exp.			Exp.

Des cinq articles présentés dans cette thèse, trois articles ont été soumis pour publications dans les revues scientifiques reconnues dans le domaine du génie civil. Les deux autres articles ont été présentés à des congrès et sont publiés dans le compte rendu du congrès annuel de Société Canadienne de Génie Civil (SCGC). Ces articles sont insérés dans les chapitres 4 à 8. L'ensemble de la recherche peut être décrit comme suit :

– Le chapitre 4 qui a été publié dans une revue présente le comportement des assemblages boulonnés aluminium-acier. L'évaluation optimale des paramètres géométriques des as-

semblages aluminium-acier constitue le premier objectif de l'article 1 présenté dans ce chapitre. Pour réaliser cet objectif, des études expérimentales des assemblages boulonnés aluminium-acier à un et deux boulons sur une file sont menées. Par la suite, un modèle d'éléments finis capable de prédire le comportement de ce type d'assemblage est développé. Les résultats obtenus de ces deux analyses ont servi à identifier les paramètres géométriques optimums des assemblages boulonnés en aluminium pour des configurations à un et deux boulons. Les résultats expérimentaux ont en outre permis d'effectuer une analyse critique des équations de prédictions recommandées par les références de conception. Cette analyse critique est la réponse au deuxième objectif de cette thèse sur les assemblages boulonnés aluminium-acier.

– Le chapitre 5 présenté dans une conférence complète l'article 1 présenté dans le chapitre 4. Dans ce deuxième article, l'analyse critique des équations de dimensionnement des assemblages boulonnés en aluminium recommandés par des références de conception est menée. Contrairement à l'article 1, cette analyse critique ne se limite pas seulement aux résultats expérimentaux testés dans cette recherche, elle est en plus basée sur des résultats expérimentaux publiés par d'autres chercheurs et des résultats obtenus par le modèle d'éléments finis reporté dans cet article. Suite à cette analyse et aux résultats expérimentaux et analytiques disponibles, des équations de prédiction de la résistance à la pression diamétrale et à la traction et au cisaillement combinés sont proposées. Ces propositions sont une réponse au troisième objectif de cette thèse sur les assemblages aluminium-acier.
– Le chapitre 6 qui fait l'objet d'un article publié dans une revue est essentiellement consacré aux assemblages boulonnés PRFV-acier. L'article 3 contenu dans ce chapitre traite du comportement des assemblages boulonnés PRFV-acier. Comme l'article 1, il permet de répondre à l'objectif 1 de la thèse qui est l'évaluation des paramètres géométriques optimums. Cette évaluation est menée à travers des essais expérimentaux et des simulations numériques par éléments finis. Ces résultats permettent d'évaluer l'effet des paramètres géométriques sur le mode de rupture et la résistance de l'assemblage. L'étude par éléments finis permet de constater que certains modes de rupture sont inhérents aux types de plaques pultrudées. Ces résultats permettent en outre de cibler parmi les recommandations des paramètres géométriques faites par les codes de conceptions et les manufacturiers, ceux qui permettent d'obtenir une connexion optimale. Dans cet article, l'analyse critique d'une seule norme de conception (ASCE-Pre-Standard, 2010) est effectuée, car cette dernière se veut l'une des références de conception la plus actualisée dans le domaine de construction du génie civil avec les PRF. Il apparaît de cette analyse que certaines recommandations de dimensionnement des assemblages boulon-

nés sont beaucoup trop sécuritaires et entraînent une sous-estimation de la résistance de l'assemblage. Cette analyse critique est en partie une réponse au deuxième objectif de cette thèse sur les assemblages boulonnés PRFV-acier.

– Le chapitre 7 présenté à une conférence est essentiellement consacré aux assemblages boulonnés PRFV-acier. L'article 4 contenu dans ce chapitre traite uniquement de la résistance en section nette des assemblages boulonnés en PRFV. Cette analyse est essentiellement basée sur les résultats expérimentaux testés dans le programme expérimental présenté dans l'article 3 et sur les résultats expérimentaux publiés par d'autres chercheurs. Seuls les résultats expérimentaux qui ont connu une rupture en section nette sont utilisés dans cette analyse. Sur la base des résultats collectés, les équations de prédiction de résistance en section nette développée par quelques chercheurs et ceux publiés dans les références de conception sont comparées et une approche de dimensionnement de résistance en section nette basée sur la méthode semi-empirique développée par Hart Smith (Hart-Smith, 1980) est proposée. Contrairement à d'autres équations de prédiction, celle proposée se veut plus simple et permet d'obtenir des résultats assez proches des résultats expérimentaux. Aussi, cet article permet de répondre au deuxième et au troisième objectif de cette thèse sur l'analyse critique des équations de prédiction des PRFV et la proposition d'une nouvelle équation de prédiction.
– Le chapitre 8 qui a été soumis à une revue essentiellement basé sur le comportement des assemblages collés et boulonnés/collés aluminium-acier et PRFV-acier à un boulon. En réponse au quatrième objectif, l'article 5 développé dans ce chapitre permet d'évaluer la contribution de la colle dans les assemblages boulonnés/collés. Il ressort de cette étude que les assemblages PRFV-acier répondent favorablement à l'ajout de la colle dans l'assemblage par une augmentation de la charge maximale comparativement aux assemblages simplement collés ou simplement boulonnés. Cependant la contribution de la colle dans les assemblages aluminium-acier n'est que marginale.

Le chapitre 9 présente une conclusion générale dans laquelle les objectifs spécifiques sont rappelés et une liste de conclusions en lien avec les objectifs spécifiques est présentée. Le chapitre conclu par une liste de quelques points qui demandent à être approfondis.

L'annexe A présente les données expérimentales et numériques complémentaires qui n'ont pas été incluses dans les chapitres 4, 6, 7 et 8.

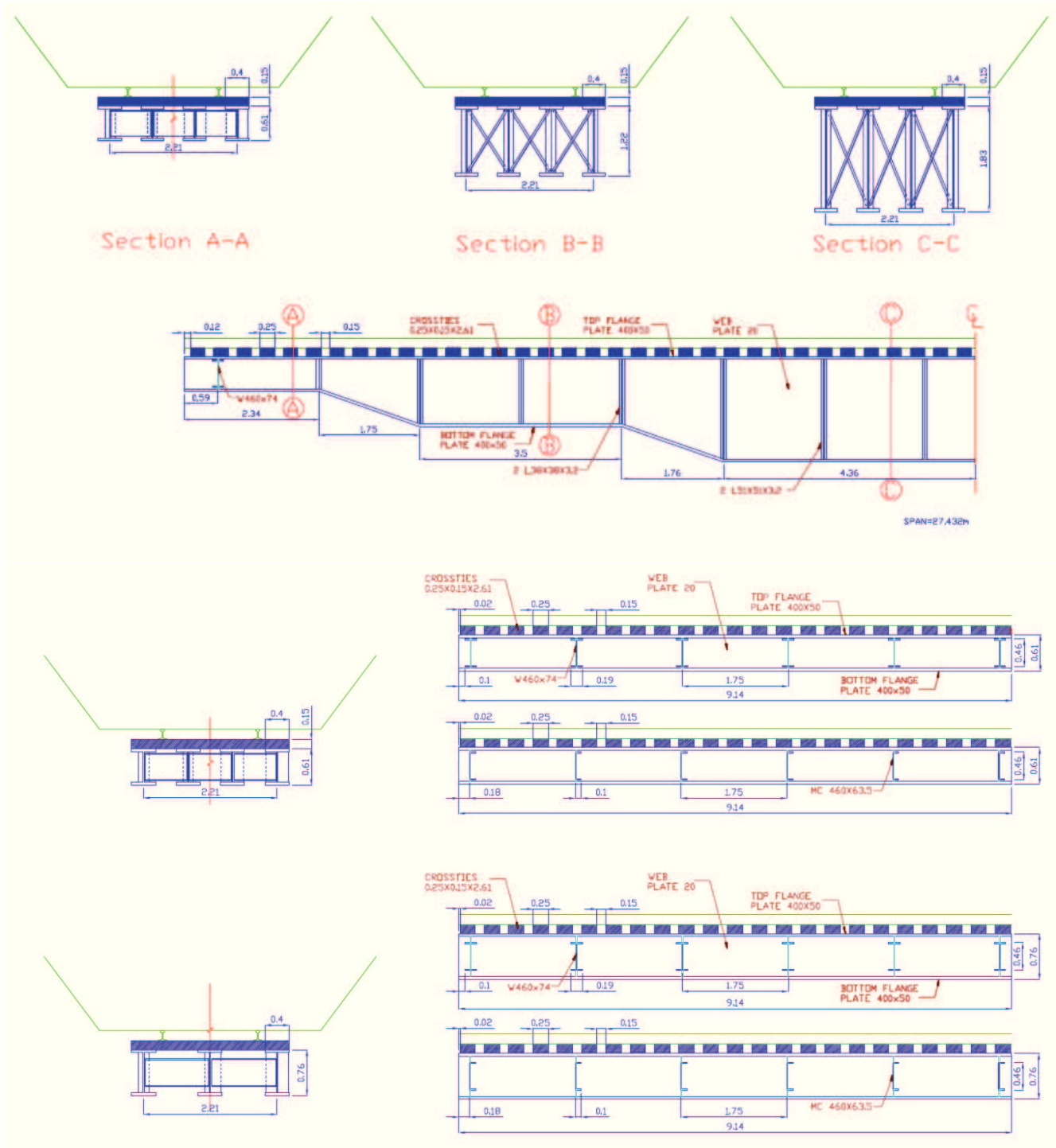


Figure 1.1 – Pont à poutres assemblées
(Trépanier et Légeron, 2008)

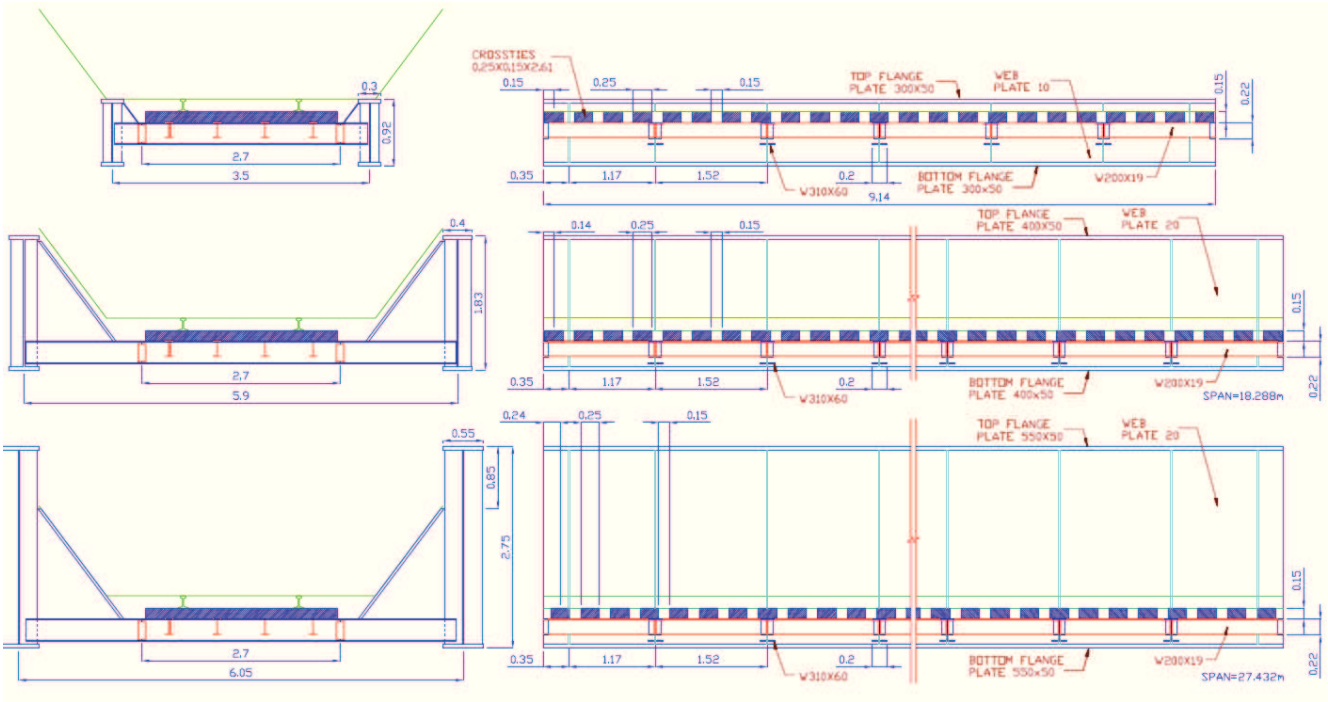


Figure 1.2 – Pont à tablier inférieur
(Trépanier et Légeron, 2008)

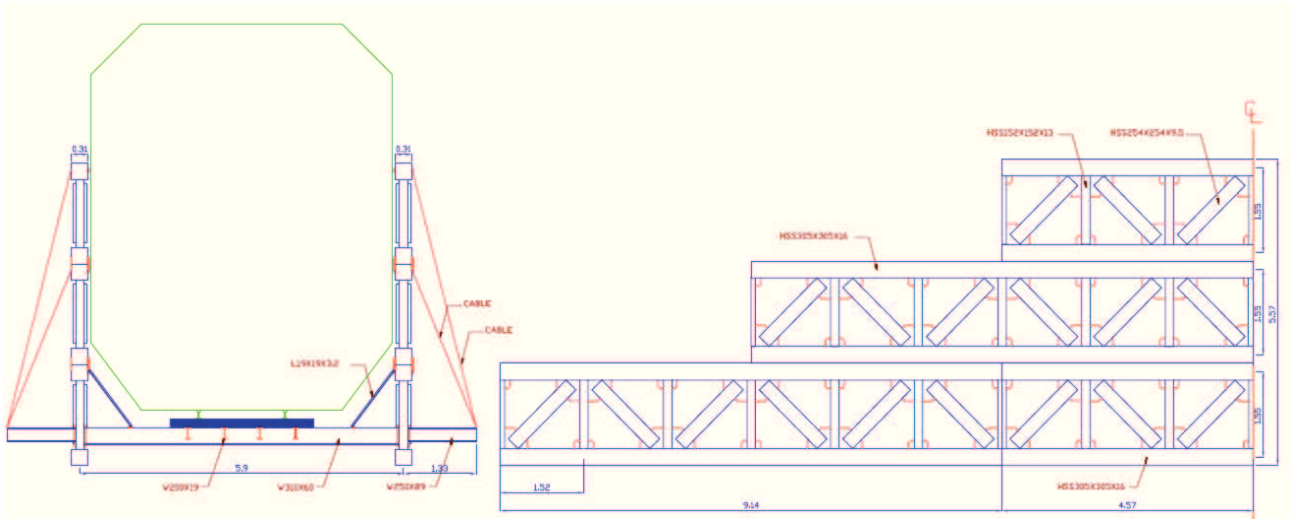


Figure 1.3 – Pont treillis
(Trépanier et Légeron, 2008)

Chapitre 2
Revue de littérature

2.1 Introduction

L'aluminium et les matériaux composites de type polymères renforcés de fibres (PRF), sont de plus en plus utilisés comme éléments structuraux dans le domaine du génie civil. Leur utilisation est de plus en plus fréquente en Amérique du Nord et en Europe, aussi bien pour la construction des bâtiments que celle des ponts. Cependant, leur utilisation dans les structures ferroviaires est presque inexistante. L'objectif de la présente étude étant d'incorporer les matériaux innovants, tels que l'aluminium ou les PRF dans les ponts ferroviaires, en particulier pour des applications de ponts transportables, une investigation de leurs caractéristiques est nécessaire. Le présent chapitre a pour but d'introduire de manière générale, les propriétés mécaniques de l'acier, de l'aluminium et des PRFV. Par la suite, un bref apercu des différents types d'assemblage des plaques en aluminium et PRFV et leurs modes de ruptures respectifs est présenté dans le but d'introduire les concepts indispensables à la compréhension des aspects spécifiques. Ces aspects spécifiques présentés aux sections 2.4 et 2.5 concernent : l'état de l'art des assemblages boulonnés ou boulonnés/collées et les méthodes de calcul de résistance des assemblages boulonnés. Enfin, une synthèse de la revue de littérature donnera une appréciation des travaux antérieurs et indiquera les points qui méritent plus de recherche.

2.2 Propriété des matériaux

2.2.1 Acier

2.2.1.1 Type d'acier

Conformément à la norme AREMA (2003), norme de dimensionnement des structures ferroviaires qui est utilisé par le Canadien National, les alliages d'acier pouvant être utilisés pour les constructions ferroviaires en Amérique du Nord sont :

ASTM-A709 (nuance 50 ou 50W) ; ou son équivalent canadien CAN3-G40.21 (350AT ou 350WT) : pour les membrures critiques à la fracture telles que les poutres principales, les

treillis, les poutres transversales, les raidisseurs et tout assemblage de membrures critiques à la fracture

ASTM-A588/A709, A572/A36 (nuance 50 ou 50W) ; ou son équivalent canadien CAN3-G40.21 (300A ou 350W) : pour les membrures non critiques à la fracture telles que les contreventements, les raidisseurs intermédiaires ou horizontaux, les plaques de tablier, les poteaux et plaques de gousset.

ASTM-A572/A36 (nuance 50) ; ou son équivalent canadien CAN3-G40.21 (300W) : pour les membrures secondaires telles que les mains courantes et les plaques d'appui.

Les aciers de nuance 300W, 350W ou 350WT ont une meilleure résistance à la corrosion atmosphérique. Dans certaines conditions d'utilisation, ils peuvent être employés sans protection (telle que la peinture). Les propriétés des aciers cités ci-dessus sont présentées dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 – Propriétés de l'acier

	350WT	350W	300W
Masse volumique (kg/l)	7.8	7.8	7.8
Résistance ultime en traction (MPa)	480	450	450
Limite élastique en traction (MPa)	350	350	300
Module d'élasticité (GPa)	210	210	200
Module de cisaillement (GPa)	80	80	77
Coefficient de dilatation thermique K^{-1}	11×10^6	11×10^6	11×10^6
Coefficient de poisson	0.3	0.3	0.28

2.2.1.2 Dimensionnement des structures du génie civil en acier

De nombreuses recherches effectuées sur les assemblages ont permis d'avoir une meilleure compréhension du comportement des structures en acier. Plusieurs études (Aribert *et al.*, 1999; Augustyn *et al.*, 1982; Hirt *et al.*, 1996; Braham *et al.*, 1999) menées sur les assemblages en acier ont abouti à des résultats concrets qui ont permis d'établir des codes de calcul (CAN/CSA-S16, 2005; CAN/CSA-S6-06, 2011; AASHTO, 2010). De nombreux ouvrages scientifiques dont Kulak (2006); Beaulieu *et al.* (2003) présentent le comportement des assemblages boulonnés et soudés lorsque soumis à des sollicitations de traction, de cisaillement et la combinaison des deux. Pour les usages ferroviaires, le Chapitre 15 de la norme AREMA (2003) donne des recommandations sur les assemblages boulonnés et

soudés des ponts ferroviaires en acier. Le dimensionnement des assemblages en acier dans les ponts ferroviaires est donc bien standardisé pour l'ingénieur.

2.2.2 Aluminium

2.2.2.1 Type d'aluminium

L'aluminium est un matériau de plus en plus utilisé pour la construction des infrastructures. Des recherches effectuées (Tajeuna, 2008), les aluminiums 5083, 5454, 6061, 6063 figurent parmi les alliages les plus utilisés dans la construction des ponts. Les principales utilisations et caractéristiques de ces alliages sont les suivantes :

- Alliage 5083 : Plus résistant que les alliages sans traitement thermique à usage commercial, il se prête particulièrement bien à la soudure et présente une excellente résistance à la corrosion. Il est employé pour divers assemblages soudés tels que : les réservoirs et bennes de camions basculants. Il ne doit pas être utilisé dans les environnements corrosifs ni à des températures supérieures à 60 degrés Celsius (Alcan, 1970).
- Alliage 5454 : C'est un alliage sans traitement thermique dont les propriétés mécaniques sont légèrement inférieures à celle de l'alliage 5083, mais qui résiste mieux à la corrosion sous tension à des températures élevées. Il est largement employé pour la construction de réservoirs, de récipients sous pression et d'éléments d'équipements pour traitements chimiques (Alcan, 1970).
- Alliage 6061 : De résistance moyenne, l'alliage 6061-T6 est présent dans le domaine industriel du monde entier sous forme de produit filé (barres, profilés, tubes), étiré, laminé ou forgé. D'une façon générale, il est utilisé toutes les fois que l'on a besoin de structure à résistance moyenne devant présenter une bonne résistance à la corrosion. Parmi les alliages de traitement thermique, l'alliage 6061 est un de ceux qui présentent la meilleure tenue à la corrosion. L'alliage 6061 n'est pas sensible à la corrosion sous tension (Alcan, 1970; Beaulieu, 2003; Develay, 1992).
- Alliage 6063 : Présente de bonnes propriétés mécaniques et une excellente aptitude à l'extrusion. Cette dernière qualité permet de produire plus facilement des profilés creux à parois minces, des profilés pleins de formes complexes, ainsi que d'autres profilés qui sont habituellement difficiles à obtenir avec un fini satisfaisant. Il se prête bien au polissage, au brillantage chimique, et à la teinture (Alcan, 1970).

Le tableau 2.2 présente les propriétés mécaniques de l'aluminium.

Tableau 2.2 – Propriétés de l'aluminium (ADM, 2010; CSA-S157, 2007)

	Al. 5083 H321	Al. 5454 H34	Al. 6061 T6	Al. 6063 T6
Masse volumique (kg/l)	2.7	2.7	2.7	2.7
Résistance ultime en traction (MPa)	305	270	260	205
Limite élastique en traction (MPa)	215	200	240	170
Module d'élasticité (GPa)	71.7	71.7	69.6	69.6
Module de cisaillement (GPa)	26	26	26	26
Résistance ultime en compression (MPa)	180	185	240	170
Résistance ultime en cisaillement (MPa)	180	160	165	130
Limite élastique en cisaillement (MPa)	125	115	140	95
Coefficient de dilatation thermique K^{-1}	23×10^6	23×10^6	23×10^6	23×10^6
Coefficient de Poisson	0.33	0.33	0.33	0.33

2.2.2.2 Ouvrages de conceptions

Les normes pour le dimensionnement des structures en aluminium au Canada, en Europe et au EU sont respectivement : CSA-S157 (2007); EC9 (1999); ADM (2010). Quelques recommandations pour le dimensionnement des ponts en aluminium peuvent être trouvées dans la section 7 de la norme américaine AASHTO (2010). Selon Beaulieu (2003), le dimensionnement des ouvrages en aluminium suit de près celui de l'acier. De plus en plus d'ouvrages de calcul sur le dimensionnement des structures en aluminium sont publiés (Beaulieu, 2003).

2.2.3 Matériaux composites (PRF)

2.2.3.1 Type de profilés pultrudés disponibles

Les matériaux composites dont il est question dans la présente section ne sont que des profilés pultrudés composés de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV). Il existe également des polymères renforcés en fibre de carbone (PRFC) qui fournissent des propriétés similaires à celles de l'acier. Ils sont commercialement disponibles en tissus ou en armature de renforcement. Ils ne sont pas commercialement disponibles en profilés compte tenu de leur aspect onéreux. Cependant, les manufacturiers disent pouvoir adapter la fabrication de leurs produits à la demande du client. Chaque manufacturier produit un cahier de calcul qui illustre l'emploi des sections disponibles à son catalogue de produits. Les plus

grands manufacturiers sont aux E.U : Strongwell Inc., Creative Pultrusion Inc., et Bedford Reinforced Plastics. En Europe, on trouve Fiberline composite. Les sections des produits pultrudés de ces différentes compagnies sont similaires de celles de l'acier.

Les propriétés mécaniques des produits varient d'une compagnie à l'autre. Elles diffèrent en fonction du pourcentage de fibres, de la résine et du type de mat. Le module d'élasticité typique est de 17.9 GPa (2.6×10^6 psi), 26.5 GPa (3.58×10^6 psi) et 17.2 GPa (2.5×10^6 psi) respectivement pour les compagnies Strongwell, Creative Pultrusions et Bedford Reinforced Plastics. La figure 2.1 et le Tableau 2.3 qui suivent présentent les propriétés mécaniques des matériaux de quelques manufacturiers aux E.U et en Europe. Les propriétés sont données dans le sens de la pultrusion (Lt) et dans le sens transversal à la pultrusion (Tt) car il s'agit en général d'un matériau aux properties orthotropes.

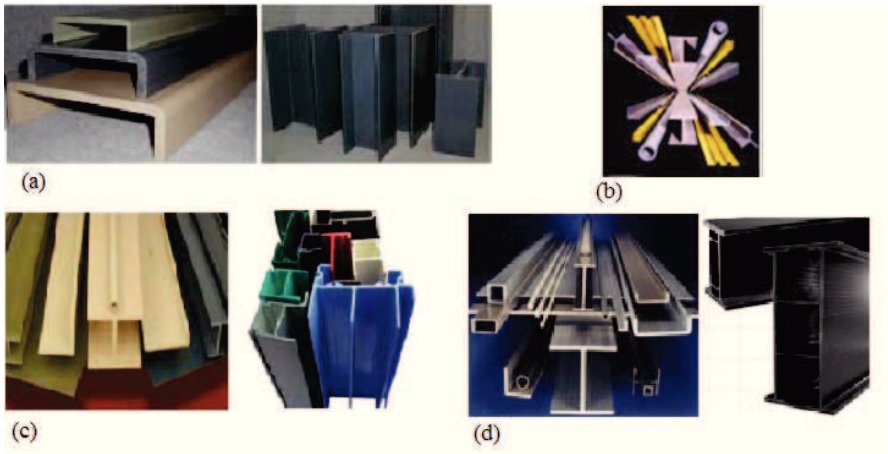


Figure 2.1 – Profilés disponibles (a)Bedford Reinforced Plastic, (b)Creative Pultrusion Inc., (c)Fiberline Composite Inc.,(d)Strongwell Inc.(Extren)

2.2.3.2 Ouvrages de conception

En Amérique du Nord, il n'existe pas de manuel de conception uniformisé. Certains ouvrages de conception tels que Chen et Lui (2005); Bank (2006); ASCE-Pre-Standard (2010) suggèrent quelques recommandations de calcul des structures en PRFV. En Europe, l'EUROCOMP (Clarke, 1996) est l'ouvrage de référence pour le dimensionnement des structures en matériaux composites. Le manuel développé par le Conseil national de recherche italienne CNR-DT-205 (2008) fournit également quelques bases de conception avec les PRFV pultrudés. Les manufacturiers mettent à la disposition des ingénieurs des ouvrages de dimensionnement propres à l'utilisation de leurs produits (Strongwell, 2002; Fibreline-Composite, 2003; Creative-Pultrusion, 2001).

Tableau 2.3 – Propriété des PRFV

	Strongwell EXTREN (Série 525/625)	Bedford Composites	Creative pultrusion (Série 1500)	Fiberline Composites
Densité	1.71 à 1.94	1.71 à 1.94	1.71 à 1.94	1.71 à 1.94
Matrice	Vinyl Ester	Vinyl Ester	Polyester	Vinyl Ester
Taux de verre (/ 100)	50 à 70	50 à 70	50 à 70	50 à 70
Résistance en traction Lt (MPa)	207	207	228	240
Résistance en traction Tt (MPa)	48.25	48.25	51.71	50
Module en traction Lt (GPa)	17.2	17.2	17.2	23
Module en traction Tt (GPa)	5.5	5.5	5.5	8.5
Résistance en flexion Lt (MPa)	207	207	228	240
Résistance en flexion Tt (MPa)	69	69	75.84	100
Module en flexion Lt (GPa)	11	12.4	11.04	-
Module en flexion Tt (GPa)	5.5	5.5	5.5	-
Module de cisaillement (GPa)	4.5	3.1	3	3
Résistance en compression Lt (MPa)	207	207	227.53	240
Résistance en compression Tt (MPa)	111	103.4	113.76	70
Résistance en cisaillement (MPa)	31.03	31	31.03	35
Coefficient de dilatation K^{-1}	6×10^{6}	-	-	-
Coefficient de poisson Lt	0.33	-	0.35	-
Coefficient de poisson Tt	-	-	0.15	0.23

Lt : direction longitudinale ; Tt : direction transversale

2.3 Types d'assemblage

Les différents types d'assemblages rencontrés dans les ouvrages du génie civil sont des assemblages boulonnés, soudés et/ou la combinaison des deux. Les assemblages collés ou boulonnés/collés, bien que présents pour d'autres applications sont peu utilisés dans les structures lourdes. Avant d'aborder de manière générale quelque aspects des différents types d'assemblage, il convient de relever que la mise en contact de l'acier aux PRFV ou de l'aluminium aux PRFV ne pose pas de problème. Cependant, pour la combinaison aluminium-acier, on observe souvent le problème de la corrosion galvanique lorsque des aciers ordinaires sont utilisés. Dans le cadre de cette étude, nous nous limiterons à des aciers CAN3-G40.21(350AT) qui sont des aciers à haute performance de grande résistance possédant des propriétés anti-corrosion. Pour ce qui est de l'aluminium, l'expérience montre qu'au contact avec l'acier ordinaire, les alliages des séries 3000, 5000 et 6000 ne subissent qu'une corrosion très superficielle, limitée à la zone de contact (Beaulieu, 2003). Toutefois, des mesures de protection doivent être prises. Elles consistent à interposer un

matériau isolant entre les métaux adjacents lors de l'assemblage afin d'assurer la rupture de la continuité électrique (figure 2.2). L'autre moyen est de peindre les surfaces en contact pour les isoler du milieu (Beaulieu, 2003).

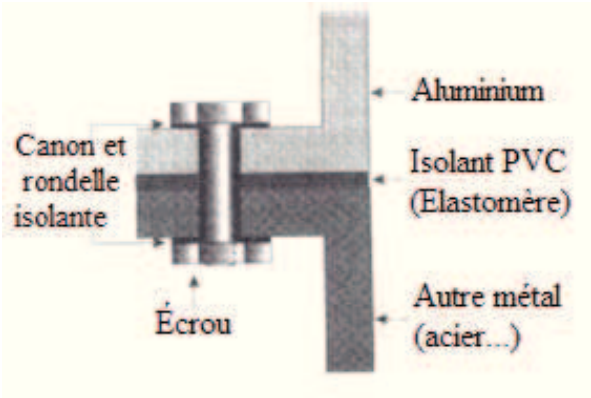


Figure 2.2 – Isolement de l'aluminium à l'acier (Beaulieu, 2003)

2.3.1 Assemblages boulonnés

Ce type d'assemblage est commun à toutes les applications et convient à tous les matériaux. Trois principales raisons expliquent sa préférence au soudage et au collage :
– il ne nécessite pas de préparation de surface ;
– il rend possible le démontage des structures assemblées ;
– son contrôle en chantier est facile et immédiat.
De plus, la plupart des techniciens sont familiers à ce type d'assemblage. Cependant, le boulonnage n'est pas sans inconvénient. La perforation nécessaire pour le boulonnage engendre des concentrations de contraintes au bord du trou ce qui peut dans certains cas causer la rupture de l'assemblage. C'est pourquoi les normes et manuels de conception prescrivent les paramètres géométriques minimales des assemblages boulonnés.

2.3.1.1 Rupture des assemblages boulonnés

Sous des sollicitations de traction, un assemblage boulonné peut subir différents modes de rupture. Quelques modes de ruptures typiques aux assemblages boulonnés sont présentés sur la figure 2.3. Les différents modes de rupture rencontrés dans le cas des assemblages boulonnés sont donc : la rupture par écrasement ou ovalisation excessive du trou (figure 2.3(a)), la rupture de la section nette du joint (figure 2.3(b)), la rupture par cisaillement

dans la direction de l'ovalisation parallèle au chargement (figure 2.3(c)) et la rupture par bloc de cisaillement (figure 2.3(d)). En plus de ces modes de ruptures, les matériaux composites, de par leur configuration anisotrope, développent d'autres modes de rupture qui sont : la rupture des fibres, l'endommagement de la matrice, et la décohésion interfaciale. Une rupture propre aux assemblages PRFV pultrudés est le clivage (ASCE-Pre-Standard, 2010). Elle survient lorsque la direction de pultrusion est parallèle au chargement. Elle est caractérisée par une fissure partant du trou du boulon à l'extrémité du bord libre de la plaque. Quelques fissures additionnelles s'étalant sur la section nette sont souvent observées (figure 2.3(e)). Une rupture similaire à figure 2.3(e) est souvent observée dans les métaux mais est classée dans les cas de rupture par bloc de cisaillement.

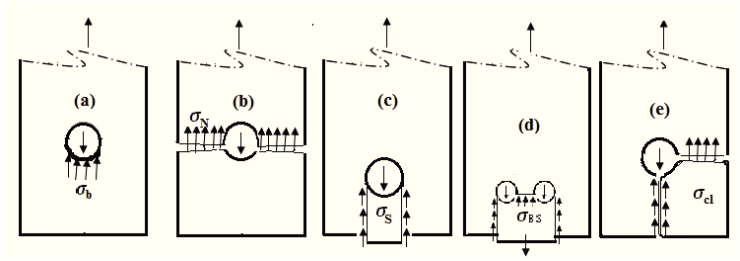


Figure 2.3 – Rupture typique des assemblages boulonnés (a) Ovalisation excessive (b) Section nette (c) Cisaillement (d) Bloc de cisaillement (e) Clivage

2.3.1.2 Caractéristiques géométriques des assemblages boulonnés

Pour une bonne manoeuvrabilité du serrage du boulon et pour contrer les ruptures fragiles, les normes et manuels de conceptions prescrivent des valeurs minimales et normales des paramètres géométriques des assemblages boulonnés. Ces caractéristiques géométriques sont déterminées en fonction des propriétés mécaniques des différents matériaux à assembler. La figure 2.4 présente les configurations typiques à simple-plan et double-plan de cisaillement et la nomenclature des paramètres géométriques des assemblages boulonnés dont nous ferons référence dans ce chapitre. Ces paramètres sont les suivants : le nombre de plans de cisaillement (x), la pince longitudinale (e) qui est la distance entre le centre du boulon et l'extrémité libre parallèle au chargement, la pince transversale (s) qui est la distance entre le centre du boulon et le bord de la plaque transversal au chargement ; la largeur du joint (w) ; le pas longitudinal (p) qui est la distance longitudinale entre-axe comprise entre deux trous de boulon ; le pas transversal (g) qui est la distance transversale entre-axe comprise entre deux trous de boulon ; l'épaisseur de la plaque (t) ; le diamètre du trou du boulon (d_h) ; le diamètre du boulon (d) ; le nombre de boulons dans la ligne

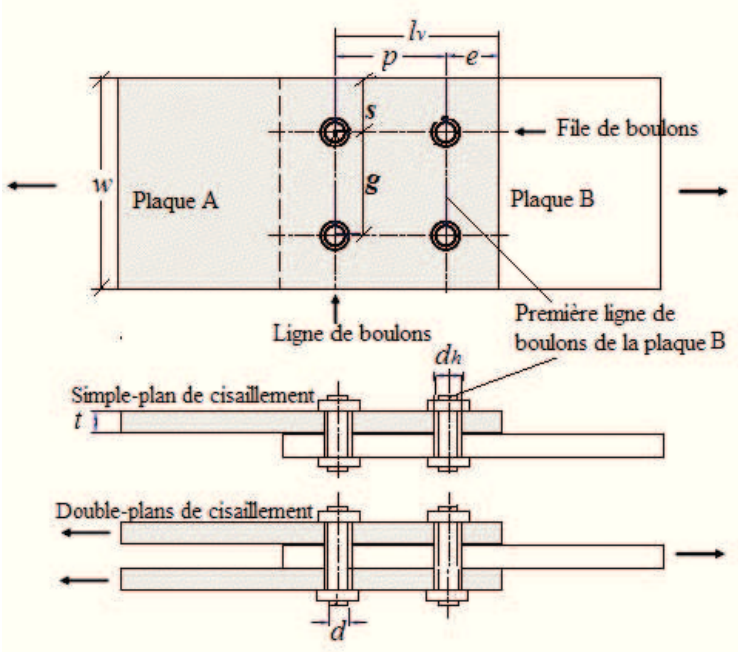


Figure 2.4 – Configurations typiques des assemblages boulonnés

(n), le nombre de boulons de la file(m), et le nombre total de boulons dans l'assemblage (N). Dans un assemblage sollicité en traction ou en compression, la file est parallèle au chargement alors que la ligne est perpendiculaire au chargement. Les manuels de conception fixent les valeurs normales et minimales de ces paramètres géométriques. Ils peuvent différer d'un manuel de conception à un autre. Le tableau 2.4 résume ces recommandations géométriques pour les assemblages boulonnés en acier, aluminium et les PRFV.

2.3.2 Assemblages collés et boulonnés/collés

Le collage s'adapte aussi bien aux métaux qu'aux matériaux composites. Il présente plusieurs avantages dont : il ne change pas les propriétés mécaniques de la pièce, il n'y a donc pas risque d'affaiblissement de cette dernière, il apporte une certaine protection au joint contre les agents environnementaux, il rend possible les assemblages multi-matériaux, il résiste bien à la fatigue et selon la formulation, les exigences et le type d'adhésif, il peut être à volonté souple ou rigide. Cependant, il présente l'inconvénient de ne pas être démontable. De plus la technique de collage n'est pas beaucoup utilisée en génie civil et exige une très bonne préparation de surface avant sa mise en place.

Le collage structural est généralement réalisé dans un environnement de fabrication bien contrôlé tel que rencontré dans l'industrie aéronautique. Dans les infrastructures civiles, le

Tableau 2.4 – Paramètres géométriques minimums des assemblages boulonnés

	p	g	e	s	d_h
Joints boulonnés en acier					
(CAN/CSA-S16, 2005)	$2.7d$	$2.7d$	$1.5d$	d+6 mm (Pour $d \leq 24$mm)	d+2mm
Joints boulonnés en aluminium					
(CSA-S157, 2007)	$3d$	$2.5d$	$1.5d$	$1.25d$	d+1mm (Pour $d < 12$mm) d +1.5 (pour $d \geq 12$ mm)
(ADM, 2010)	$2.5d$	$2.5d$	$1.5d$	$1.5d$	$\leq d + 2$ mm
(EC9, 1999)	$2.2d$	$2.4d$	$1.2d$	$1.2d$	d+1 mm
Joints boulonnés en PRFV pultrudés					
(CNR-DT-205, 2008)	$4d$	$4d$	$4d$	$2d$	$= d$+1 mm
(Clarke, 1996)	$4d$	$4d$	s ou $3d$	$0.5w$	$1 \leq d/t$ et $\leq 1.5d$ $d < dh \leq 0.5d$
(Chen et Lui, 2005)	$4d$	$4d$	$4d$	$2d$	
(ASCE-Pre-Standard, 2010)	$4d$	$4d$	$4d$ (1 boulon) $2d$ (2 ou 3boulons)	$1.5d$	d +1.6 mm
(Strongwell, 2002)	$5d$	$5d$	$3d$	$2d$	
(Creative-Pultrusion, 2001)	$3d$	$3d$	$3d$	$2d$	
(Fibreline-Composite, 2003)	$4d$	$4d$	$3.5d$	$2d$	d+1 mm

collage des joints n'est pas le mode d'assemblage de choix, spécialement à cause de l'épaisseur des joints (très épais) à assembler et aussi aux difficultés de contrôle sur le chantier. Le boulonnage combiné au collage est de plus en plus rencontré dans les constructions aérospatiales. Il n'existe pas de normes et de code de conception pour des assemblages de ce genre dans les structures du génie civil. Lorsque l'assemblage est soumis à un chargement lourd et cyclique, il est recommandé de l'associer à un assemblage mécanique afin de prévenir un décollage qui pourrait induire une rupture fragile suite à un léger dommage.

Il existe une gamme très diversifiée d'adhésifs. Ils sont généralement fonction du manufacturier. Trois types de colle ont été mis à notre disposition pour cette étude. Il s'agit de Loctite H8500, Weld-On SS605 et Sikadur 330. Loctite H8500 et Weld-On SS605 sont des adhésifs méthacrylates alors que Sikadur 330 est un adhésif époxyde. Les adhésifs méthacrylate ont un faible module d'élasticité comparé aux adhésifs époxyde, mais une grande habilité à se déformer. Le tableau 2.5 présente les caractéristiques typiques de ces adhésifs. La figure 2.5 présente divers modes de rupture pouvant survenir dans les assemblages collés PRF-PRF.

2.3.3 Assemblages soudés

Le soudage est un mode d'assemblage de métaux couramment rencontré dans les constructions du génie civil. Il rend possible la continuité métallique entre les pieces soudées. Ce-

Tableau 2.5 – Propriétés des adhésifs

	Sikadur 330	Loctite H8500	Weld-On SS605
Module d'élasticité(GPa)	3.8	1.11	0.41-0.52
Résistance en traction (MPa)	30	15	18-21
Résistance au cisaillement (MPa)	-	15	19-22

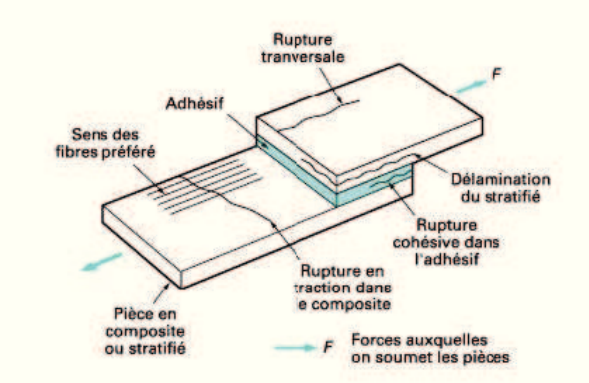


Figure 2.5 – Rupture des joints collés PRF-PRF (Cognard, 2003)

pendant, comme le collage, il présente l'inconvenient de ne pas être démontable. Ce type d'assemblage ne sera pas considéré dans le cadre de cette étude pour deux principales raisons :

- Pour les assemblages multi-matériaux aluminium-acier, le soudage rend difficile l'isolement de l'acier à l'aluminium afin d'éviter la corrosion galvanique.
- Les matériaux composites en fibre de verre et à matrice thermodurcissable ne sont pas soudables.

2.4 État de l'art des assemblages boulonnés et boulonnés/collés

Des chercheurs se penchent de plus en plus sur les études des assemblages multi-matériaux boulonnés et/ou collés. La présente section retrace les études expérimentales et numériques les plus pertinentes.

2.4.1 Assemblages boulonnés

2.4.1.1 Aluminium-acier ou aluminium-aluminium

Menzemer *et al.* (1999) ont testé des assemblages concentriques en double-plan de cisaillement de plaque d'aluminium 6061-T6 de 6.35 mm d'épaisseur. L'objectif était d'estimer l'état limite de la résistance en traction et cisaillement combinés des assemblages multi-boulons. Ces assemblages multi-boulons étaient constitués de 8 boulons disposés en 2 files de 4 boulons et de 14 boulons disposés en 2 files de 7 boulons. Dans chaque configuration, le pas transversal g=50.8 mm d'une part et g=101.6 mm d'autre part ont été considérés avec une largeur, une pince longitudinale et un diamètre de boulon constant respectivement égal à w=610 mm, e=31.75 mm et d=16 mm. À la suite de ces essais, la rupture en traction dans le pas transversal de la première ligne la plus éloignée de l'extrémité (non chargée) de la plaque et la rupture graduelle en cisaillement au long de chaque file (traction et cisaillement combinés) ont été observées. Sur la base de ces essais expérimentaux, une approche permettant d'incorporer la longueur de l'assemblage L_v dans l'équation de résistance en traction et cisaillement combinés a été proposée.

Menzemer *et al.* (2002) ont également étudié la résistance des assemblages à la pression diamétrale de trois types d'aluminium (5052-H32, 5454-H34 et 3003-H16) utilisés dans les applications variées de l'ingénierie. Deux types de configurations avec des boulons sollicités en double plan de cisaillement ont été considérés. La première configuration présentée sur la figure 2.6(a) était constituée d'une plaque d'aluminium centrale recouverte de deux goussets épais en acier, alors que la deuxième (figure 2.6(b)) était constituée d'une plaque d'acier centrale recouverte de deux goussets en aluminium. Dans chacun des cas, les boulons étaient soit très serrés (snug-fit tightened) induisant un pré-chargement, soit peu serrés (loose tightened). La largeur des plaques a été maintenue constante w=101.2 mm, mais avec des épaisseurs de plaque variantes (t=1.25mm, 2.15mm, 3.2mm, 6.25mm) et de diamètre de boulons de d=6.25 mm, et 19 mm. Suite à ces essais, il en ressort que le ratio de la résistance à la pression diamétrale de la connexion sur la résistance du matériau est plus élevé dans les configurations avec des plaques centrales d'aluminium que celle dont les plaques externes sont en aluminium. De plus, l'effet du pré-chargement du boulon était plus significatif dans les configurations avec une plaque centrale d'aluminium que celle avec les plaques externes en aluminium. Cependant, la pression fournie soit par le pré-chargement du boulon soit par les deux goussets épais d'acier a sévèrement limité la déformation à la rupture de la connexion boulonnée.

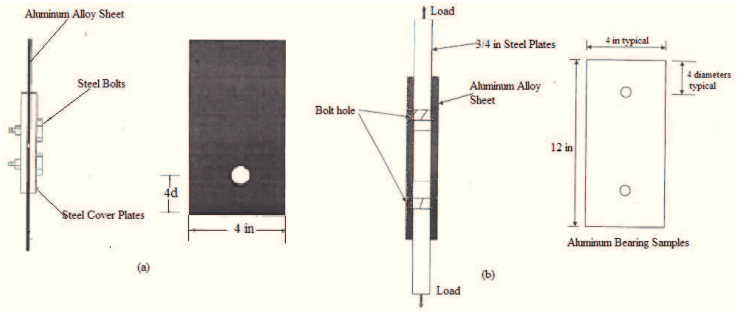


Figure 2.6 – Échantillons pour les essais d'ovalisation des plaques d'aluminium en : (a)couches internes, (b) couches externes
Menzemer *et al.* (2002)

Wang *et al.* (2011) ont effectué des analyses expérimentales et par éléments finis pour évaluer la pression diamétrale des assemblages à 1 boulon en alliage d'aluminium 6061-T6 et 6063-T5. Le diamètre du boulon et la pince longitudinale étaient les deux paramètres étudiés dans l'analyse expérimentale tandis que la simulation numérique comprenait en plus des paramètres examinés expérimentalement, l'épaisseur des plaques. Il a été trouvé que la capacité portante de l'assemblage est directement proportionnelle à l'épaisseur de la plaque et au diamètre du boulon. Avec l'augmentation de la pince longitudinale, le mode de rupture passe du cisaillement à la rupture par ovalisation excessive. La résistance par pression diamétrale a été trouvée linéairement proportionnelle à la pince longitudinale jusqu'à une valeur de $3d$. Au-delà de cette valeur, la résistance à la pression diamétrale était presque constante. Sur la base de ces essais, une équation simplifiée a été proposée pour évaluer l'impact de la pince sur la résistance à la pression diamétrale. Le ratio de la résistance à la pression diamétrale de la connexion sur la résistance ultime du matériau F_{br}/F_u (incluant les coefficients de tenue) proposé par les codes de conception (AISI-S100, 2007; ADM, 2010) a été critiqué. Les auteurs estiment que des facteurs de réductions excessifs sont incorporés dans les codes de conception courants.

Kim *et al.* (2012b) ont effectué des essais expérimentaux afin d'évaluer le comportement ultime des assemblages d'aluminium d'alliage 6061-T6 en simple-plan de cisaillement. Les assemblages de quatre boulons étaient disposés en deux files de 2 boulons par file. Les pinces longitudinale et transversale étaient les principales variables étudiées ($e = 2d$, $2.5d$, $3d$, $4d$, $5d$, $6d$ et s=$2.5d$ et $5d$) alors que l'épaisseur des plaques était maintenue à 3.2 mm et le pas longitudinal et transversal à $3d$. Les résultats des tests ont montré que tous les échantillons subissent une rupture en traction et cisaillement combinés. Il a été constaté que la résistance de l'assemblage augmente avec l'augmentation de la pince longitudinale jusqu'à une valeur de $5d$. Au-delà de cette valeur, une réduction de la résistance a été

observée suite à une déformation hors-plan excessive. Les résultats expérimentaux ont été comparés aux résultats d'équations de prédiction de traction et au cisaillement combinés proposés par les codes de conception. Selon les auteurs, il s'est avéré que les équations de prédiction tendent à sous-estimer la résistance en traction et cisaillement combinés des assemblages. Cependant lorsque l'assemblage est soumis aux effets de déformation hors-plan, les équations de prédiction tendent plutôt à les surestimer.

À la suite de leur étude expérimentale, Kim *et al.* (2012a) ont également effectué une simulation numérique pour estimer le comportement structural tel que la résistance ultime, le mode de rupture et l'effet de la déformation hors-plan sur les assemblages boulonnés en simple plan de cisaillement. De leur étude paramétrique, la nécessité de considérer l'effet de la déformation hors-plan dans les équations de prédiction des assemblages à longue pince longitudinale a été soulignée.

Tinl *et al.* (2013) ont réalisé une série de 48 essais expérimentaux sur des assemblages boulonnés en alliage 5052-H32 et 6061-T6 ayant une pince longitudinale de e=1.5d et 1.25d. Leur but était de déterminer la relation charge-déformation de l'assemblage à un boulon et d'évaluer leur résistance à la pression diamétrale. Des 48 essais, 24 des spécimens testés étaient en alliages 6061-T6 et 24 en 5052-H32. Les paramètres géométriques des spécimens avec l'alliage 6061-T6 étaient de e=1.25d_h et 1.5d_h avec (w) et (t) constant et et respectivement égal à 101.6 mm et 6.25 mm. Les mêmes configurations ont été considérées pour l'alliage 5050-H32 à l'exception de l'épaisseur qui était de 3.125 mm. Parmi les conclusions clés, le ratio contrainte diamétrale sur résistance du matériau (σ_b/F_u) à la rupture pour e=1.5d était de 1.6 alors que celui de e=1.25d était de 1.2. Comparées aux résistances obtenues par l'équation de prédiction du code de conception ADM (2010), les résistances obtenues expérimentalement étaient plus élevées que celles obtenues par l'équation de prédiction de la pression diamétrale lorsque la résistance minimale du matériau (F_u) est utilisée.

2.4.1.2 PRFV-acier ou PRFV-PRFV

De nombreuses études d'assemblage mécanique en matériau composite ont été rapportées dans la littérature. La plupart ont été menées au profit de l'industrie aéronautique et automobile. Thoppul *et al.* (2009) présentent un examen approfondi des diverses publications s'étendant de 1978 à 2007. Pour les applications du génie civil telles que les ponts et les bâtiments, les profilés pultrudés sont le plus souvent utilisés. La plupart des essais expérimentaux rapportés ont été réalisés dans les configurations à double-plan de cisaillement (Figure 2.4).

Abd-El-Naby et Hollaway (1993a) ont rapporté 108 résultats d'essais expérimentaux des assemblages boulonnés sollicités en traction. Les assemblages en double plans de cisaillement étaient constitués de deux plaques externes en acier et une plaque interne en PRFV. Les plaques en PRFV étaient orientées de telle sorte que le chargement soit parallèle à la direction de pultrusion. Les boulons en acier de 9.5 mm de diamètre ont été utilisés. Dans un premier temps, le paramètre étudié était les plaques de protection entre l'écrou et la plaque à assembler. Trois groupes de plaques de protection de tailles variées ont été considérés : les rondelles de boulon en acier à serrage ajustable d'un ratio de diamètre externe sur diamètre interne égal à 2.2, des plaques d'acier couvrant tout la zone potentielle de dommages et les plaques en composites couvrant la même zone. Les paramètres géométriques des joints étaient maintenus constants. De cette étude, les auteurs rapportent que le comportement des joints dépend de la taille de la zone confinée (surface des plaques de protection) ainsi que du matériau des plaques utilisées pour le confinement. Ils observent que la résistance du joint augmente avec l'augmentation de la zone confinée. Aucune différence définie dans la charge de rupture n'a été observée lorsque la plaque de protection change de l'acier au PRFV. Cependant, lorsque la rondelle de boulon est remplacée par la plaque de protection en acier, le déplacement du boulon est réduit. Ce déplacement est davantage réduit lorsque la plaque de protection en acier est remplacée par la plaque de protection en PRFV. Dans un second temps, une investigation de la pince longitudinale critique pour les assemblages à un boulon a été menée. Les auteurs définissent cette distance critique comme étant la distance de pince pour laquelle un joint d'une largeur fixe atteint sa capacité maximale. Les plaques en PRFV avec des proportions différentes de fibres ont été considérées. Pour cette analyse, les paramètres w/d_h variaient de 2.1 à 7.4 et e/d_h de 1 à 15. Suite à cette étude, il a été constaté que la pince longitudinale critique dépend de la largeur (w) de l'assemblage. Les auteurs ont également observé que pour certains laminés pultrudés, la rupture par ovalisation excessive ne peut être atteinte en raison de la faible résistance en cisaillement du matériau. Cependant, un comportement ductile de l'assemblage peut être obtenu en augmentant la pince longitudinale au-delà de la valeur normale recommandée.

Erki (1995) a rapporté 63 résultats d'essais expérimentaux des assemblages à un boulon sollicité en double-plan de cisaillement avec des plaques PRFV pultrudés. Les paramètres géométriques de l'assemblage étaient maintenus constants tandis qu'il y avait une variation des connecteurs et de l'angle de pultrusion par rapport au chargement. Les attaches utilisées étaient des tiges filetées en PRFV, des tiges filetées en acier doux et des boulons de tige lisse en acier. Pour quelques essais avec connecteur en tige filetée en PRFV, un tuyau en PRFV a été utilisé comme manchon de protection. Les échantillons des plaques

en PRFV ont été coupés à 0°, 45° et 90° par rapport à l'orientation principale des fibres. Suite aux essais de traction et de compression, il a été constaté que les joints assemblés d'une tige filetée en PRFV ont approximativement la moitié de la résistance de ceux avec une tige filetée en acier. En outre, les joints avec une tige filetée en PRFV et un manchon de protection en PRFV étaient au moins trois fois plus résistants que les joints avec une tige filetée en PRFV sans manchon de protection. L'auteur rapporte également que la capacité de chargement décroît avec l'augmentation de l'angle d'orientation des fibres principales. Mais ce constat est plus prononcé pour les essais de traction que ceux de compression.

Rosner et Rizkalla (1995a) ont étudié le comportement des assemblages boulonnés à double-plan de cisaillement avec des plaques d'acier et PRFV. Un total de 102 assemblages à un boulon a été testé. Les assemblages étaient composés de deux plaques externes de PRFV pultrudés et une plaque interne d'acier. L'axe de pultrusion par rapport à l'axe de chargement des plaques de PRFV variait de 0°, 45° et 90°. Les paramètres étudiés étaient w, e et t. Les résultats des essais indiquent que la résistance de l'assemblage et le mode de rupture pourraient être améliorés en augmentant les rapports w/d_h et e/d_h jusqu'à une valeur limite de 5. À cette valeur, la rupture par ovalisation excessive du trou a été observée. La résistance de l'assemblage est réduite lorsque l'angle de pultrusion par rapport à l'orientation du chargement passe de 0° à 90°.

Cooper et Turvey (1995) ont étudié les effets des paramètres géométriques et du couple de serrage du boulon sur la performance structurale des assemblages sollicités en traction. Un total de 81 échantillons en double-plan de cisaillement avec deux plaques d'acier extérieurs et une plaque de PRFV pultrudée centrale ont été testés. L'orientation du chargement de tous les assemblages testés était parallèle à l'axe de pultrusion. Un diamètre de boulon de 10 mm et une épaisseur des plaques de PRFV de 6.35 mm ont été utilisés. Les rapports w/d variant de 2 à 10 et e/d de 2 à 6.5 ont été considérés. Les couples de serrage des boulons de 0 Nm (goupille), 3 Nm (légèrement serrés) et 30 Nm (très serrés) ont été étudiés. À partir des résultats expérimentaux, la pince longitudinale critique et la largeur critique qui permettent d'obtenir la rupture par ovalisation excessive, augmente significativement avec l'augmentation du couple de serrage. Ces valeurs critiques ont été mesurées à $e/d = 3$ et $w/d = 4$ pour les couples de serrage à 0 Nm, $e/d = 5$ et $w/d = 6$ pour les couples de serrage à 3 Nm et $e/d = 6.5$ et $w/d = 10$ pour les couples de serrage à 30 Nm. Les auteurs suggèrent que la conception doit être basée sur la charge de dommage qui est la charge à laquelle la rigidité de l'assemblage change. Les paramètres géométriques minimum correspondant à ce chargement sont de : e/d=3 et w/d=4.

Turvey (1998) a entrepris une série d'essais en traction des assemblages à un boulon sur une plaque d'épaisse de 6.4 mm en PRFV pultrudé. Les effets de l'angle du chargement en traction par rapport à la direction de pultrusion $\alpha = 90^{\circ}$, 45° et 30° ont été examinés. Les spécimens étaient assemblés en double-plan de cisaillement avec deux plaques d'acier extérieures et une plaque de PRFV pultrudé centrale. Les paramètres géométriques variaient de 3 à 6 pour e/d et 4 à 10 pour w/d. Parmi les conclusions les plus importantes, l'auteur fait observer qu'il y a peu d'évidence d'une rupture par ovalisation excessive, une fois l'angle de pultrusion par rapport à celle du chargement supérieur à 30°. La rupture par section nette a été observée pour tous les échantillons testés. L'auteur note également que la rigidité initiale ne semble pas beaucoup varier avec le rapport e/d, mais il augmente à la fois avec l'augmentation du ratio w/d et la diminution de l'angle entre la direction de chargement et l'axe de pultrusion.

Wang (2002) a réalisé des essais expérimentaux pour caractériser l'influence des paramètres géométriques et de l'état de chargement sur la résistance du joint et le mode de rupture des PRFV. Les plaques de PRFV de 3.2 mm d'épaisseur étaient montées en goupille (*pin bearing*). Les paramètres géométriques étudiés étaient w, e, d_h et t. La rupture par ovalisation excessive a été observée à w/d=4 et e/d=1.5 pour les échantillons dont l'axe du chargement était parallèle à la direction de pultrusion. Ceux dont la pultrusion était transversale au chargement ont subi une rupture en section nette. L'effet du renforcement additionnel des plaques de PRFV par des tissus de PRFV sur les deux faces des plaques a également été évalué. Avec ce nouveau matériau, un accroissement de 4 à 63% de la résistance des assemblages fut observé. La rupture par ovalisation excessive a été atteinte pour les échantillons ayant les paramètres géométriques w/d=4 et e/d=1 et un angle de chargement parallèle à la direction de pultrusion. Pour ceux dont la pultrusion était perpendiculaire au chargement, pas de différence notoire dans le mode de rupture n'a été observée.

Abd-El-Naby et Hollaway (1993b) ont examiné la relation entre le mouvement relatif et la charge de rupture associée à deux boulons disposés sur une file (1X2) et la répartition de la charge totale entre les boulons. Les assemblages ont été testés en double-plan de cisaillement dont deux plaques d'acier extérieures et une plaque de PRFV centrale. L'axe de chargement était parallèle à la direction de pultrusion (α=0°). Pour prévenir la friction entre les plaques, des rondelles d'acier ont été placées entre les plaques d'acier de PRFV. Le diamètre de boulon en acier de 9.5 mm a été utilisé. Les ratios w/d et e/d ont été pris à 6 et p/d à 10. Les résultats des tests ont montré que lorsque la rupture par ovalisation excessive survient, la charge par boulon est égale à la résistance de l'assemblage à un boulon. De plus, les auteurs notent que le pourcentage de distribution de charge entre

les deux boulons est pratiquement égal lorsqu'on approche de la rupture du joint. À un déplacement de boulon relativement moindre, associé à une faible charge, le premier boulon de la plaque de PRFV supporte pratiquement toute la charge. Ils notent en outre qu'avant la rupture de la connexion, le déplacement des boulons accroît avec la capacité portante du joint. Cependant, le pourcentage de distribution de la charge dans le premier boulon de la plaque de PRFV est réduit avec l'augmentation de la charge dans la connexion, attestant ainsi de la nature non linéaire de la distribution de la charge dans la connexion.

Prabhakaran *et al.* (1996) ont rapporté 15 résultats expérimentaux des assemblages à un et plusieurs boulons. Les assemblages à double-plan de cisaillement étaient constitués de deux plaques d'acier externes et une plaque de PRFV centrale. Les configurations étudiées étaient : assemblage à 2 boulons sur une file (1X2), 2 boulons sur une ligne (2X1), 4 boulons de 2 par files (2X2) symétriques et 4 boulons de 2 par files décalés $(2X2)_d$. Pour toutes ces configurations, le chargement était parallèle à la direction de pultrusion. Le diamètre de boulon en acier de 15.9 mm a été utilisé. Le rapport w/d était de 4.8 pour les assemblages à une file de boulons et de 9.6 pour ceux de deux files de boulons. Les ratios $e/d = 2.4$ et $p/d = 4.8$ ont été considérés. Puisque le but des auteurs était de développer une approche de conception pour les assemblages boulonnés des PRFV, le comportement des assemblages n'a pas été abordé en particulier. Toutefois, les résultats expérimentaux rapportés suggèrent que, les assemblages à 2 boulons sur une ligne (2X1) ont une charge à la rupture plus élevée que celle dont les 2 boulons sont alignés sur une file (1X2). Ceci est sans aucun doute dû à la largeur des plaques deux fois plus grande dans les configurations 2X1. Une différence moyenne d'environ 8.7% a été mesurée entre les deux configurations. En outre, les assemblages à quatre boulons orientés de manière symétrique (2X2) ont une charge à la rupture plus élevée que ceux dont les trous sont décalés. De manière générale, les assemblages dont les trous des boulons sont rangés dans une file connaissent une rupture par section nette alors que les assemblages à une ligne de plusieurs boulons subissent une rupture par cisaillement ou clivage.

Hassan *et al.* (1997a) ont testé 115 assemblages multi-boulons en double-plan de cisaillement constitués de deux plaques externes en PRFV pultrudé et d'une plaque interne d'acier. Cinq configurations différentes ont été testées : deux et trois boulons disposés sur une file (1X2 et 1X3), deux et trois boulons sur une ligne (2X1 et 3X1) et quatre boulons symétriques ou de deux boulons sur deux files (2X2). Les auteurs ont fait varier w, e et l'angle de pultrusion par rapport au chargement. Parmi les conclusions les plus importantes, les auteurs ont observé que la capacité du joint augmente avec l'augmentation du ratio s/p jusqu'à une valeur de 1.2. Au-delà de ce ratio, aucune augmentation significative de la capacité du joint n'a été mesurée. Ils ont également constaté que le fait de doubler

le nombre de boulons dans l'assemblage ne double pas automatiquement la capacité de l'assemblage.

Oppe et Feldmann (2008) ont testé 70 assemblages boulonnés chargés en double-plan de cisaillement. Les échantillons étaient tous faits de PRFV pultrudé. Les assemblages à un et plusieurs boulons ont été réalisés. Les résultats des tests rapportés par les auteurs suggèrent que la rupture du joint par ovalisation excessive est atteinte à des ratios de w/d et e/d supérieurs à 5. En dessous de ces ratios, la rupture par cisaillement ou par section nette est observée. Ces essais leur ont permis, à travers une évaluation empirique, de proposer des facteurs de sécurité pour les assemblages boulonnés en PRFV.

2.4.2 Assemblages boulonnés/collés

La plupart des études sur les assemblages collés ou boulonnés/collés ont été réalisées pour le profit de l'industrie aéronautique ou de l'automobile. On peut citer : Kelly (2006) qui a étudié la résistance des assemblages hybrides en comparaison avec les assemblages simplement collés et simplement boulonnés pour l'application de l'automobile. Les assemblages étaient constitués de plaques en polymère renforcé de fibre de carbone (PRFC) en simple-plan de cisaillement. Deux types d'adhésif ont été utilisés : l'adhésif polyuréthane avec un faible module d'élasticité, mais une grande capacité à se déformer, l'adhésif époxyde avec un module d'élasticité élevé, mais une faible déformation. L'épaisseur des stratifiés était de 1.6 et de 3.2 mm. La figure 2.7 présente les résultats obtenus de l'analyse quasi-statique. L'effet des propriétés de la colle (adhésif) et la séquence d'empilement stratifié sur le comportement de la structure et le mode rupture ont été déterminés expérimentalement. La figure 2.7(a) présente les résultats des assemblages des plaques à faible épaisseur (t=1.6 mm). Il peut être observé que la résistance ultime de l'assemblage hybride est d'environ 11% plus élevée que celle de l'assemblage simplement collé et 5% plus élevée que celle simplement boulonné. Lorsque les plaques sont plus épaisses (figure 2.7b) la résistance ultime de l'assemblage hybride est d'environ 22% plus élevée que celle de l'assemblage simplement collé. L'auteur en déduit que l'avantage des joints hybrides en termes de rigidité est plus élevé dans les plaques laminées à grande épaisseur. Les assemblages hybrides avec des adhésifs à module d'élasticité élevé ne présentent aucune amélioration significative de la résistance (figure 2.7c). Une rupture par ovalisation excessive a été observée dans les assemblages hybrides avec des plaques de 3.2 mm. Quant aux assemblages hybrides avec t=1.6 mm, une rupture en section nette a été observée. L'auteur en déduit que cette différence est due au fait qu'à la rupture de la colle, le niveau de chargement était bien plus

élevé que ce que pouvait supporter l'assemblage boulonné à lui tout seul, d'où une rupture fragile.

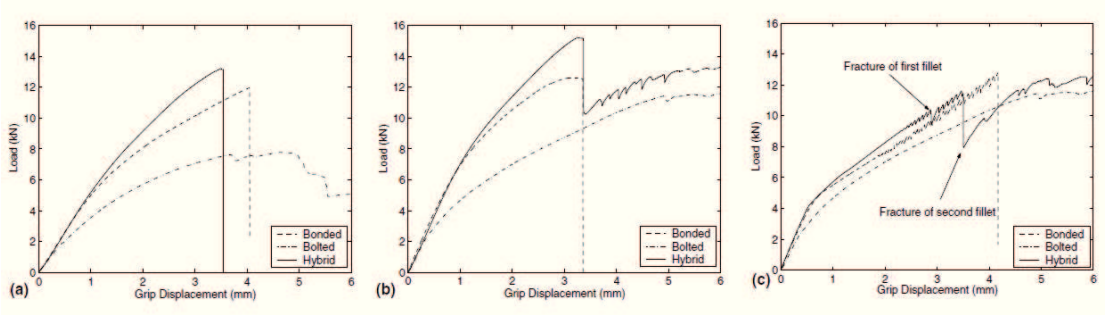


Figure 2.7 – Comparaison assemblage simplement boulonné, simplement collé et hybride (a) adhésif polyuréthane t=1.6 mm, (b) adhésif polyuréthane t=3.1 mm, (c) adhésif époxyde t=3.2 mm
(Kelly, 2006)

Kweon *et al.* (2006) ont mené une étude expérimentale sur le comportement des joints collés, joints boulonnés et joints hybrides dans les assemblages multi-matériaux aluminium-PRFC. Leur objectif était d'évaluer la résistance de l'assemblage multi-matériaux à double-plan de cisaillement avec deux différents types d'adhésifs : l'époxyde FM73 et la pâte époxyde EA9364S. De cette étude, il apparaît que la résistance des joints hybrides avec l'adhésif époxyde FM73 est dominée par la résistance de l'adhésif lui-même alors que celle de la pâte EA9394S est principalement affectée par le joint boulonné. Ils notent par ailleurs que l'assemblage hybride est efficace lorsque le boulon est plus résistant que l'adhésif. Cependant lorsque la résistance du joint par adhésif est supérieure à celle du joint mécanique, le boulon contribue très peu à la résistance du joint hybride.

Matsuzaki *et al.* (2008) ont comparé les assemblages PRFV-aluminium à simple-plan de cisaillement avec et sans association de l'adhésif dans les assemblages boulonnés pour l'application marine (grand navire). Il est à noter que les trous nécessaires pour le boulonnage avaient été soigneusement mis en oeuvre avant le mûrissement des plaques de FRPV de manière à éviter la rupture des fibres de verre.(voir figure 2.8(a)). De plus, l'adhésif des assemblages simplement collés ou hybrides avait également été appliqué avant le mûrissement des plaques de PRFV. Les résultats d'essais de fatigue ont permis de montrer que les assemblages simplement boulonnés subissent une rupture du boulon et une rupture par écrasement du joint conduisant à un délaminage et une rupture des fibres. Le nombre de cycles induisant la rupture a été évalué à 10^4 pour un niveau de contrainte de 3.5 MPa. En ce qui concerne les assemblages boulonnés associés à l'adhésif, ils observent une rupture dans l'adhésif par cisaillement, un délaminage entre les plis du composite et une déforma-

tion du boulon, mais pas de cassure comme c'est le cas avec un assemblage simplement boulonné. Le nombre de cycles de chargement induisant la rupture de ce dernier cas a été évalué à 10^5 pour un niveau de contrainte de 4.4 MPa. Les auteurs concluent que la résistance élevée en fatigue du joint dans le dernier cas est due à la concentration de contraintes moindre et au fait que les fibres de renfort n'aient pas subi de rupture. La figure 2.8(b) ci-dessous présente le diagramme contrainte-déformation obtenu de cette étude.

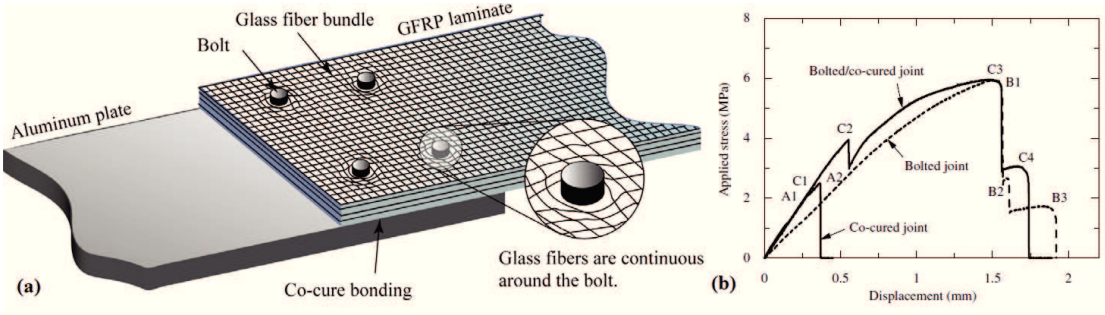


Figure 2.8 – (a) Illustration de l'assemblage (b)Courbes contrainte-déformation (Matsuzaki *et al.*, 2008)

Sadowski *et al.* (2011) ont effectué des études expérimentales et par éléments finis de trois types d'assemblage en double-plan de cisaillement : assemblage simplement riveté, simplement collé et riveté/collé (hybride) pour le profit de l'industrie aéronautique. Le but de leur étude était d'analyser le dommage et le comportement à la rupture des assemblages hybrides composés de : trois plaques d'aluminium (adhérents) en double-plan de cisaillement, de la colle polyuréthane (deux couches de 40 x 40 mm) et renforcé par cinq rivets. Le programme ABAQUS a été utilisé pour simuler la résistance à la traction des différents types d'assemblages. Suite à cette étude, une bonne approximation des résultats numériques comparés aux essais expérimentaux a été observée. La figure 2.9 présente les résultats obtenus. De ces deux analyses, et tel que relevé par les auteurs, il en ressort que l'apport des rivets dans l'assemblage collé n'augmente que légèrement la résistance à la traction, lorsque comparée à l'assemblage simplement collé. Cependant, l'absorption de l'énergie dans l'assemblage hybride était approximativement égale à la somme de l'énergie absorbée par l'assemblage simplement riveté et simplement collé.

Une des analyses publiées pour l'application du génie civil est celle de Hai *et al.* (2011). Les auteurs ont publié les résultats d'analyse expérimentale des assemblages simplement boulonnés et boulonnés/collés. Les plaques hybrides de composites étaient constituées de couches de verre et de couches de carbones. L'assemblage à 6 boulons disposé en deux files de trois boulons était sollicité en double-plan de cisaillement avec deux plaques externes en acier et la plaque centrale en composite. La figure 2.10 présente les résultats comparatifs

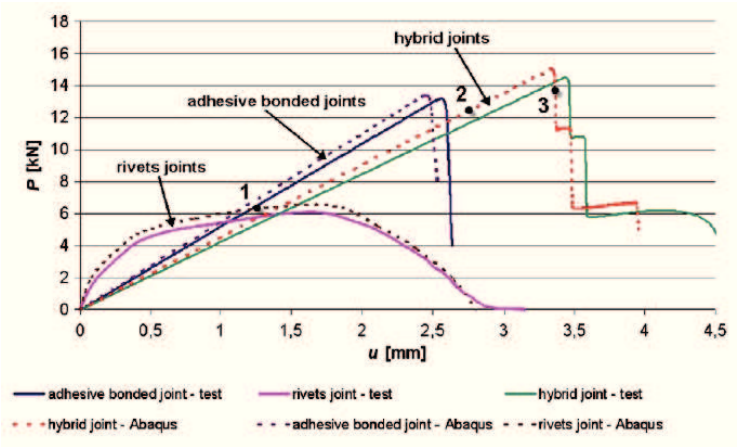


Figure 2.9 – Comparaison assemblage simplement riveté, simplement collé et riveté/collé (hybride)
(Sadowski *et al.*, 2011)

de deux types d'assemblages. Les auteurs subdivisent les courbes charge-déplacement des deux types d'assemblage en quatre phases délimitées par des droites non linéaire et identifié par des chiffres entre parentheses tel qu'indiqué sur la figure. La première, de déplacement nul est selon les auteurs, due au pré-chargement du boulon. La force atteinte à cette phase est de 15 kN pour l'assemblage boulonné. Dans le cas de l'assemblage hybride, la contribution de la colle permet d'atteindre une valeur de 50 kN, soit plus de trois fois plus élevé que pour le joint boulonné. La deuxième phase correspond au déplacement du boulon dans la zone de pression diamétrale. Cette phase est caractérisée par un déplacement de l'ordre de 0.15 mm pour l'assemblage hybride et presque 1 mm pour l'assemblage boulonné. Les auteurs attribuent cette différence à la présence de la colle dans les trous survenus lors du collage. Cette présence a pour effet de réduire le glissement dans le joint. La troisième phase est marquée par une ovalisation graduelle du trou de la plaque de composite avec un décollage local de la couche d'adhésif. Enfin la quatrième phase correspond à la rupture de l'échantillon. Les auteurs en concluent que la colle contribue à une nette amélioration de la résistance au glissement et à la rigidité de l'assemblage.

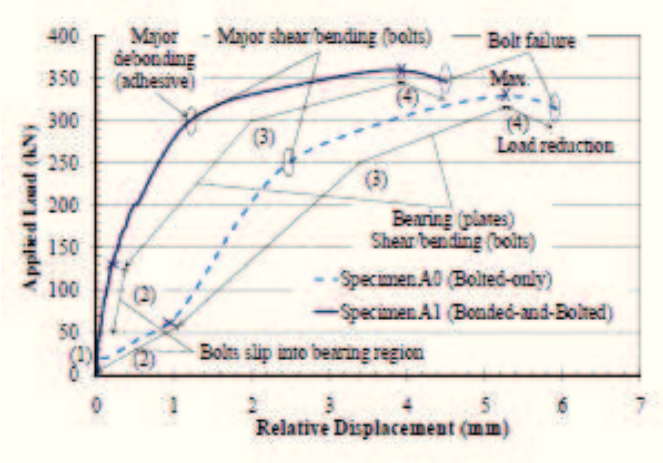


Figure 2.10 – Comparaison assemblage simplement boulonné et hybride (Hai *et al.*, 2011)

2.5 Recommandations de calcul des assemblages boulonnés

2.5.1 Assemblages en aluminium

Comme les mécanismes de rupture des joints boulonnés sont semblables dans les métaux, le dimensionnement des assemblages en aluminium suit de près celui de l'acier (Beaulieu, 2003; Bank, 2006). Les produits étant standardisés, il existe des guides de conception d'assemblages en acier et en aluminium. Ainsi, lorsque les assemblages boulonnés sont soumis aux efforts de traction, les normes CSA-S157 (2007) et ADM (2010) définissent la résistance nominale à la pression diamétrale d'un assemblage à un boulon (P_{br}) comme la plus petite des équations 2.1 et 2.2.

$$P_{br} = e.t.F_u \tag{2.1}$$

$$P_{br} = 2.d.t.F_u \tag{2.2}$$

F_u est la résistance ultime de l'aluminium. Les autres paramètres géométriques ont été définis à la section 2.3.1.2 et sont représentés sur la figure 2.4.

Dans EC9 (1999), des facteurs reliés aux paramètres géométriques de l'assemblage e, s, p et g sont pris en compte dans l'équation de résistance à la pression diamétrale. Pour prévenir la rupture par ovalisation excessive, EC9 (1999) recommande que la pince transversale ne

doive pas être inférieure à $1.5d_h$ et le pas transversal à $3d_h$. La résistance nominale à la pression diamétrale est donnée par :

$$P_{br} = \alpha_b.k_1.d.t.F_u \tag{2.3}$$

où :

$$\alpha_b = \begin{cases} \alpha_d, \\ F_{ub}/F_u \\ 1 \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} \alpha_d = \frac{e}{3d_h} \quad \text{pour boulons d'extrémité} \\ \alpha_d = \frac{p}{3d_h} - 0.25 \quad \text{pour boulons intérieurs} \end{array}$$

et

$$k_1 = \min \begin{cases} 2.8\frac{s}{d_h} - 1.7, \\ 2.5 \end{cases} \quad \text{pour boulons de rive}$$

$$k_1 = \min \begin{cases} 1.4\frac{g}{d_h} - 1.7, \\ 2.5 \end{cases} \quad \text{pour boulons intérieurs}$$

F_{ub} est la résistance ultime du boulon.

Certains auteurs tels que Zhang *et al.* (2006), Sharp (1993) et Menzemer *et al.* (2002) ont développé des équations de prédiction de résistance nominale de la pression diamétrale tel que présenté respectivement par les équations 2.4, 2.5, 2.6.

$$P_{br} = (0.85e/d_h + 0.5)\, d.t.F_u \tag{2.4}$$

$$P_{br} = (0.6e/d_h + 0.9)\, d.t.F_u \tag{2.5}$$

$$P_{br} = 1.2\,(e/d - 0.5)\, d.t.F_u \tag{2.6}$$

Lorsque la rupture prédite est en section nette, les trois guides de conception CSA-S157 (2007), ADM (2010) et EC9 (1999) recommandent la résistance P_t comme présentée dans l'équation 2.7.

$$P_t = (w - n.d_h)\, t.F_u \tag{2.7}$$

Dans la norme de conception CSA-S157 (2007) la résistance en traction et cisaillement combiné aussi appelé déchirement en cisaillement est définie comme la somme de la résistance en traction agissant sur la section nette et la résistance en cisaillement agissant sur la surface de cisaillement. Pour des considérations de conception, CSA-S157 (2007) recommande de prendre la résistance nominale en traction et en cisaillement combinés

(P_{bs}) comme la petite valeur des équations 2.8 et 2.9.

$$P_{bs} = [(n-1).(g-d_h) + (m-1).(p-d_h) + e].t.F_u \tag{2.8}$$

$$P_{bs} = 2.N.d.t.F_u \tag{2.9}$$

Avec la norme de conception EC9 (1999), la résistance en traction et en cisaillement combinés est définie comme la somme de la résistance ultime agissant sur la ligne de rupture en tension et le cisaillement élastique agissant sur la section nette cisaillée. La résistance nominale en traction et cisaillement combinés est donnée par la relation :

$$P_{bs} = A_{nt}.F_u + 0.58A_{nv}.F_y \tag{2.10}$$

Avec A_{nt} la section nette, A_{nv} la section nette cisaillée et F_y résistance plastique de l'aluminium.

ADM (2010) propose deux équations pour la résistance en traction et en cisaillement combinés. La première suppose que la traction agit sur la section nette et le cisaillement la section brute cisaillée lorsque la résistance ultime en traction nette est plus grande ou égale à la résistance en cisaillement brute (équation 2.11). Dans le cas contraire, la résistance en traction et en cisaillement combinés est la somme de la résistance brute élastique en traction et la résistance ultime sur la surface nette cisaillée (équation 2.12).

$$P_{bs} = A_{nt}.F_u + 0.6A_{gv}.F_y \quad \text{lorsque} \quad A_{nt}.F_u \geq 0.6A_{nv}.F_u \tag{2.11}$$

$$P_{bs} = A_{gt}.F_y + 0.6A_{nv}F_u \quad \text{lorsque} \quad A_{nt}.F_u < 0.6A_{nv}.F_u \tag{2.12}$$

Avec A_{gt} la section brute et A_{gv} la section brute cisaillée.

Dans CSA-S157 (2007), ADM (2010) et EC9 (1999), il n'y a pas de recommandation spécifique de la résistance nominale au cisaillement (P_{sh}). Ceci est probablement dû au fait que la rupture en cisaillement est incluse dans le mode de rupture par traction et cisaillement combinés de la connexion.

Pour les assemblages à plusieurs lignes de boulons, l'hypothèse généralement admise est celle d'une répartition uniforme des efforts entre chaque ligne de boulon(s). Lorsque la distance L_j entre les axes des fixations extrêmes d'un assemblage, mesurée dans la direction

des efforts est supérieure à $15d$ (voir figure 2.11), il est recommandé de réduire la résistance de calcul au cisaillement P_{sh} de toutes les fixations en la multipliant par un coefficient réducteur β_{Lf} (Beaulieu *et al.*, 2003; Beaulieu, 2003; Kulak, 2006). Pour les assemblages en aluminium, le nombre de lignes de boulons est limité à 6 (Beaulieu, 2003).

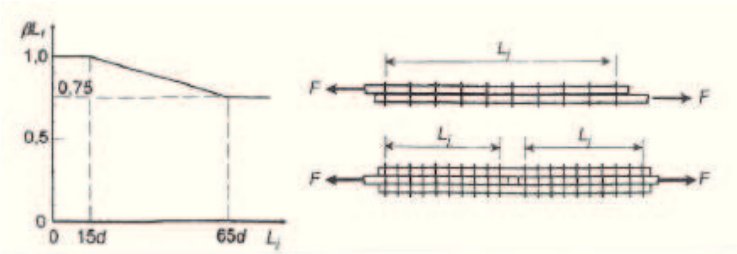


Figure 2.11 – longueur cisaillée L_j
(Beaulieu, 2003)

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200} \quad \text{mais} \quad 0.75 \leq \beta_{Lf} \leq 1 \tag{2.13}$$

2.5.2 Assemblages en matériaux composites (PRFV)

Les équations de calcul de résistances nominales des assemblages boulonnés recommandés par les ouvrages de conception tels que Chen et Lui (2005) et Bank (2006) sont assez similaires à celles des assemblages en acier selon les normes nord-américaines. Ainsi, les équations de résistances nominales en section nette, en cisaillement et à la pression diamétrale sont définies comme présentées respectivement aux équations 2.14, 2.15, 2.16, 2.17. On remarque qu'aucun paramètre lié au comportement orthotropique du matériau n'est pris en compte.

$$P_t \leq F_{Lt/Tl}(w - nd_h).t \tag{2.14}$$

$$P_{sh} \leq 2.e.t.F_{sh} \quad \text{pour une ligne de boulon} \tag{2.15}$$

$$P_{sh} \leq 2.s.t.F_{sh} \quad \text{pour plusieurs lignes de boulons} \tag{2.16}$$

$$P_{br} \leq d_b.t.F_{br} \tag{2.17}$$

$F_{Lt/Tt}$ est soit la résistance ultime dans la direction longitudinale de pultrusion ($_{Lt}$) ou la résistance ultime dans la direction transversale à la pultrusion ($_{Tt}$). F_{sh}, P_t, P_{sh} et P_{br} sont tel que défini dans la section 2.5.1.

CNR-DT-205 (2008) définit également les équations de résistance nominale des assemblages boulonnés tel que recommandé par la norme européenne des assemblages en acier. Ainsi, les équations de résistances nominales en section nette, en cisaillement et en pression diamétrale sont définies comme présenté respectivement aux équations 2.18, 2.19, 2.20 .

$$P_t \leq \frac{1}{\gamma_{rd}}.F_{Lt/Tl}(w - nd_h).t \tag{2.18}$$

$$P_{sh} \leq 2.(e - d).t.F_{sh} \tag{2.19}$$

$$P_{br} \leq d_b.t.F_{br} \tag{2.20}$$

La méthode simplifiée de calcul de résistance présentée dans EUROCOMP (Clarke, 1996), basée sur le diagramme de corps libre de l'assemblage boulonné, tient en considération le facteur (L_{br}) de distribution de la charge dans chaque boulon (voir tableau 2.6) et du facteur de distribution de contrainte à différentes positions du trou. Une connaissance du facteur de distribution des contraintes dans l'assemblage est nécessaire pour l'évaluation de la résistance du boulon. Les abaques de dimensionnement permettant d'évaluer ces facteurs pour des matériaux composites spécifiques et des paramètres géométriques précis sont fournis dans le manuel. Cependant, pour des largeurs de joints différentes de celle des abaques, des coefficients de corrections sont proposés. Basé sur l'exemple d'un assemblage boulonné à quatre boulons contenu dans le manuel, les résistances en section nette (équation 2.21), pression diamétrale (équation 2.22) et cisaillement (équation 2.23) des assemblages à plusieurs lignes de boulons sont définies comme suit :

$$P_t = \left[\frac{L_{br}k_t^1}{nd_ht} + \frac{(1 - L_{br}).k_t^3}{wt}\right]^{-1}.F_{(Lt/Tt)} \tag{2.21}$$

$$P_{br} = \frac{n.d_h.t}{(1 - L_{br}).k_r^1}F_{br} \tag{2.22}$$

$$P_{sh} = \left[-\frac{L_{br}k_s^1}{nd_ht} + \frac{(1 - L_{br}).k_s^3}{wt}\right]^{-1}.F_{sh} \tag{2.23}$$

$(k_t^1, k_t^3), (k_r^1, k_r^3), (k_s^1, k_s^3)$ sont respectivement des facteurs de concentration de contraintes en traction, pression diamétrale et cisaillement des assemblages sollicités en traction. Les indices 1 et 3 représentent respectivement le cas de chargement d'un trou situé à l'extrémité du bord libre (cas 1) et le trou à l'intérieur de l'assemblage le plus proche du chargement ou première ligne (cas 3). Pour plus d'informations sur ces facteurs et l'approche de calcul, le lecteur est invité à se référer à EUROCOMP (Clarke, 1996).

Tableau 2.6 – Rapport de distribution de la force dans les boulons selon EUROCOMP (Clarke, 1996)

Nombre de ligne	Type d'assemblage	ligne 1	ligne 2	ligne 3	ligne 4
1	PRF-PRF	1			
	PRF-Métal	1			
2	PRF-PRF	1	1		
	PRF-Métal	1.15	0.85		
3	PRF-PRF	1.1	0.8	1.1	
	PRF-Métal	1.5	0.85	0.65	
4	PRF-PRF	1.2	0.8	0.8	1.2
	PRF-Métal	1.7	1	0.7	0.6
> 4	Pas recommandé				

Dans son chapitre 8, l'ouvrage Pre-standard for Load and Resistance Factor Design (LRFD) of Pultruded Fiber Reinforced Polymer (FRP) Structures (ASCE-Pre-Standard, 2010) présente les recommandations de calcul de résistance aux états limites ultimes des assemblages boulonnés. La plupart des équations proposées sont basées sur les travaux rapportés par Rosner et Rizkalla (1995b); Prabhakaran *et al.* (1996); Mottram (2010).

Prabhakaran *et al.* (1996) sont comptés parmi les précurseurs à développer une approche de calcul propre aux matériaux composites en PRFV. Des études expérimentales qu'ils ont effectuées, ils ont évalué l'efficacité de résistance en section nette et en traction et cisaillement combinés des assemblages concentriques et excentriques. Ainsi, le calcul de la résistance en section nette est défini par l'équation 2.24. Pour le calcul de la résistance en traction et cisaillement combinés, la résistance est donnée par l'équation 2.25

$$P_t = \Phi.(w - nd_h).tF_{Lt} \quad \text{avec} \quad \Phi = 0.5 \tag{2.24}$$

$$P_{bs} = \Phi.(F_{sh}A_{nv} + F_{Lt}A_{nt}) \quad \text{avec} \quad \Phi = 0.5 \tag{2.25}$$

L'équation 2.25 a été reprise dans (ASCE-Pre-Standard, 2010) pour les assemblages concentriques essentiellement.

Rosner et Rizkalla (1995b) et Mottram (2010) ont quant à eux exploité la méthode semi-empirique d'évaluation de l'efficacité développée par Hart-Smith (1980). Hart-Smith (1980) a évalué l'efficacité liée à différents modes de rupture des assemblages boulonnés. À partir des résultats expérimentaux et théoriques, l'auteur suggère que lorsque l'assemblage est sujet à une rupture par ovalisation excessive, la résistance à la pression diamétrale est définie par :

$$P_{br} = \frac{F_{br}}{F_{Lt}} \frac{d}{d_h} \frac{d_h}{w} .t.w.F_{Lt} \tag{2.26}$$

Rosner et Rizkalla (1995b) et ASCE-Pre-Standard (2010) ont repris cette analogie pour le cas particulier des assemblages de PRFV à un boulon. Mais, sur la base de résultats reportés par Rosner et Rizkalla (1995b), cette résistance n'est applicable que lorsque la largeur du joint n'est pas critique à une rupture fragile et que la pince longitudinale est au moins égale à $5d$ ($e \geq 5d$).

Pour les assemblages dont $e < 5d$ et sujets à une rupture par clivage, Rosner et Rizkalla (1995b) ont proposé l'équation suivante :

$$P_{cl} = \frac{F_{br}}{F_{Lt}} \frac{d}{d_h} \left(\frac{10}{9} - \frac{5}{9} \frac{d_h}{e} \right)^2 \frac{d_h}{w} .t.w.F_{Lt} \tag{2.27}$$

Cette même équation se retrouve dans ASCE-Pre-Standard (2010) pour les assemblages à un boulon. Seulement, ASCE-Pre-Standard (2010) précise que la résistance à la rupture par clivage doit être égale à la plus petite valeur des équations 2.27 et 2.28. L'équation 2.28 n'est rien d'autre que la somme de la résistance en section nette et la résistance en cisaillement de l'assemblage à laquelle est affecté un facteur de réduction égal à 0.15.

$$P_{cl} = 0.15.[(2.s - d_h).F_{Lt} + 2.e.F_{sh}].t \tag{2.28}$$

Pour les assemblages à plusieurs boulons sur une ligne, ASCE-Pre-Standard (2010) recommande que la résistance au clivage avec un nombre maximum de 3 boulons sur la ligne soit prise comme suit :

$$P_{cl} = 0.15.[(s + 0.5.g - d_h).F_{Lt} + 2.e.F_{sh}].t \tag{2.29}$$

Aucune recommandation de résistance en clivage n'est faite dans ASCE-Pre-Standard (2010) lorsque l'assemblage a plusieurs lignes de boulons.

Dans le cas de rupture en section nette, Hart-Smith (1980) a établi cette résistance en relation avec un facteur de concentration de contrainte (K_{te}) des assemblages boulonnés des matériaux isotropes. Pour les matériaux orthotropique, Hart-Smith (1980) a introduit un facteur de corrélation C basé sur des résultats semi-empiriques des assemblages en matériaux quasi-isotropes. Ce coefficient lie les matériaux isotropes aux matériaux composites. À la suite de ces travaux, l'équation de résistance en section nette telle que proposée par Hart-Smith (1980) est :

$$P_t = \left[C\left(\frac{w}{d_h} - 1.5\frac{\left(\frac{w}{d_h}-1\right)}{\left(\frac{w}{d_h}+1\right)}\theta\right) + 1\right]^{-1} .(w - d_h)\,.t.F_{(Lt/Tt)} \quad \text{avec} \quad \theta = 1.5 - 0.5/(e/w) \tag{2.30}$$

Pour les matériaux composites en PRFV pultrudés, Rosner et Rizkalla (1995a) ont utilisé l'équation 2.30 pour mesurer le facteur d'ajustement (C) des assemblages à un boulon (1X1). Suite aux travaux de Rosner et Rizkalla (1995b), Hassan *et al.* (1997b) a utilisé la même équation pour mesurer les valeurs de C dans les assemblages à deux boulons sur une file(1X2) et trois boulons sur une file(1X3). Pour les assemblages à plusieurs files de boulons (2X1, 3X1, 2X2), Hassan *et al.* (1997b) ont modifié l'équation de facteur de concentration de contrainte développé par Hart-Smith (1980) pour développer la résistance en section nette tel que formulé dans l'équation 2.31.

$$P_t = \left[C\left(\left(1 - \left(\frac{nd_h}{w}\right)^2\right)^{2.41} + \left(\frac{w}{nd_h} - 1\right) - 1.5\frac{\left(\frac{w}{nd_h}-1\right)}{\left(\frac{w}{nd_h}+1\right)}\theta\right) + 1\right]^{-1} \left(1 - \frac{nd_h}{w}\right).w.t.F_{(Lt/Tt)} \tag{2.31}$$

avec $\theta = 1.5 - 0.5/(e/w)$

Le tableau 2.7 présente les coefficients d'ajustements mesurés par Rosner et Rizkalla (1995b) et Hassan *et al.* (1997b). Il peut être observé que la valeur de C est fonction du nombre de boulons, de l'orientation de la pultrusion par rapport à l'axe de chargement, et de l'arrangement des boulons dans l'assemblage.

Hassan *et al.* (1997b) suggèrent que l'efficacité de la résistance des joints qui subissent une rupture par clivage est le produit de l'efficacité de la résistance en section nette et d'une expression quadratique dépendante du ratio de la pince longitudinale au diamètre du boulon (e/d). Dans le cas des assemblages à plusieurs lignes de boulons, les auteurs affirment que cette expression quadratique doit être réduite à sa racine carrée puisque le ratio e/d a peu d'effet sur la résistance totale du joint. Ainsi, la résistance par clivage est donnée par les équations 2.32 et 2.33. La rupture en section nette a été observée pour les assemblages à plusieurs lignes et plusieurs files de boulons donc l'efficacité en clivage n'a pas été évaluée pour ce type de configuration.

Tableau 2.7 – Coefficient d'ajustement (C) utilisé par Rosner et Rizkalla (1995b) et Hassan *et al.* (1997b)

Orientation des fibres principales	Configuration des joints					
	(1X1)	(1X2)	(2X1)	(1X3)	(3X1)	(2X2)
0°	0.33	0.22	0.40	0.16	0.50	0.30
45°	0.21	0.15	0.30	-	-	-
90°	0.25	0.15	0.35	0.11	0.36	0.20

Pour les assemblages avec les boulons disposés sur une ligne,

$$P_{cl} = \left[C\left(\left(1-\left(\frac{nd_h}{w}\right)^2\right)^{2.41} + \left(\frac{w}{nd_h}-1\right) - 1.5\frac{\left(\frac{w}{nd_h}-1\right)}{\left(\frac{w}{nd_h}+1\right)}\theta\right)+1\right]^{-1}.\left(\frac{6}{5}-\frac{3}{5}\frac{d}{e}\right)^2 \times \left(1-\frac{nd_h}{w}\right).w.t.F_{(Lt)} \quad (2.32)$$

avec $\theta = 1.5 - 0.5/(ne/w)$

Pour les assemblages avec les boulons disposés sur une file,

$$P_{cl} = \left[C\left(\frac{w}{d_h} - 1.5\frac{\left(\frac{w}{d_h}-1\right)}{\left(\frac{w}{d_h}+1\right)}\theta\right)+1\right]^{-1}.\left(1-\frac{nd_h}{w}\right).\left(\frac{6}{5}-\frac{3}{5}\frac{d_h}{e}\right).w.t.F_{(Lt)} \quad (2.33)$$

avec $\theta = 1.5 - 0.5/(e/w)$

Les travaux de Hassan *et al.* (1997b) ont été critiqués par Mottram (2010). Ce dernier affirme que Hassan *et al.* (1997b) n'ont pas pris en compte le facteur de distribution de charge (L_{br}) dans le cas des assemblages à plusieurs lignes de boulons, faisant ainsi application incomplète de la formulation de Hart-Smith (1980). Il suggère en guise de correction de la résistance en section nette développée par Hassan *et al.* (1997b), et sur la base des travaux de Hart-Smith (1980), de combiner l'effet de la concentration des contraintes due à la pression diamétrale et celle due à la composante de dérivation (bypass load). Il a donc exprimé la résistance des assemblages à plusieurs lignes de boulons comme présentés par l'équation 2.34 pour le cas particulier des assemblages à plusieurs lignes de boulons. Pour le cas des assemblages à une seule ligne de boulons, Mottram (2010) recommande la formulation de Rosner et Rizkalla (1995b) pour l'évaluation de la résistance en section nette passant par un trou. L'auteur suggère que les valeurs de coefficient d'ajustement

(C_{Lt} et C_{Tl}) pour les trous chargés (de boulon) peuvent être prises comme rapportées par Rosner et Rizkalla (1995b) pour les assemblages à un boulon. Quant aux coefficients d'ajustement pour les trous ouverts (C_{op}), Mottram (2010) l'a mesuré à partir des résultats reportés par Turvey et Wang (2003). Ces coefficients ont quelque peu été modifiés dans ASCE-Pre-Standard (2010) comme présenté dans le tableau 2.8 dans le but d'obtenir une plus grande marge de sécurité. Les valeurs de L_{br} selon (ASCE-Pre-Standard, 2010) sont contenues dans le tableau 2.9. Cet ouvrage recommande de ne pas aller au-delà de 3 files et/ou lignes de boulons.

$$P_t = \left[\begin{array}{l} \left(\frac{1}{\left(\frac{w}{nd}-1\right)} \left(1 + C_{Lt/Tt}\left(S_{pr} - 1.5\frac{S_{pr}-1}{S_{pr}+1}\theta\right)\right) L_{br}\frac{w}{nd} \right) \\ + \left(\frac{\left[1+C_{op,(LT/Tt)}\left(1+(1-1/S_{pr})^3\right)\right](1-L_{br})}{1-n\frac{d_h}{w}} \right) \end{array} \right]^{-1} w.t.F_{(Lt/Tt)} \qquad (2.34)$$

avec $\theta = 1.5 - 0.5/(e/w)$, $S_{pr} = w/d$ pour connexion à une file de boulons et $S_{pr} = g/d$ pour connexion à plusieurs files de boulons.

Tableau 2.8 – Coefficient d'ajustement utilisé par Mottram (2010) et ASCE-Pre-Standard (2010)

	Valeur mesurée expérimentale	Valeur recommandée ASCE-Pre-Standard (2010)	
	Mottram (2010)	Profilé	Plaque
$C_{op,Lt}$	0.37	0.5	0.4
C_{opTt}	0.14		
C_{Lt}	0.33	0.5	0.4
C_{Tt}	0.25		

Tableau 2.9 – Rapport de distribution de la force dans les boulons (L_{br}) selon ASCE-Pre-Standard (2010)

Nombre de ligne	Type d'assemblage	ligne 1	ligne 2	ligne 3
2	PRF-PRF	0.5	0.5	
	PRF-acier	0.6	0.4	
3	PRF-PRF	0.4	0.2	0.4
	PRF-acier	0.5	0.3	0.2

En ce qui concerne la résistance en cisaillement, seul ASCE-Pre-Standard (2010) propose des équations spécialement adaptées aux assemblages boulonnés en PRFV. Dans ce manuel, il est suggéré de prendre la résistance au cisaillement comme suit : Pour un assemblage d'une ligne de boulons, la résistance par boulon est définie par :

$$P_{sh} = 1.4.(e - \frac{d_h}{2}).t.F_{sh} \tag{2.35}$$

Pour un assemblage de deux lignes de boulons, la résistance au cisaillement par ligne de boulons est définie par :

$$P_{sh} = 1.4.(e - \frac{d_h}{2} + p).t.F_{sh} \tag{2.36}$$

Pour un assemblage de trois lignes de boulons, la résistance au cisaillement par ligne de boulons est définie par :

$$P_{sh} = 1.4.[(n-1).p).t.F_{sh} \tag{2.37}$$

2.6 Synthèse de la revue de littérature

La présente section a permis de présenter les propriétés physiques des différents matériaux (acier, aluminium, PRFV) et les types d'assemblage des différents matériaux. Par la suite, l'état de l'art des assemblages multi-matériaux a été présenté. Dans cette partie, un nombre important de paramètres caractérisant la configuration des joints boulonnés avec ou sans association de la colle ont été considérés par différents auteurs. Ces paramètres sont : la pince, la largeur du joint, l'épaisseur des plaques, le type et l'orientation des fibres principales par rapport au chargement, l'espacement entre les boulons, le diamètre du boulon, la pression de serrage du boulon, le type d'adhésif, la rigidité de l'assemblage, le mode d'assemblage (assemblage à simple plan ou double plans de cisaillement). Enfin, les méthodes de dimensionnement des assemblages boulonnés suivant les références de conception disponibles et des articles publiés ont été présentées.

De la revue de littérature, il apparaît que bien que plusieurs auteurs aient considéré les paramètres ci-dessus énumérés, leurs études sur les assemblages boulonnés ou boulonnées/collés sont toutefois axées sur des aspects différents.

Pour les assemblages simplement boulonnés acier-PRFV, les études de Abd-El-Naby et Hollaway (1993a) par exemple ont porté sur l'effet des rondelles et plaques de protection sur la capacité des assemblages alors que Erki (1995) a plutôt axé ses recherches sur l'effet de différents types de connecteurs (boulon) sur la résistance des assemblages. Il est toutefois à noter que plusieurs auteurs ont évalué l'effet des paramètres géométriques tels que la pince

longitudinale et la largeur du joint sur la résistance et le mode de rupture des assemblages. Cependant les conclusions sont quelque peu différentes. Les études menées par Rosner et Rizkalla (1995a); Hassan *et al.* (1997a) permettent de définir la pince longitudinale et la largeur optimale associées à une rupture par ovalisation excessive d'un assemblage à un boulon à $5d$. Alors que les études menées par Cooper et Turvey (1995) démontrent que ces paramètres optimaux varient avec la pression de serrage du boulon et peuvent être pris respectivement à $4d$ et $3d$ pour la pince longitudinale et la largeur du joint. Quant aux études de Wang (2002), il apparaît que sur des plaques de faible épaisseur ($t < 3$ mm), une rupture par ovalisation excessive peut être atteinte à un ratio de e/d=1.5. De plus les paramètres géométriques recommandés dans les ouvrages de référence ne s'accordent pas. Des études supplémentaires sur les paramètres géométriques permettant d'optimiser la résistance de l'assemblage sont donc nécessaires.

Les études sur les assemblages simplement boulonnés aluminium-acier ou simplement en aluminium trouvé en littérature ont eux aussi été abordés sous des axes différents. Bien que les recherches de Kim *et al.* (2012b) et Menzemer *et al.* (1999) ont porté sur des assemblages multi-boulons connaissant une rupture par bloc de cisaillement, Kim *et al.* (2012b) se sont plutôt intéressés à l'effet de la déformation hors-plan dans les assemblages à simple plan de cisaillement alors que Menzemer *et al.* (1999) ont plutôt évalué l'effet de la longueur de la connexion sur la résistance de l'assemblage en double plans de cisaillement. Les informations recueillies ne permettent pas de définir de manière satisfaisante les configurations optimales des assemblages en aluminium. De plus, la plupart les configurations géométriques de ces études ne correspondent pas à ceux qui seraient utilisées dans le domaine du génie civil. Les ouvrages de référence prescrivent les paramètres géométriques minimums et maximums des assemblages en aluminium. Il reste donc à identifier les paramètres optimums pour lesquels il n'y a plus d'accroissement de la résistance.

Pour les assemblages boulonnés/collés, la plupart des auteurs cités décrivent la même séquence de rupture de ce type d'assemblage. Ils concluent que le boulon prend une part active dans la résistance de l'assemblage seulement après que la colle ait rompu. Dans certain cas, un léger accroissement de la charge maximale de l'assemblage hybride comparé à l'assemblage simplement boulonné ou simplement collé a été observé. Cependant, l'ajout de la colle dans l'assemblage boulonné semble ne pas améliorer le mode de rupture de l'assemblage, car après la rupture de la colle, le comportement du joint hybride est similaire à celui d'un assemblage simplement boulonné. Dans le cas spécifique des matériaux composites, les plaques utilisées sont soit des PRFC, soit des plaques laminées hybrides en fibre de carbone et de verre. Les quelques essais reportés sur les plaques de PRFV ne sont pas assemblés de manière conventionnelle. Peu d'études sont reportées sur les assemblages

boulonnés/collés en aluminium. Il est donc nécessaire d'effectuer davantage d'études expérimentales pour comprendre le comportement des assemblages boulonnés/collés. L'intérêt étant d'évaluer si l'ajout de la colle à l'assemblage boulonné améliorerait la résistance ou le mode de rupture des connexions aluminium-acier ou PRFV-acier.

Une évaluation des équations de dimensionnement des assemblages boulonnés aux états limites ultimes permet de constater que malgré l'avancement des recherches sur l'évaluation de la résistance et l'efficacité des joints en PRFV, plusieurs références de conception qui se disent adaptées aux matériaux pultrudés en PRFV, continuent de proposer des méthodes de calcul propres aux matériaux isotropes (CNR-DT-205, 2008; Bank, 2006; Chen et Lui, 2005). De plus certains auteurs semblent ne pas s'accorder aux différentes approches de dimensionnement (Hassan *et al.*, 1997b; Mottram, 2010). Quant aux assemblages en aluminium, ils sont très similaires à ceux recommandés pour l'acier. Il convient donc d'effectuer une analyse critique de ces équations et si nécessaire les améliorer.

Sur la base de cette revue bibliographique, les points suivants nécessaires à la conception d'un assemblage optimum méritent d'être étudiés :

- identifier les paramètres géométriques optimums des assemblages multi-matériaux aluminium-acier et PRFV-acier qui permettent de maximiser sa résistance ;
- effectuer une analyse critique des équations des résistances des assemblages boulonnés en aluminium et PRFV recommandés dans les ouvrages de conception ;
- développer des équations de résistance des assemblages boulonnés multi-matériaux aluminium-acier et PRFV-acier qui pourraient aussi bien être appliquées aux assemblages mono-matériaux en aluminium ou en PRFV ;
- évaluer la contribution de la colle dans les assemblages boulonnés/collés aluminium-acier et PRFV-acier.

Chapitre 3
Définition du projet de recherche

3.1 Mise en contexte

Un aspect critique à considérer pour l'utilisation optimale de l'aluminium ou des PRFV dans les structures de pont transportables ferroviaires est le comportement des assemblages aluminium-acier et PRFV-acier. En effet, l'utilisation sécuritaire demande de réaliser des assemblages boulonnés avec l'acier de façon à obtenir une résistance suffisante et un comportement structural prévisible. D'autre part, le concepteur doit optimiser la configuration géométrique de ces assemblages pour s'assurer que l'utilisation de ces matériaux est économique et que la diminution de poids qui en résulte est appréciable. La revue de littérature du chapitre précédent a apporté un éclairage sur le comportement des assemblages boulonnés et boulonnées/collés en aluminium ou en matériaux composite dont les PRFV, bien qu'étant axée sur des aspects différents. La section 2.6 présente quelques-unes des disparités relevées. On note par ailleurs que les résultats obtenus de ces études ne permettent pas de définir les valeurs des paramètres géométriques des assemblages boulonnés au-delà desquels il n'y a plus accroissement significatif de la résistance de la connexion. Ces paramètres géométriques sont : la pince longitudinale (e) et transversale (s), l'épaisseur des plaques (t), le pas longitudinal (p) et transversal (g). Les normes et ouvrages de conceptions recommandent des valeurs minimuales de ces paramètres pour une bonne manoeuvrabilité du serrage et pour contrer les ruptures fragiles. Toutefois, à partir des résultats expérimentaux publiés on peut constater que les recommandations faites par les ouvrages de référence ne garantissent pas la résistance optimale de la connexion. D'où pour nous la nécessité d'évaluer les paramètres optimums. Ces paramètres optimums sont les valeurs pour lesquelles il n'y a plus d'accroissement significatif de la résistance de la connexion ou pour lesquelles ont atteint la rupture par cisaillement du boulon. Quelques disparités sur les équations de calcul de résistances des assemblages boulonnés proposés par les ouvrages de référence ont également été notées. Il convient donc d'effectuer une analyse critique de ces équations et si nécessaire les améliorer. Il ressort des études sur les assemblages boulonnés/collés que la plupart des auteurs s'entendent sur la séquence de rupture, la contribution de la colle ou du boulon dans les connexions hybrides. Cependant, dans le cas spécifique des matériaux composites, ces études visaient des applications différentes (aéronautique, automobile, maritime) par conséquent les matériaux composites

utilisés étaient spécifiques à ces applications. Peu d'études ont porté sur les assemblages boulonnés/collés en aluminium. Aussi de tels essais sur les assemblages aluminium-acier ou PRFV-acier permettraient non seulement d'élargir la base de données scientifique, mais encore d'évaluer la contribution de la colle dans ce type d'assemblages.
Outre les limites ci-dessus relevées, la revue de littérature a apporté des informations importantes sur certains paramètres des assemblages boulonnés. On note par exemple que la résistance de la connexion pourrait être améliorée si les plaques de protection plus larges que les rondelles nominales de protection étaient utilisées. Cependant, nous avons décidé de nous limiter aux configurations typiques rencontrées dans les structures du génie civil. Aussi, seul le cas des connexions avec rondelles standards de protection sera traité ici. On note également dans le cas spécifique des PRFV pultrudés que l'orientation des fibres principales par rapport au chargement à un effet important sur la résistance de l'assemblage. La résistance maximale est atteinte lorsque l'angle de pultrusion est parallèle au chargement. Par conséquent, seul cet angle de chargement sera utilisé pour l'identification des paramètres optimum. La revue de littérature révèle également que la résistance de la connexion pourrait être améliorée lorsque la pression de serrage est optimale. Cette pression de serrage est fonction des matériaux assemblés et ne devrait induire aucun dommage aux éléments assemblés. Cependant, dans cette étude, nous considérons une pression de serrage minimale (connexion de type bearing) pour l'identification des paramètres géométriques optimums étant entendu que les structures de ponts sont très susceptibles aux effets cycliques (vibrations) qui peuvent très rapidement altérer la pression de serrage des membrures assemblées. On note enfin que la plupart des études publiées sont reportés pour des assemblages en double-plan de cisaillement. Les configurations que nous testerons seront en simple-plan de cisaillement bien qu'un nombre très limité de configurations en double-plan de cisaillement sera testé en vue d'évaluer l'effet de la déformation hors plan sur le comportement de l'assemblage boulonné.

3.2 Objectifs

L'objectif principal de ce projet de recherche est d'analyser le comportement statique des assemblages boulonnés et boulonnés/collés multi-matériaux aluminium-acier et PRFV-acier et d'optimiser les procédures de dimensionnement de ces assemblages. Pour répondre aux situations relevées dans la section 3.1, les objectifs spécifiques du projet sont les suivants :

1. identifier les paramètres géométriques optimums tels que l'épaisseur, les pinces longitudinale et transversale et les pas longitudinal et transversal des assemblages multi-matériaux aluminium-acier et PRFV-acier et évaluer leur effet sur le comportement des assemblages ;
2. effectuer une analyse critique des équations des résistances des assemblages boulonnés en aluminium et PRFV recommandés dans les ouvrages de conception ;
3. développer si nécessaire des équations de résistance des assemblages boulonnés multi-matériaux aluminium-acier et PRFV-acier qui pourraient aussi bien être appliquées aux assemblages mono-matériaux en aluminium ou en PRFV ;
4. évaluer la contribution de la colle dans les assemblages boulonnés/collés aluminium-acier et PRFV-acier.

3.3 Méthodologie

La réponse aux objectifs spécifiques énoncés à la section 3.2, sera traitée comme suit :

Dans un premier temps nous procéderons à la collecte des résultats expérimentaux des assemblages boulonnés et boulonnés/collés. Cette collecte se fera à travers un nombre limité des spécimens testés dans les laboratoires de l'UdeS. Nous nous servirons également des résultats expérimentaux publiés dans les revues scientifiques.
Dans un second temps, nous développerons un programme numérique des assemblages boulonnés à partir du logiciel d'analyse de structure ADINA 8.7. Ce modèle sera validé par les résultats expérimentaux collectés. Le modèle ainsi validé servira à étendre la base de données par une étude paramétrique pour divers configurations et paramètres géométriques non testés expérimentalement.
Les données ainsi collectées serviront dans un premier temps à examiner le comportement statique des assemblages boulonnés. Dans cette analyse, les points suivants tant pour les assemblages aluminium-acier que pour les assemblages PRFV-acier seront tour à tour examinés.
L'effet des paramètres géométriques tels que la pince longitudinale (e) et transversale (s), le pas longitudinal (p) ou transversal (g), de l'épaisseur (t) et du nombre de boulons (N) sur la résistance et le mode de rupture des assemblages boulonnés.
L'effet de la déformation hors plan des assemblages à simple plan de cisaillement sur la résistance ou le mode de rupture de la connexion. Pour cette analyse, les configurations en doubles plans de cisaillement seront comparées aux configurations à simple plan de cisaillement.

La collecte des données et la compréhension du comportement statique des assemblages boulonnés permettront d'identifier les paramètres optimums des assemblages boulonnés, d'effectuer l'analyse critique des équations de conception et de les améliorer.
En dernier plan, la contribution de la colle dans les assemblages boulonnés/collés aluminium-acier et PRFV-acier sera examinée. Cette contribution sera évaluée en deux étapes.
Nous testerons d'abord les assemblages simplement collés. Trois types de colles dont deux types méthacrylate et un type époxide seront utilisés afin d'identifier celle présentant le meilleur comportement structural. Dans cette étape, les points suivants seront abordés : l'effet de la préparation de surface sur la résistance et le mode de rupture des assemblages collés ; l'effet du type de colle sur la résistance et le mode de rupture des assemblages collés et enfin la performance structurale des différents types de colle dans les configurations aluminium-acier d'une part et PRFV-acier d'autre part.
Enfin, la colle permettant d'obtenir le meilleur comportement structural sera utilisée dans les assemblages boulonnés/collés aluminium-acier et PRFV-acier. L'intérêt ici étant d'évaluer si l'ajout de la colle améliore la résistance ou le mode de rupture des assemblages boulonnés aux paramètres géométriques minimums. Pour les assemblages aluminium-acier, la configuration minimale des assemblages à un boulon est e=1.5d et s=1.5d. Pour les assemblages PRFV-acier, la configuration minimale des assemblages à un boulon est e=3d et s=2d. La contribution de la colle sera mesurée en comparant les résultats expérimentaux des assemblages boulonnés/collés aux assemblages simplement boulonnés.

Les travaux cités ci-dessus ont été effectués et sont présentés aux chapitres 4 à 8 sous forme de 5 articles. Le paragraphs suivant sont un bref apercu du contenu de ces articles et leur contribution aux objectifs spécifiques.

L'article 1, présenté au chapitre 4, a été accepté pour publication à la revue Engineering Structures (Elsevier). Dans cet article, les paramètres géométriques optimaux des assemblages multi-matériaux aluminium-acier sont identifiés et l'analyse critique des équations de résistance des assemblages boulonnés en aluminium recommandé par trois ouvrages de conception dont EC9 (1999), AASHTO (2010) et CSA-S157 (2007) est effectuée. Cet article débute par une brève description de l'état de l'art des assemblages boulonnés en aluminium. Il démontre le besoin de mener davantage d'étude pour l'évaluation des paramètres géométriques optimaux des connexions aluminium-acier. Cette évaluation est menée à travers des essais expérimentaux et des simulations numériques. Les résultats ainsi obtenus permettent d'évaluer les effets de paramètres géométriques tels que l'épaisseur des plaques, les pinces longitudinale et transversale et le pas longitudinal sur la capacité de l'assemblage. Par la suite, les résultats expérimentaux sont comparés aux résultats analytiques obtenus à partir des équations recommandées par EC9 (1999), AASHTO (2010)

et CSA-S157 (2007). Enfin, sur la base des résultats expérimentaux et des simulations numériques, des paramètres géométriques optimaux des assemblages à un et deux boulons sont proposés. Ces paramètres optimaux sont basés sur des valeurs qui permettent d'atteindre la rupture en cisaillement de trois nuances de boulons (A307, A325, et A490) et pour lesquelles de la section nette est inférieure ou égale à 0.85 fois la section brute de la connexion ($A_{nt} \leq 0.85A_{gt}$). Il ressort de cette analyse qu'une sélection minutieuse des paramètres géométriques pourrait améliorer de manière significative la résistance et le mode de rupture de la connexion. Il a également été observé que le fait de limiter la pince transversale de la connexion à la valeur minimale de $1.5d$ tel que recommandé par les codes de conception limite la résistance de la connexion à deux boulons sur une file à celle d'un boulon. Les paramètres optimums sont fonction de l'épaisseur des plaques à assembler, de la nuance du boulon, du diamètre du boulon et de la configuration de la connexion. Des tableaux présentés dans l'article listent ces paramètres. De l'analyse critique des équations de prédictions recommandées dans les codes de conception, il ressort que les modes de rupture prédits correspondent aux modes de rupture observés expérimentalement. Dans la plupart des cas, la rupture par ovalisation excessive contrôle la résistance de l'assemblage. Comparé à EC9 (1999) et AASHTO (2010), CSA-S157 (2007) produit une meilleure prédiction du mode et de la charge de rupture.

L'article 2, présenté au chapitre 5, a été présenté à un congrès général annuel de la Société Canadienne de Génie Civil (SCGC). Il complète l'article 1 et traite de l'analyse critique des équations recommandées par les ouvrages de référence et de l'évaluation de nouvelles équations de dimensionnement. L'analyse critique développée ici est basée sur les résultats expérimentaux publiés par d'autres chercheurs en plus des résultats expérimentaux présentés dans l'article 1. Les équations de résistance des assemblages boulonnés recommandées par les codes de conception tels que ADM (2010); CSA-S157 (2007); EC9 (1999) sont considérées. Il apparaît de cette étude que les équations de prédiction de résistance en section nette et en cisaillement permettent d'obtenir des résultats satisfaisants. Cependant, les équations de prédiction de la résistance à la pression diamétrale et à la traction et au cisaillement combinés pourraient être améliorées. De ce fait, pour accroître la base de données, une simulation numérique d'une et deux files de boulons est effectuée. Les résultats expérimentaux et des simulations numériques par éléments finis permettent de proposer de nouvelles équations de calculs de résistance en pression diamétrale et à la traction et au cisaillement combinés.

L'article 3, présenté au chapitre 6, a été soumis à Journal of composite materials (SAGE). Cet article traite de l'évaluation des paramètres géométriques optimaux des assemblages multi-matériaux PRFV-acier et de l'analyse critique des équations de résistance des assem-

blages boulonnés en aluminium recommandé par ASCE-Pre-Standard (2010). Cet article débute par une brève description de l'état de l'art des assemblages boulonnés en PRFV dans lequel le besoin de mener davantage d'étude expérimentale en simple plan de cisaillement et d'évaluer les paramètres géométriques optimaux des connexions PRFV-acier est démontré. Cette recherche est basée dans un premier temps sur les essais expérimentaux effectués sur des assemblages de plaques à un boulon et deux boulons sur une file. Les résultats obtenus de ces essais permettent d'évaluer les effets de paramètres géométriques tels que les pinces longitudinale et transversale et le pas longitudinal sur la capacité de l'assemblage. Par la suite, ces résultats expérimentaux sont comparés aux résultats analytiques obtenus à partir des équations recommandés par ASCE-Pre-Standard (2010). Puis, des simulations numériques par éléments finis sont faites afin d'accroître la base de données nécessaire à l'évaluation des paramètres optimums des assemblages boulonnés. Deux types de matériaux sont simulés : Ils se distinguent par leur ratio du module d'élasticité transversal sur le module d'élasticité longitudinal. Le ratio E_{Tt}/E_{Lt}=0.2 a été sélectionné pour représenter un matériau fortement orthotrope et E_{Tt}/E_{Lt}=0.8 pour un matériau quasi-isotropique. Les modes de rupture obtenus de cette simulation sont comparés aux prédictions de ASCE-Pre-Standard (2010). Il ressort de cette étude que pour les assemblages à un boulon, les recommandations des paramètres géométriques par les manufacturiers Strongwell (2002) et Creative-Pultrusion (2001) permettent d'atteindre des charges de rupture plus élevées que celles de ASCE-Pre-Standard (2010). Pour la valeur limite de s/d=1.5 comme recommandée par ASCE-Pre-Standard (2010), on ne tire aucun avantage à prendre $e/d > 3$. Les plaques fortement orthotropes sont moins susceptibles de se rompre par ovalisation excessive. Cette dernière observation est aussi constatée dans les connexions à deux boulons sur une file. Les prédictions de rupture de ASCE-Pre-Standard (2010) n'étaient pas toujours consistantes avec celles observées expérimentalement.

L'article 4, présenté au chapitre 7, a été présenté au congrès général de la SCGC. Il complète l'article 3 et traite essentiellement de la prédiction de la résistance en section nette des PRFV. Dans un premier temps, une analyse critique des équations des résistances en section nette recommandées par les références EUROCOMP (Clarke, 1996), CNR-DT-205 (2008), Bank (2006), Chen et Lui (2005), Rosner (1992), Mottram (2010), Prabhakaran *et al.* (1996) et Hassan *et al.* (1997b) basée sur les résultats expérimentaux publiés est présentée. Il apparaît que les équations de prédiction de rupture en section nette recommandées par CNR-DT-205 (2008), Bank (2006) et Chen et Lui (2005), qui sont très similaires à celles de l'acier, ne sont pas appropriées pour les PRFV. Cependant les prédictions obtenues à partir des équations recommandées par Rosner (1992), Mottram (2010) et Hassan *et al.* (1997b), qui sont basées sur l'approche semi-empirique développée

par Hart-Smith (1980) produisent des résultats satisfaisants. Cependant, de par leur complexité, ces équations sont peu attrayantes pour le concepteur. Sur la base des résultats expérimentaux publiés, nous proposons une nouvelle approche de calcul de la résistance en section nette des PRFV. Cette approche est aussi basée sur la méthode semi-empirique développée par Hart-Smith (1980). Comparativement aux autres approches, elle se veut plus simple et permet d'obtenir des résultats assez proches des résultats expérimentaux.

L'article 5, présenté au chapitre 8, a été soumis à la Revue canadienne de génie civil. Il porte sur la contribution de la colle dans les assemblages multi-matériaux aluminium-acier et PRFV-acier. Essentiellement basés sur des résultats expérimentaux, la capacité de l'assemblage simplement collé a été évalué en tenant compte du type d'adhésif et du type de plaque. Deux types d'adhésif sont utilisés, les adhésifs méthacrylates et l'adhésif époxyde. Par la suite, la contribution de la colle dans les assemblages boulonnés/collés aluminium-acier d'une part et PRFV-acier d'autre part est mesurée. Il ressort de cette étude que : pour les assemblages simplement collés, la rupture se produit dans l'interface de l'adhésif à la plaque. Il est également observé que pour les assemblages boulonnés/collés, l'adhésif augmente la capacité de la connexion seulement dans les assemblages PRFV-acier et son effet n'est pas significatif dans les assemblages aluminium-acier.

Les résultats expérimentaux complémentaires développés dans ce projet de recherche sont contenus dans l'annexe A.

En somme, la réalisation des objectifs spécifiques présentés dans cette thèse à travers ces cinq articles permet dans un premier temps d'accroître la base de données scientifique pour la conception d'assemblages boulonnés, collés et boulonnés/collés. De plus, elle est spécialement axée à l'identification des paramètres géométriques optimums des connexions boulonnées en aluminium et en PRFV qui à notre connaissance n'a pas encore fait l'objet d'une étude approfondie. Enfin, cette thèse met en évidence quelques limites des recommandations faites dans les ouvrages de référence et apporte une contribution à l'amélioration des limites relevées. Il est espéré que les propositions faites contribueront à améliorer les codes de conception adaptés aux structures en aluminium ou en PRFV et faciliteront la conception de structures boulonnées composées de ces matériaux pour l'application des ponts ferroviaires transportables et d'autres types de structures du génie civil.

Chapitre 4
Effet de paramètres géométriques des assemblages boulonnés aluminium-acier

4.1 Avant propos

Auteur et affiliation :

- Thérèse A.D. Tajeuna : étudiante au doctorat, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.
- Frédéric Légeron : Bridge and Tunnel UAE District Manager, Parsons Corporation.
- Pierre Labossière : professeur titulaire, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.
- Marc Demers : Ingénieur de recherche, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.
- Sébastien Langlois : professeur adjoint, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

Titre anglais : Effect of Geometrical Parameters of Aluminum-to-Steel Bolted Connections.

Titre français : Effet de paramètres géométriques des assemblages boulonnés aluminium-acier

État de l'acceptation : Article accepté le 3 août 2015

Revue : Engineering Structure (Elsevier)

Référence : Tajeuna *et al.* (2015)

Contribution au document : En réponse aux objectifs 1 et 2 de cette thèse, l'étude présenté dans cet article a permis d'identifier des paramètres géométriques optimums des assemblages en aluminium à un et deux boulons et de faire une analyse critique des codes

de dimensionnement. Ces paramètres géométriques sont contenus dans les tableaux 4.7 à 4.9. L'analyse critique des équations proposées dans trois ouvrages de référence dont EC9 (1999), AASHTO (2010) et CSA-S157 (2007) ont permis de constater que, dans la plupart des cas, la résistance à la pression diamétrale gouverne la prédiction de la résistance car cette dernière sous-estime de manière significative la résistance de la connexion. Des trois ouvrages de référence, CSA-S157 (2007) permet d'obtenir une meilleure prédiction de la résistance de la connexion.

Résumé :

Grâce à des études expérimentales et numériques, ce travail de recherche vise à fournir des directives sur la configuration géométrique optimale des connexions boulonnées à simple plan et double plans de cisaillement entre l'alliage d'aluminium 6061-T6 et l'acier. À partir des résultats d'essais expérimentaux, les effets de différents paramètres géométriques sur la résistance de la connexion sont discutés. Ces paramètres incluent les pinces longitudinale et transversale, le pas longitudinal et l'épaisseur des plaques et l'excentricité de la connexion. Par la suite, les résultats expérimentaux sont comparés aux résultats prédits par les références de conception et les recommandations géométriques proposées par ces références sont examinées. L'étude expérimentale est complétée par l'analyse d'éléments finis (EF) dans le but d'étendre l'étude à un plus grand nombre de paramètres. En plus de l'analyse des paramètres géométriques énumérés ci-dessus, l'effet du pas transversal sur la résistance de l'assemblage est étudié dans l'analyse par EF. Les résultats expérimentaux et d'éléments finis montrent qu'un choix judicieux des paramètres géométriques peut significativement améliorer le mode et la charge de rupture. Il a de plus été observé que limiter la pince transversale à la valeur minimale recommandée par les ouvrages de référence limiterait la charge de rupture des assemblages à deux boulons sur une colonne à celle de la connexion à un boulon. Dans la plupart des cas, la résistance à la pression diamétrale gouverne la prédiction de la résistance. Les équations de résistance à la pression diamétrale sous-estiment de manière significative la résistance de la connexion. Sur la base de ces analyses, les paramètres géométriques maximums au-delà desquelles il n'y a aucune augmentation de la capacité ont été évalués et les paramètres géométriques optimums ont été proposés.

Abstract :

Through experimental and numerical studies, this research work aims to provide directions on the optimal geometric configuration for single-lap and double-lap bolted connection between aluminum alloy 6061-T6 and steel. From experimental test results, the effects of different geometric parameters on the joint strength were discussed. These parameters

include the end-distance, the side-distance, the pitch-distance, the plate thickness and the joint eccentricity. Then, the experimental results were compared to predicted results using design references and geometric recommendations proposed by design references were critically examined. The experimental study was complemented by finite element (FE) analysis to extend the study to a larger range of parameters. In addition to the analysis of the geometric parameters listed above, the effects of the gage-distance on the joint strength were studied in the FE analysis. The experimental and finite element results show that a careful selection of geometric parameters can result in the high improvement of the connection strength and failure mode. Limiting the side-distance to the minimum recommended value was found to limit the strength of a connection with two bolts in a column to that of the one-bolt connection. In most cases, bearing was found to govern the strength of the connections. The calculated bearing strengths were found to underestimate significantly the connection strength. Based on these analyses, maximum geometric parameters beyond which there is no further increase of the joint capacity were evaluated and optimum geometric parameters were proposed.

4.2 Introduction

This study was initiated in the context of developing a high strength and low weight portable emergency bridge for railways. The use of aluminum members is a promising option for secondary elements in such bridges due to their light weight, corrosion resistance, and low maintenance cost. Aluminum alloy 6061 is easily available and used for many applications. It can be employed without painting if exposed to general atmospheric corrosion. However, when aluminum is attached to steel components, painting the steel components and placing an electric isolator in the joint are required to prevent galvanic corrosion. A critical aspect to consider for the efficient use of aluminum for portable structures is the behavior of aluminum-to-steel connections. In particular, designers would need to optimize the geometric configurations of those connections.

4.2.1 Research objective

The main objective of this research is to provide basic information on the static behavior of aluminum to steel joint in civil engineering applications, compare the experimental results to predicted results using design references, critically examine the geometric recommendations proposed by design reference and to evaluate the maximum geometric parameters beyond which there is no further increase of the joint capacity. This paper is divided into four parts : In the first part, a literature review of aluminum bolted joint is presented. Then, the static test of single-lap and double-lap bolted joints using varying geometric parameters in one and two bolts joints is experimentally studied. Next, calculated joint strengths using equations from three different references, namely EC9 (1999), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications AASHTO (2010), and Strength design in aluminum/Commentary on CSA-S157 (2007) are compared to experimental results. Finally, finite element analysis validated by experimental results is used to extend the data to a large range of parameters. Based on these different analyses, optimum geometric parameters are proposed for one-bolt and two-bolt connections.

4.3 Literature review

Among the different joining techniques, bolting appears to be the most practical choice for emergency portable bridges as it can be easily disassembled. However, bolts introduce stress concentration around the bolt-hole where failure can be initiated. When the compo-

nents are axially loaded, bearing failure, shear tear-out failure, rupture of the net-section, rupture by block shear, yielding of the gross-section and shear failure of the bolt are the six possible modes in which the loaded members can fail. Figure 4.1 illustrates these six possible failure modes. Equations to calculate the strength for all these failure modes are given in design references. The three design references of interest in this study are : EC9 (1999), AASHTO (2010) and CSA-S157 (2007).

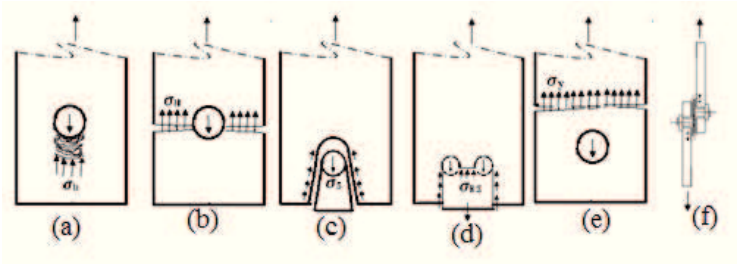


Figure 4.1 – Failure modes : (a) Bearing, (b) net-section, (c) shear tear-out, (d)block-shear, (e) gross-section, (f) bolt shear

Figure 4.2(a) presents an example of bolted connections loaded in single-lap and double-lap configurations. In a bolted connection, geometric parameters include : the number of shear planes x, end-distance e, side-distance s, width w, pitch-distance p, gage-distance g, plate thickness t, bolt-hole diameter d_h, bolt diameter d, the number of bolts in the row n, the number of bolts in the column m, and the total number of bolts in the connection N. Design references recommend minimum and maximum values for these parameters for the connection of aluminum sections. Table 4.1 summarises these values for e, s, p and g. The recommended minimum distances may be governed by the clearance for bolt heads and driving tools, as indicated in CSA-S157 (2007) while, the maximum are governed by local plate buckling and plate thickness. As presented in Table 4.1, these maximum and minimum can differ from one design reference to another.

The main objective of the experimental studies available in the literature is the prediction of the behavior of the aluminum connection for different configurations. Menzemer *et al.* (1999) performed an experimental investigation to establish criteria to estimate the block shear limit state of bolted connection elements. Block shear failure was found to occur by a tensile fracture in the gage-distance of the first inner row and a more gradual shear failure along each bolt column. Based on their experimental results, an approach to incorporate the connection length into the effective shear strength was proposed. In another paper, Menzemer *et al.* (2002) investigated the bearing strength of three aluminum alloys (5052-H32, 5454-H34 and 3003-H16). Among the key finding, the average ratio of bearing

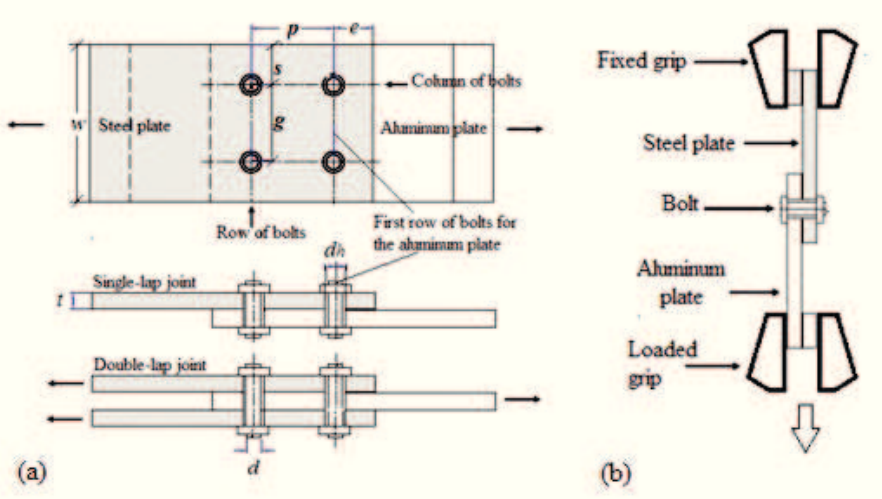


Figure 4.2 – (a)Typical bolted joint in single-lap and double-lap arrangements, (b) Test set-up of aluminum-to-steel connection

Table 4.1: Geometric recommendations for aluminum bolted connection

Design Code	pitch p		gage g		End-distance e		side-distance s	
	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
(CSA-S157, 2007)	$3d$	-	$2.5d$	-	$1.5d$	-	$1.25d$	-
(AASHTO, 2010)	$2.5d$	$17t$	$2.5d$	$17t$	$2d_h$	$5.5t$ or 90 mm	$1.5d_h$	$5.5t$ or 90 mm
(EC9, 1999)	$2.2d$	$14t$ or 200 mm	$2.4d$	$14t$ or 200 mm	$1.2d$	$4t+$ 40 mm	$1.2d$	$4t+$ 40 mm

strength to material tensile strength (F_{br}/F_u) was higher in configurations with inner aluminum plate than configurations with aluminum outer plates. The effect of bolt pre-load was more relevant in configurations with inner aluminum plate than in configurations with two outer aluminum plates. However, the clamping effect provided either by the bolt pre-load or by the rigidity of the steel cover severely limited the permanent hole elongation. Bearing performance of aluminum bolted connections was also investigated by Wang *et al.* (2011), this time for alloys 6061-T6 and 6063-T5. Bolt-diameter and end-distance were the two parameters studied in the experimental analysis while numerical simulations included also the study of plate thickness. Bearing strength of aluminum was found to be directly proportional to bolt-diameter and sheet thickness. With the increase of end-distance, failure mode was found to change from shear to bearing failure. Bearing strength was linearly proportional to the end-distance up to e=3d. Above this value, bearing strength increasing rate was slower. Based on these results, a simplified relation was proposed to evaluate the

impact of the end-distance on bearing strength. The effect of end-distance was also investigated by Kim *et al.* (2012b) for single-lap aluminum 6061-T6 plates joined with four bolts all arranged in 2 rows and 2 columns. The joint strength was found to increase with the end-distance up to $5d$. Above this value, a reduction of the joint strength was observed due to the excessive out-of-plane deformation (curling). Compared to experimental results, the block shear strengths calculated using AISI-S100 (2007) and ADM (2010) design specifications were underestimated while for curled specimens the design specifications tended to overestimate the joint strength due to the reduction of the capacity caused by curling. Following their experimental study, Kim *et al.* (2012a) also performed a numerical simulation to estimate the structural behavior such as ultimate strength, fracture and out of plane deformation (curling) effect on single-lap aluminum bolted connections. From their parametric study, the necessity to consider this effect in the design of joint strength with long end-distance and side-distance was highlighted. From Tinl *et al.* (2013) study, the average bearing ratio (F_{br}/F_u) at failure of aluminum alloys 5052-H32 and 6061-T6 was found to be equal to 1.6 for $e = 1.5d$ and 1.2 for $e = 1.25d$. Compared to the design provisions given by ADM (2010) the experimental strengths were found to be larger than the calculated bearing strength using guaranteed minimum mechanical properties.

In summary, many values for the spacing of bolts in connections between aluminum plates have been recommended and can also be found in standards. However, except for the end-distance, maximum geometrical parameters beyond which there is no further increase of the joint capacity are not clearly identified. For instance, Kim *et al.* (2012a) study indicates that in a four-bolt connection, there is no gain in capacity beyond $5d$. This suggests that there is still a need to further investigate the geometrical configuration of the joints, especially the maximum distances between bolts, or between bolts and plate edges, in order to optimize the strength of the connection.

4.4 Experimental program

4.4.1 Overview

The static test of few experimental configurations was performed in order to understand the behavior of aluminum to steel bolted connections and to obtain sufficient data to validate the FE model. For this investigation, connections with one-bolt loaded in single-lap and double-lap configurations and two-bolt in a column loaded in single-lap configurations were tested. Five configurations were tested for one-bolt single-lap joint. For the first

three configurations, s and e equal $1.5d$ with plate thickness (t) equal to 3.175 mm (T3), 6.35 mm (T6) and 9.525 mm (T9). For the fourth configuration, s and e were taken at $1.5d$ and $2d$ respectively with t=6.35 mm while for the fifth configuration s and e equal $2.5d$ and t=6.35 mm. Results were used to investigate the effect of s, e and t on one-bolt connections. Then, the effect of joint eccentricity on one-bolt connections was studied by comparing results from the single-lap to those of double-lap with the same end-distance, side-distance and plate thickness (e=$1.5d$, s=$1.5d$, t=6.35 mm). Finally, the effect of s on the two-bolt single-lap joint strength was studied. A configuration with e=$3d$, s=$2.5d$ and p=$3d$ was compared with another configuration for which e=$2.5d$, s=$3d$ and p=$3d$ both having t=6.35 mm. Specimens were named with respect to their respective geometric parameters. For example, S15E15T9 stands for single-lap one-bolt joint with s=$1.5d$, e=$1.5d$ and 9.525 mm thick plates. DS15E15T6 stands for double-lap with s=$1.5d$, e=$1.5d$ and 6.35 mm thick plates. S25E30P30T6 stands for single-lap two-bolt in a column with s=$2.5d$, e=$3d$, p= $3d$ and plate thicknesses of 6.35 mm. S30E30G60T3 stands for single-lap two-bolt in a row with s=$3d$, e=$3d$, g=$6d$ and plate thicknesses of 3.175 mm. For all these configurations, ASTM A325 bolts with 12.7 mm diameter and nominal washer on both sides were used. The bolt-hole diameter d_h was approximately equal to 14 mm. Five specimens per configuration were tested except for S30E30G60T3. Three specimens were tested for this configuration for a total of 43 tests.

4.4.2 Experimental setup and measurements

The tests were conducted up to failure of the joint in shear using a 500 kN hydraulic testing machine. Figure 4.2(b) presents the test set-up of aluminum-to-steel connection. The end connections were designed to make the loading axis to coincide with the interface of the two plates so the bolt was primarily loaded in shear. ASTM A325 bolts with 12.7 mm diameter and nominal washer on both sides were used. The length of the bolt was selected to exclude threads from the shear interface. The bolt was tightened to a snug-fit condition, which referred to the maximum effort of a technician using an ordinary wrench. Therefore, the specimen was considered to be bearing type connection. The load was applied at the rate of 1 mm/min and the load and displacement were recorded by the control system of the universal testing machine.

4.4.3 Tensile tests of the materials

The bolted specimens were taken from different flat bar lots. Flat bars of 63.5 mm and 76.2 mm width had a 6.35 mm thickness ; flat bars of 38.1 mm width had three different thicknesses : 3.175 mm, 6.35 mm and 9.525 mm. The flat bar of 152.4 mm width had 3.175 mm thickness. Two or three coupons per flat bars were used to investigate their mechanical properties. For aluminum 6061-T6 flat bars, a total of 19 coupons were prepared and tested in tension according to the American Standard Test Method B 557M-02 (ASTM-B557, 2002). For the 350W steel flat bars, 12 coupons were prepared and tested in tension according to the American Standard Test Method A370-12 (ASTM-B557, 2002). All tested coupons had a reduced section. Strain was measured by an axial extensometer with a gage length of 25 mm located at the middle of the reduced section.

4.5 Experimental results

4.5.1 Coupons tensile tests results

The mechanical properties of tested aluminum coupons are summarized in Table 4.2. Stresses were computed from the measured loads data divided by the net-section area of each coupon. The elastic modulus (E) of each coupon was calculated by taking the slope of the elastic portion on its stress-strain curve. Since aluminum does not exhibit a flat plateau at the yield strength as is the case of mild steel, ASTM-B557 (2002) suggests to determine the aluminum yield strength ($F_{0.2}$) by the offset method at an offset of 0.2%. As presented in table 4.2, the strain at maximum tensile stress (ϵ_{fu}) is approximately 10% while, the strain at $F_{0.2}$ ($\epsilon_{0.2}$) is between 0.40% and 0.62%. The ultimate tensile strength corresponds to the maximum recorded strength. For coupons Al_{A-1} and Al_{B-2}, it was difficult to evaluate the yield strain and/or yield strength and the elastic modulus because the acquisition of these curves was faulty. Tensile strength and elastic modulus reported by design references are also presented in Table 4.2. Commentary in section 4.2.1 of CSA-S157 (2007) recommends for design purposes, that F_u and $F_{0.2}$ shall be the minimum value specified for alloy in the Aluminum Standards and Data Publication (ASD, 2003). For aluminum alloy 6061-T6, this minimum corresponds to that of "shapes" which is 260 MPa and 240 MPa for F_u and $F_{0.2}$ respectively. This value is considered regardless if the material is a plate, shape or sheet. Such recommendation is not specified in EC9 (1999) and AASHTO (2010). Therefore, F_u and $F_{0.2}$ were taken as provided in Table 3.2a of EC9 (1999) and Table 7.4.2.1.1 of AASHTO (2010) for aluminum alloy 6061-T6 "plates".

For mild steel, yield point is simply the first stress in a material, less than maximum attainable stress, at which an increase in strain occurs without increase in stress (Kulak et Grondin, 1998). The material's properties of the 5 different lots were similar. The average ultimate tensile strength and average yield strength were approximately 540 MPa and 370 MPa respectively. ASTM A325 bolts were not tested because the strength of the whole connection was not affected by the capacity of the bolt. Its nominal guaranteed tensile strength is 830 MPa and the nominal shear strength for a bolt of 12.7 mm diameter is approximately 63 kN for threads excluded considering the shear strength equals to 0.6 times the nominal tensile strength (Kulak et Grondin, 1998).

Table 4.2: Aluminum tensile test results.

Corresponding bolted specimen	Coupon name	F_u (MPa)	$F_{0.2}$ (MPa)	ϵ_{fu} (%)	$\epsilon_{f0.2}$ (%)	E (GPa)
Al-St S15E15T3	Al_{A-1}	310.4	280.5	-	0.54	78.4
	Al_{A-2}	309.1	277.5	7.7	0.52	69.3
	Al_{A-3}	310.2	279.6	9.6	0.53	67.5
	Ave.	309.9	279.2	8.7	0.53	71.7
Al-St S15E15T6	Al_{B-1}	305.1	279.0	8.0	0.43	69.4
	Al_{B-2}	300.1	-	-	-	-
	Ave.	302.6	-	-	-	-
Al-St S15E15T9	Al_{C-1}	312.2	293.3	7.8	0.62	64.7
	Al_{C-2}	313.7	294.3	8.0	0.60	70.9
	Al_{C-3}	311.3	292.9	7.8	0.61	73.0
	Ave.	312.4	293.5	7.9	0.61	69.5
Al-St S15E20T6	Al_{B-1}	305.1	279.0	8.0	0.43	69.4
	Al_{B-2}	300.1	-	-	-	-
	Ave.	302.6	-	-	-	-
Al-St S25E25T6	Al_{D-1}	330.4	302.7	9.0	0.47	75.5
	Al_{D-2}	331.1	302.6	10.0	0.47	71.4
	Ave.	330.7	302.7	9.5	0.47	73.4
St-Al-St DS15E15T6	Al_{E-1}	330.1	300.6	9.1	0.46	69.6
	Al_{E-2}	331.1	300.2	9.5	0.46	70.6
	Aver.	330.6	300.4	9.3	0.46	70.1
Al-St S25E30P30T6	Al_{F-1}	301.8	273	9.5	0.42	68.9
	Al_{F-2}	297.8	264.5	9.1	0.41	70
	Aver.	299.8	268.8	9.3	0.42	69.4
Al-St S30E30P30T6	Al_{G-1}	310.6	273	8.6	0.42	63.1
	Al_{G-2}	312.8	275	10.2	0.42	71.3
	Aver.	311.7	274	9.4	0.42	67.2
Al-St S30E30G6T3	Al_{H-1}	359.5	318	10.3	0.53	66.3
	Al_{H-2}	358.1	315	9.3	0.5	76.6
	Al_{H-3}	351.5	309.8	12	0.52	70.1
	Aver.	356.4	314.3	10.5	0.52	71
Design reference	CSA-S157	260	240	-	-	70
	AASHTO2010	290	240	10	-	70
	EC9	290	240	-	-	70

4.5.2 Results of bolted connections

The average experimental failure loads, P_{exp}, standard deviation, *Std.*, and failure modes, *FM*, for each configuration are presented in Table 4.3. It can be observed that the average maximum experimental loads for each configuration of single-lap one-bolt joint are approximately 40 kN, 53 kN and 69 kN for S15E15T6, S15E20T6 and S25E25T6 respectively. These load values correspond to 63%, 84% and 109% of the nominal capacity of the 12.7 mm A325 bolt in shear which is 63 kN. By increasing the plate thickness to 9.525 mm (3/8 in) with e=1.5d and s=1.5d, the average recorded load for S15E15T9 equal 57 kN which is 91% of the nominal capacity of the bolt. For two-bolt joints in a column, the average experimental failure loads are 95 kN and 120 kN for S25E30P30T6 and S30E30P30T6 respectively. These loads values correspond to 75% and 95% of the nominal capacity of the two bolts. When the two bolts are arranged in one-row, the average failure load is approximately 87 kN for S30E30G60T3 which represent 69% of the nominal capacity of the two bolts.

Table 4.3: Experimental test results compared to predicted results .

	Experimental				EC9 (1999)			AASHTO (2010)			CSA-S157 (2007)		
Test names	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	P_{exp} (kN)	*Std. dev.*	P_f (kN)	*FM*	P_N (kN)	1/5	*FM*	P_N (kN)	1/8	FM	P_N (kN)	1/11	FM
S15E15T3	22.4	1.09	18.8	S	14.2	1.58	B	14	1.6	B	18.7	1.2	S
S15E15T6	39.6	0.66	33.8	S	27.7	1.43	B	28	1.41	B	36.6	1.08	S
S15E15T9	57.1	1.04	47.5	S	43.1	1.32	B	44.1	1.29	B	56.7	1.01	S
S15E20T6	52.6	0.56	44.8	N	36.9	1.43	B	37.4	1.41	B	46.3	1.14	N
S25E25T6	69.4	0.68	54.4	B	50.4	1.38	B	40.6	1.71	B	53.3	1.3	B
DS15E15T6	45.6	1.51	35.9	S	30.2	1.51	B	30.1	1.51	B	40	1.14	S
S25E30P30T6	95	0.83	79.3	N	79.5	1.19	B	72	1.32	B	96.7	0.98	N
S30E30P30T6	120.2	0.63	104.1	N	82.7	1.45	B	73.4	1.64	B	100.3	1.2	B
S30E30G60T3	86.84	1.13	63.4	B	65.2	1.33	B	42.08	2.06	B	57.5	1.51	B

FM: Failure mode, N: net-section failure; B: bearing failure, S: shear tear-out failure

4.6 Analysis of experimental results

As all tested configurations did not have the same material tensile strength, the maximum experimental load (P_{exp}.) of each tested joint needs to be adjusted for comparison with other test results. For this purpose, the test results were factored by the ratio of the nominal tensile strength required by CSA-S157 (2007) design reference ($F_{uCSA-S157} = 260$

MPa) to the average tensile strength of the corresponding coupon, F_u coupon (Equation 4.1).

$$P_N = P_{exp} \times \frac{F_{uCSA}}{F_{ucoupon}}. \tag{4.1}$$

These factored loads were used to investigate the gain in joint strength between different joint configurations. In Figures 4.3 to 4.6, the Factored load was used instead of the experimental load because it allowed to better compare the force-displacement curves for the various configurations.

4.6.1 Effect of side-distance and end-distance on a one bolt (1X1) single-lap configuration

Figure 4.3(a) presents the typical failure mode of single-lap aluminum-to-steel one-bolt joints. In this figure, the aluminum plate is on the bottom side while the corresponding steel plate is on the top. The five specimens of each configuration experienced the same failure mode. For S15E15T6, shear tear-out failure of the aluminum plate was observed (Figure 4.3a). With the increase of the end-distance (S15E20T6), the aluminum plate experienced rupture of the net-section (Figure 4.3b). A further increase of the end-distance associated with an increase side-distance (S25E25T6) changed the failure mode of the joint to a bearing failure of plate around the bolt-hole in the loading direction (Figure 4.3c). This elongation, although similar to that of S15E15T6 configuration, was assumed to be bearing failure. This assumption was based on the fact that CSA-S157 (2007) recommends that for force directed towards an edge distance, the capacity is governed by shear failure in the connected material up to an end edge distance in excess of two diameters. With S25E25T6 configuration, a limited yielding of the bolt was also observed. Furthermore, the steel plate reaches its plastic state and an ovalization of the bolt-hole in the steel plate was observed. In Figure 4.3(d), factored typical force-displacement curves of the three configurations are compared. It is observed that the factored load (P_f) increased by 32% and 61% for S15E20T6 and S25E25T6 respectively as compared to S15E15T6. For design consideration, design references such as EC9 (1999) and AASHTO (2010) suggest to limit the bearing strength of a connection with $e \sup 2d$ to that of approximately $2d$. Experimental results shows that this restriction is acceptable for s lower than $2d$. Above this, such restriction underestimates the bearing strength of a one-bolt connection. An observation of the displacement at which failure occurred in S15E15T6 and S15E20T6 shows that increasing the joint end-distance only did not increase the joint displacement at failure. However, the displacement increased to approximately 10 mm when both the

end and side distances were increased to 2.5d. As S25E25T6 leads to bearing failure and to a higher joint strength, it was taken as a reference baseline for two-bolt connections.

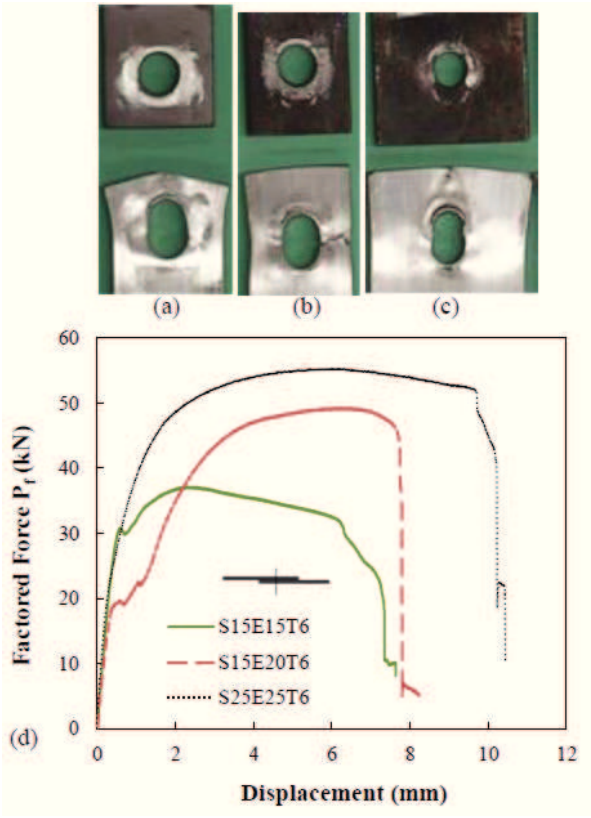


Figure 4.3 – Effect of s and e on one bolt single-lap joints : Damage on : (a) S15E15T6, (b) S15E20T6, (c) S25E25T6. (d) Factored Force-Displacement curves of one bolt single-lap joints

4.6.2 Effect of plate thickness in a one-bolt single-lap configuration

The effect of plate thickness was investigated by comparing one-bolt connections with same end and side distances but different plate thicknesses. Figures 4.4(a), 4.4(b) and 4.4(c) present the typical failure mode of specimens S15E15T3, S15E15T6 and S15E15T9 respectively. Results indicate that plate thickness has no effect on the joint failure mode. For this configuration, failure by shear is the observed mode for the three connections. Figure 4.4(d) presents the typical force-displacement curves of the three tested configurations. The average factored loads of S15E15T3, S15E15T6 and S15E15T9 are 18.8, 33.8 and 47.5 kN respectively. The relationship between the factor load and the plate thickness

appears to be not perfectly linear. This effect will be studied further in section 8.1. With S15E15T3, the displacement at failure is approximately 3 mm while with S15E15T6 and S15E15T9 the displacement at failure is around 7 mm. In Table 4.3, it can be noted that the factored load obtained with S15E15T9 is only 1.06 times higher than that obtained with S15E20T6 which is 1.5 times thinner but with $e = 2d$. This suggests that a careful selection of the geometric parameters can result in large gains in material weight and cost.

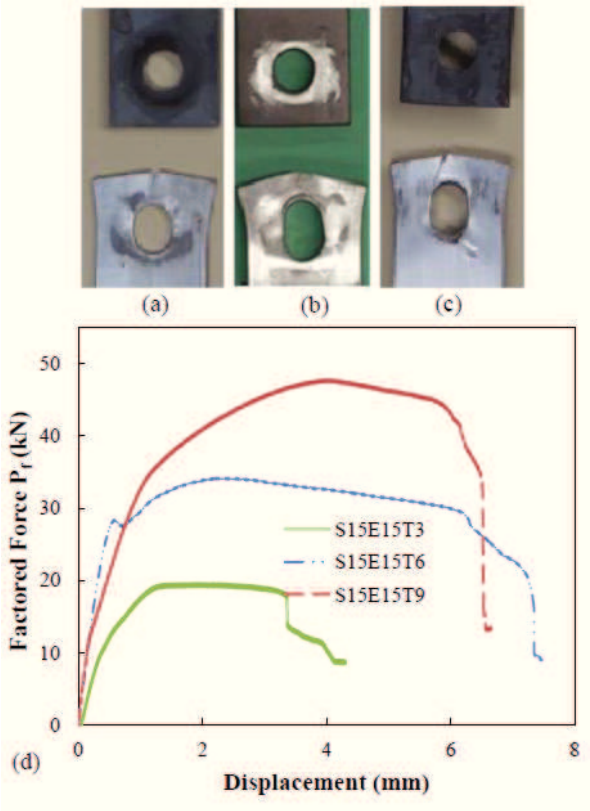


Figure 4.4 – Effect of plate thickness on one bolt single-lap joints : Damage on : (a) S15E15T3, (b) S15E15T6, (c) S15E15T9. (d) Factored Force-Displacement curves of S15E15T3 compared to S15E15T6 and S15E15T9.

4.6.3 Effect of joint eccentricity

Joint eccentricity is usually present in single-lap configuration resulting in out-of-plane deformation. Plate end-curling observed as a result of such deformation is more prononced in thinner plates with longer end-distance than shorter ones as illustrated in Figures 4.5(a) and 4.5(b). It can be prevented by using an even number of shear planes. The effect of

joint eccentricity in the joint axial strength was evaluated by comparing the single-lap S15E15T6 with the double-lap (steel-aluminum-steel) DS15E15T6. In Figures 4.5(c) and 4.5(d), failure mode of S15E15T6 is compared to DS15E15T6. As it can be observed, restraining the out-of-plane deformation did not change the failure mode of the joint. Shear tear-out damage is observed on the aluminum plate of both DS15E15T6 and S15E15T6. No significant deformation is observed on the steel plates and on the bolt. Figure 4.5(e) presents the force-displacement curves of DS15E15T6 and S15E15T6. A gain of 6% the factored load (P_f) is measured when the eccentricity is restrained. Failure of the DS15E15T6 compared to S15E15T6 occurs earlier in the loading history of the joint. The measured displacement is approximately 5 mm for DS15E15T6 compared to approximately 7 mm for S15E15T6. This is probably due to the two outer steel plates. As their rigidity is 3 times greater than that of aluminum and due to the restriction of out-of-plane deformation, the ability of the aluminum inner plate to freely deform was reduced. As the strength obtained with the double-lap configuration was only few percent higher than that of single-lap, it was not found necessary to pursue the tests with the double-lap configuration. Therefore, the analysis of the two bolts joint was performed only in single-lap configuration.

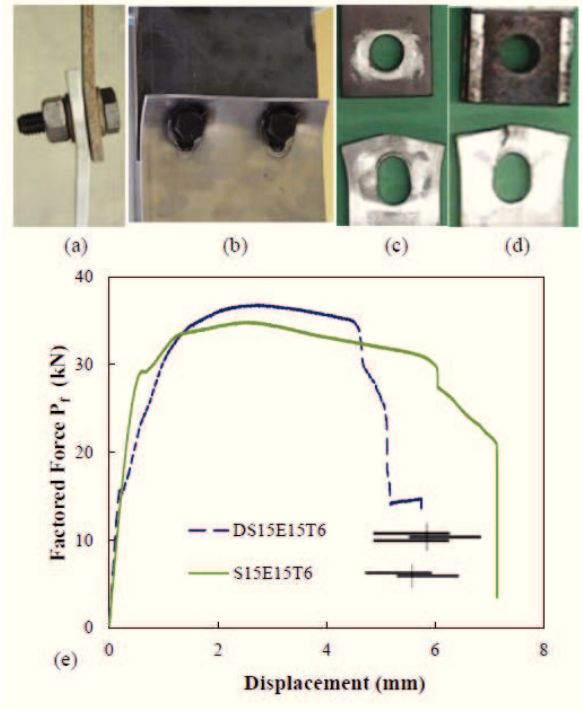


Figure 4.5 – Effect of joint eccentricity : Out-of-plane deformation of : (a) S15E15T6 and (b) S30E30G60T3. Fracture of : (c) S15E15T6, (d) DS15E15T6. (e) Factored force-displacement curves of DS15E15T6 compared to S15E15T6

4.6.4 Effect of geometric parameters in two-bolt single-lap configuration

Figures 4.6(a), 4.6(b) and 4.6(c) present the typical failure modes of S25E30P30T6, S30E30P30T6 and S30E30G60T3 respectively. For specimens S25E30P30T6 rupture of the net-section was observed at the aluminum first inner row (Figure 4.6a). The bolt of the inner row shows sign of shear deformation while the corresponding row on the steel plate shows a light bearing damage. Rupture of the net-section occurs also for S30E30P30T6 on the aluminum first inner row with signs of bearing damage on the two holes (Figure 4.6b). Signs of bearing damage were also present on the two holes of steel plate while the two bolts reached a plastic state. For S30E30G60T3, failure presented in Figure 4.6(c) occurs by bearing with hole elongation approximatively equal to 2 times the bolt diameter followed by curling of the aluminum plate. In Figure 4.6(c), out-of plane deformation of the aluminum plate is observed between the two bolts due to the gage distance, $g = 6d$, taken above the maximum recommended values of EC9 (1999) ($g = 3.5d$) and AASHTO (2010) ($g = 4.25d$) for a 3.175 mm thick plate. Bearing of the steel plate was also observed while ; the two bolts showed signs of damage.

Figure 4.6(d) presents the typical force-displacement curves of the three configurations. Maximum displacements of 8 mm and 12 mm are observed for S25E30P30T6 and S30E30P30T6 respectively. A gain of 31% of the factored load (P_f) is achieved when the side-distance is increased to $3d$. The factored joint capacity in one-bolt connection (S25E25T6) is equal to 54 kN. Doubling the number of bolts with the same side-distance (S25E30P30T6) only increased the joint strength by 46% because the capacity was limited by the rupture of the net-section and the end-distance has no effect on the joint strength. A further increase of the side-distance to $3d$ (S30E30P30T6) leads to 91% increase in the factored joint strength. As no fracture was observed between the two bolts in both configurations, the pitch-distance $p = 3d$ recommended by CSA-S157 (2007) is found sufficient to prevent the joint failure on the shear path. Therefore, for the two-bolt in a column with t=6.35 mm, a side-distance s greater than $3d$ (or w>$6d$) is required for the joint to achieve the nominal capacity of the two bolts A325 in shear. This value of s is expected to change with the plate thickness, the number of bolt in the joint, and the bolt size and properties. Figure 4.6(d) also shows the force-displacement curve for specimen S30E30G60T3. The results of this specimen will be used later to validate the FE model for the two-bolt in a row configuration.

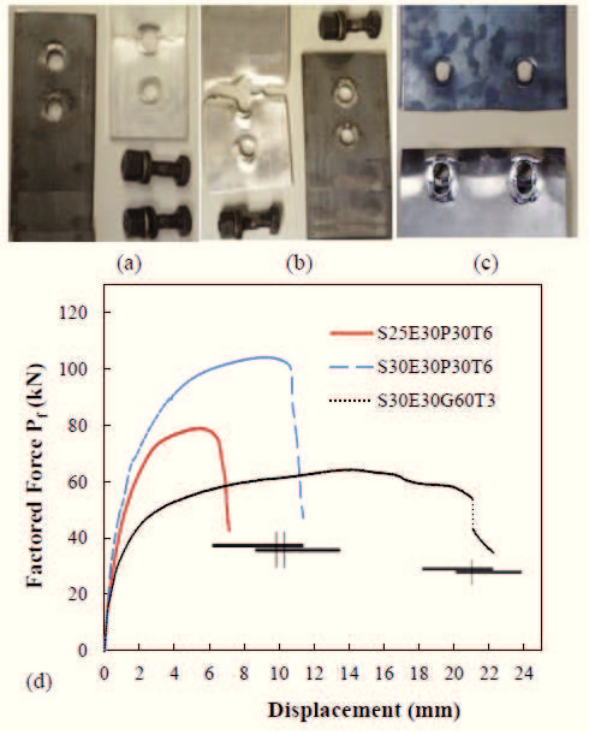


Figure 4.6 – Effect of geometrical parameters in two-bolt single-lap configuration : Damages on 2 bolts joints : (a) S25E30P30T6 ; (b) S303E0P30T6 ; (c) S30E30G60T3, (d) Factored force-displacement curves of S30E30P30T6, S25E30P30T6 and S30E30G60T3

4.7 Comparison between experimental and predicted results

The test results of one-bolt and two-bolt connections are compared with the nominal strength prediction obtained using equations recommended by EC9 (1999), AASHTO (2010) and CSA-S157 (2007). As only the nominal strength is considered, strength reduction factors are not used for the calculation of the strength predictions.

4.7.1 Design Equations

When failure is predicted to occur in the net-section, all three design references establish the corresponding net-section strength (P_t) presented in Equation 4.2. Nominal net-section strength

$$P_t = (w - n.d_h) .t.F_u \tag{4.2}$$

The three design references do not give a clear guideline of the shear tear-out strength (P_{sh}) prediction as it is the case of steel structures. As shear tear-out is a particular case of block shear failure also called tear-out in CSA-S157 (2007), it was assumed that block-shear strength equation in these design references can also be applied to shear tear-out strength. Therefore, the nominal shear-tear-out strength per bolt was evaluated using Equations 4.3 to 4.5.

CSA-S157 (2007) nominal Shear tear-out strength

$$P_{sh} = e.t.F_u \tag{4.3}$$

EC9 (1999) nominal Shear tear-out strength

$$P_{sh} = 0.58(2e - 0.5d).t.F_u \tag{4.4}$$

AASHTO (2010) nominal shear tear-out strength

$$P_{sh} = 1.16e.t.F_u \tag{4.5}$$

The nominal bearing strength (P_{br}) per bolt is evaluated using Equations 4.6 to 4.8 for CSA-S157 (2007), EC9 (1999) and AASHTO (2010) respectively. It can be seen in Equation 4.8 that the bearing strength of the material is required to evaluate the connection bearing strength. This strength was not evaluated for the coupons tested in this study. Therefore, the ratios of F_{br}/F_u and F_{by}/F_y calculated from values provided in AASHTO (2010) design reference Table 7.4.2.1 were used. From the values provided in this reference, the bearing strength of aluminum alloy 6061-T6 (F_{br}) equals $2.1F_u$ while the bearing yield strength (F_{by}) equals $1.66F_y$. These ratios were used in conjunction with the coupon tensile strength as presented in Equation 4.8. For $e < 2d$, AASHTO (2010) recommends to multiply P_{br} by the ratio of $e/2d$.

CSA-S157 (2007) nominal bearing strength

$$P_{br} = min \begin{cases} e.t.F_u \\ 2.d.t.F_u \end{cases} \tag{4.6}$$

EC9 (1999) nominal bearing strength

$$P_{br} = 2.5\alpha_b.d.t.F_u, with : \alpha_b = min \begin{cases} e/3d_h, \\ F_{ub}/F_u, \\ 1 \end{cases} \tag{4.7}$$

AASHTO (2010) nominal bearing strength

$$P_{br} \ = \ min \begin{cases} d.t.F_{by} = 1.66d.t.F_y, \\ d.t.F_{br}/1.2 = 1.75d.t.F_u \end{cases} \tag{4.8}$$

4.7.2 Analysis of the predicted results

Table 4.3 column 5 to 13 lists the predicted failure modes and failure loads of the three design references. The material tensile strengths obtained from the tested coupons were used for this calculation. Therefore, the predicted load P_N should be compared to the predicted experimental load P_{exp}. The experimental to predicted ratios are also reported in Table 4.3.

For connections S15E20T6, S25E30P30T6 and S30E30P30T6, experimental study reveals a failure mode by net-section. However, with EC9 (1999) and AASHTO (2010) bearing strength was found to govern the design prediction of these three configurations. Failure prediction by CSA-S157 (2007) was consistent with the experimental failure for S15E20T6 and S25E30P30T6. However bearing strength governs the design prediction for S30E30P30T6. With CSA-S157 (2007), the net-section capacity was also well predicted with a maximum difference of 14% compared to experimental failure load. The strength of these connections was underestimated by 16% to 39% compared to experimental results when bearing failure was the predicted mode.

For connections S15E15T3, S15E15T6, S15E15T9 and DS15E20T6, it was assumed in the experimental analysis that the observed failure mode is shear tear-out (instead of bearing) because of $e < 2d$ as suggested in CSA-S157 (2007). However, with EC9 (1999) and AASHTO (2010) design predictions, bearing strength was found to govern the design prediction. Failure prediction by CSA-S157 (2007) was consistent with the experimental failure as the shear strength equation (Equation 4.3) is equal to the lower bound of bearing strength (Equation 4.6). With EC9 (1999) and AASHTO (2010), the predicted strength was found to be very conservative with a maximum difference of 60% compared to experi-

mental results. As for CSA-S157 (2007), a better prediction of the strength was obtained with a maximum difference of 20% compared to experimental results.

For connections S25E25T6 and S30E30G60T3, all three design references predicted a bearing failure which is consistent with the experimental failure mode. However, the bearing strength prediction of these three references underestimated the connection strength by 23% to 52% as compared to experimental results. This is due to the fact that design references limit the bearing strength to approximately twice the ultimate tensile strength. For $e > 2d$, such limitation underestimates the connection strength.

More data are required to better comprehend the relationship between different geometric parameters and the joint strength and to develop design equations capable of providing an accurate prediction of the joint strengths. Finite element analysis is a good tool to extend such data.

4.8 Finite element analysis

4.8.1 Overview of the finite element model

A finite element (FE) analysis was performed to investigate the strength of aluminum bolted joints with the commercial software ADINA 8.7.3. The analysis started with a validation study. The experimental results were used to validate the FE results. This analysis was followed by a parametric study where a 3D FE analysis was used to study the effect of plate thickness and verify the assumption made in section Effect of plate thickness. For this verification, t=3.175 mm, 6.35 mm, 9.525 mm, 12.7 mm, 15.875 mm, 19.05 mm, 25.4 mm with the constant values of $e = 1.5d$ and $s = 1.5d$ were considered. Then, the effects of increasing the end-distance ($e = 1.5d, 2d, 3d, 4d, 5d$) and the side-distance ($s = 1.5d, 2d, 2.5d, 3d, 4d, 5d$) in one-bolt connection were analyzed using 2D FE analysis. Finally, the optimum geometric parameters for two-bolt connections either aligned parallel or transversal to the loading direction were investigated. The end-distance and the side-distance were varied from $1.5d$ to $5d$ as in one-bolt configuration while increasing the pitch-distance ($p = 2d, 3d, 4d, 5d$) for two-bolt parallel or the gage-distance ($g = 2d, 3d, 4d, 5d$) for two-bolt transversal to the loading direction were considered. In line with the experimental investigation, maximum geometric parameters beyond which there is no increase in the joint strength were evaluated. Results obtained from this analysis were also used to evaluate the optimum parameters of one and two bolts connection for different plate thicknesses, bolt sizes and bolt grades. A linear relationship between the

joint strength and both the plate thickness and bolt size was assumed. These optimums were chosen based on the values at which the nominal shear strength of a high strength bolt A307, A325 and A490 is reached. The recommendation of AASHTO (2010) to limit the net-area (A_{nt}) of the connecting element to the maximum value of 85% the gross-area (A_{gt}) of the plate was also taken in consideration. Although such requirement is not specified for aluminum structures, it was considered for choosing the side and gage distances to make sure an economic design is identified.

4.8.2 Analysis assumptions

In the experimental study of the aluminium-to-steel connection, failure of the joint was due to the aluminum fracture. Therefore, to reduce the computation time, only the aluminum plate and bolt were modeled in the finite element (FE) analysis. To ensure that the model reliability will not be affected with such simplification, a 3D model, which includes the aluminum plate, the steel plate and the bolt (FE-3DAS) was also computed. The results obtained with the 2D (FE-2DA) and 3D (FE-3DA) simplified models were compared to FE-3DAS and experimental results. As bolts were tightened to a snug-fit condition (bearing type connection), the bolt preload was neglected. The bolt preload was also not considered in the FE analysis by Kim *et al.* (2012a) for the same preload condition. Figures 4.7(a) and 4.7(b) present the typical FE-3DAS and FE-3DA models used for this analysis. For model

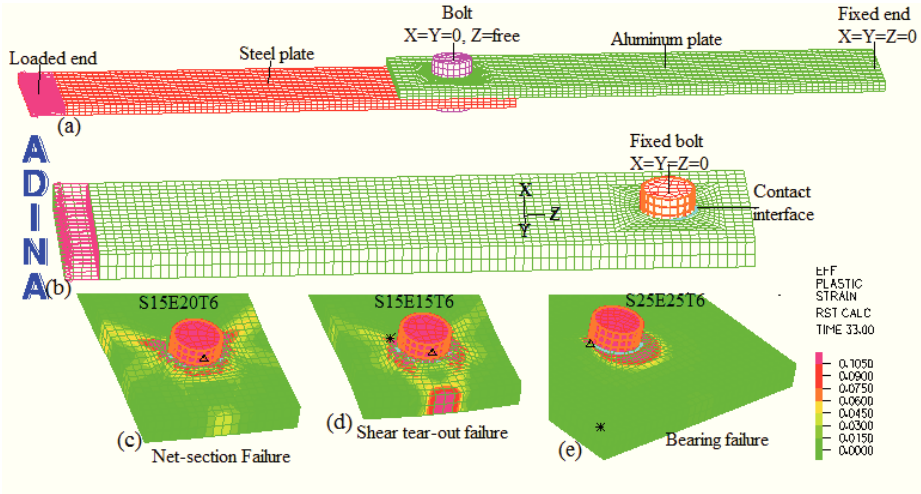


Figure 4.7 – FE models : (a) Typical FE-3DAS model, (b) Typical FE-3DA model. Post-processing response : (c) Net-section failure, (d) Shear tear-out failure, (e) Bearing failure

validation, all configurations tested in the experimental program were analysed. Material

properties of these configurations are shown in Table 4.2. In the static environment of ADINA, the aluminum and steel plates were modeled as a material with bilinear elasto-plastic behavior. The 3D solid element with 8 nodes per element and 3 degrees of freedom was considered. The analysis assumptions were large displacement and strain. Full Newton method was used for the iteration. The bolt was modeled as a cylinder of 12.7 mm diameter. Contacts between the bolt and the plates were modeled by contact elements available in the FE software. The contact interface were generated as a pair of surface elements. On this interface, a bolt was defined as a target surface and the bolt-hole as a contactor surface. This assumption was based on the fact that the strength of the steel bolt is greater than that of aluminum and steel plates. No friction was considered on this interface. For the 3D model containing the steel and aluminum plates (FE-3DAS), fixed boundary condition was applied on the aluminum far end plate edge (X=Y=Z=0) and a uniform pressure was applied in the longitudinal z axis of the far end plate edge of the steel plate (Figure 4.7(a)). For the 3D simplified model containing only the aluminum plate (FE-3DA), fixed boundary condition was applied on the bolt (X=Y=Z=0) and a uniform pressure was applied in the longitudinal z axis of the far end plate edge of the aluminum plate (Figure 4.7b). The external load was incrementally applied on the structure. Once the deformation of the material at F_u (ϵ_{fu}) was reached, the structure diverged. The load to which the structure diverged was taken as the maximum capacity that the joint can support.

For the parametric study, $F_{0.2}$=279 MPa, F_u=310 MPa, $\epsilon_{0.2}$=0.4% and ϵ_{fu} =10% were considered. A 3D FE analysis was first used to investigate the effect of plate thickness. Then, to further reduce the computational process, a 2D FE analysis was considered to evaluate the effects of e, s, p and g. In addition to the FE modeling assumptions described above, six degrees of freedom and 9 nodes per element were used for 2D FE model (FE-2DA). The bolt was modeled as a half cylinder and the contact feature available in the software was used. The parameters : e, s, p and g were consecutively changed while d=12.7 mm and the input plate thickness (t=6.35 mm) were kept constant.

4.8.3 Model validation

Figure 4.7(c) to 4.7(e) present the post-processing strain distribution of the FE model. Based on the plastic strain distribution along a given failure path of the model, the joint failure mode was defined. For example, for net-section failure, plastic strains are developed across the centerline of the bolt-hole in the net-section path (Figure 4.77c). For shear tear-out failure presented in Figure 4.7(d) plastic strains are developed between the side of the bolt-hole up to the free end edge of the plate while in bearing failure presented in Figure

4.7(e), plastic strains are limited ahead of the bolt hole in the bearing path and barely reach the free end edge of the plate.

In Figure 4.8, the typical force displacement curves obtained in the FE analysis are compared to that of experimental results. In general, no significant difference in the failure loads are observed between the three different models. In Figures 4.8(a) and 4.8(b) it can be observed that the elastic portion of the force-displacement history of FE-3DAS is stiffer than that of FE-3DA and FE-2DA. On the other hand, it can be observed that the curves of FE-3DA and FE-2DA in Figures 4.8(a) to 4.8(d) are quite consistent with that of experimental results up to the peak load at which the FE models stop. Therefore, the simplified 2D (FE-2DA) and 3D (FE-3DA) models will be used for the rest of the study. In Table 4.4, the ultimate loads and failure modes obtained from simplified 2D and 3D

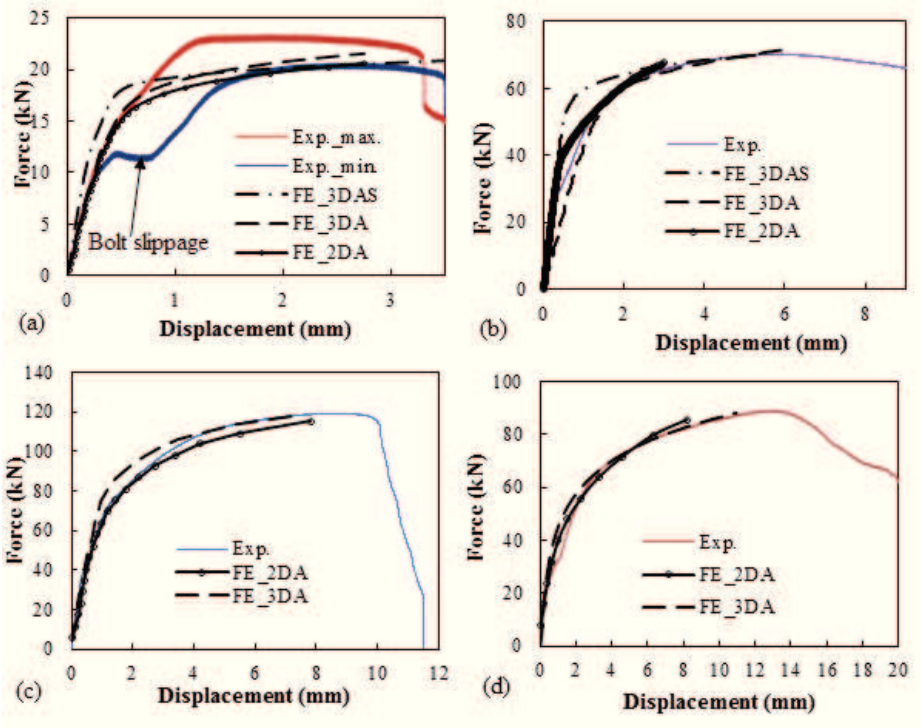


Figure 4.8 – Typical force-displacement curves of the experimental compared to finite element models : (a) S15E15T3, (b) S25E25T6, (c) S30E30P30T6, (d) S30E30G60T3

FE analyses of one and two bolts connections are compared to the average failure loads obtained in the experimental analysis. As it can be observed, both 2D and 3D results are in good agreement with experimental results, FE failure loads are mostly conservative. The ratios of experimental to predicted results are within 11% difference for 3D and 2D models. The observed FE failure modes were also consistent with the experimental failure

mode. Therefore, the 3D and 2D models are enough reliable to be used for the parametric analysis.

Table 4.4: Experimental test results compared to predicted results .

	P_{exp} (kN)	Exp. FM	3D P_{FE} (kN)	FE FM	P_{exp}/P_{3DFE}	2D P_{FE} (kN)	P_{exp}/P_{2DFE}
S15E15T3	22.4	S	21.6	S	1.04	20.6	1.09
S15E15T6	39.6	S	39.7	S	0.99	38	1.04
S15E15T9	57.1	S	56.4	S	1.01	58.7	0.97
S15E20T6	52.6	N	52.9	N	0.99	47.3	1.11
S25E25T6	69.4	B	71.5	B	0.97	69.8	0.99
DS15E15T6	45.6	S	42.3	S	1.08	41.4	1.1
S25E30P30T6	95	N	98.3	N	0.97	102.8	0.92
S30E30P30T6	120.2	N	117.6	N	1.02	115.1	1.04
S30E30G60T3	86.84	B	88.3	B	0.98	85.6	1.01
				Average	1.01		1.03
				Standard deviation	0.04		0.06

4.9 Parametric simulation and analysis of the results

Following the satisfactory agreement between 2D, 3D FE models and experimental results, a parametric study was carried out. The results obtained from the parametric simulation are presented in Figure 4.10, Tables 4.5 and 4.6.

Table 4.5: FE results for one-bolt connection (t=6.35 mm and d=12.7 mm).

One-bolt (1X1) failure load (kN)/failure mode					
	e/d				
s/d	1.5	2	3	4	5
1.5	41.4/S	47.3/N	49.6/N	49.5/N	49.6/N
2	45.7/S	56.2/S	66.3/N	66.5/N	66.8/N
3	43.9/S	58.5/S	79.1/B	89.3/B	90.4/B
4	39.3/S	59.0/S	79.7/B	93.1/B	95.7/B
5	40.4/S	62.2/S	79.8/B	93.0/B	93.8/B

4.9.1 Effect of plate thickness in one-bolt connection

The effect of plate thickness on the joint strength were analysed by keeping the material properties ($F_{0.2}$=279 MPa, F_u=310 MPa, $\epsilon_{0.2}$=0.4% and ϵ_{fu} =10%) and $e = s = 1.5d$

Table 4.6: FE results for two-bolt connection (t=6.35 mm and d=12.7 mm) .

Two-bolt(1X2) failure load (kN)/failure mode						Two-bolt(2X1) failure load (kN)/failure mode					
		p/d						g/d			
s/d	e/d	2	3	4	5	s/d	e/d	2	3	4	5
	1.5	48.4/N	48.4/N	48.4/N	48.4/N		1.5	69.0/S	103/S	101/S	96.7/S
	2	48.4/N	48.4/N	48.4/N	48.4/N		2	79.1/N	109N	130/K	133/K
1.5	3	48.4/N	48.4/N	48.4/N	48.4/N	1.5	3	83.9/N	111/N	136/K	152/K
	4	48.4/N	48.4/N	48.4/N	48.4/N		4	84.9/N	112/N	140/N	148/N
	5	48.4/N	48.4/N	48.4/N	48.4/N		5	85.7/N	111/N	140/N	160/N
	1.5	71.5/N	73.0/N	73.0/N	73.0/N		1.5	76.5/S	114/S	109/S	105/S
	2	72.4/N	73.5/N	72.7/N	72.1/N		2	75.9/K	108/K	123/B	122/B
2	3	72.9/N	73.8/N	74.0/N	72.4/N	2	3	91.7/K	125/K	145/B	155/B
	4	73.2/N	73.7/N	72.9/N	72.8/N		4	91.2/K	126/K	148/B	168/B
	5	73.0/N	73.5/N	72.7/N	72.2/N		5	92.0/K	128/K	147/B	168/B
	1.5	88/N	106/N	111/N	111/N		1.5	81.0/S	99.3/S	111/S	120/S
	2	102/N	106/N	112/N	112/N		2	89.7/K	118/K	134/B	153/B
3	3	106/N	115/N	115/N	116/N	3	3	110/K	139/K	159/B	173/B
	4	106/N	116/N	116/N	115/N		4	125/K	156/K	168/B	185/B
	5	109/N	115/N	117/N	115/N		5	135/K	170/K	175/B	184/B
	1.5	93.2/B	111/B	117/B	135/B		1.5	85.6/S	112/S	113/S	115/S
	2	113/B	125/B	138/B	142/B		2	87.2/K	128/K	139/B	133/B
4	3	129/B	137/B	137/B	142/B	4	3	113/K	146/K	160/B	174/B
	4	136/B	137/B	140/B	141/B		4	118/K	154/K	185/B	177/B
	5	137/B	137/B	141/B	143/B		5	123/K	166/K	189/B	172/B
	1.5	90.7/B	105/B	117/B	115/B		1.5	85/S	115/S	114/S	117/S
	2	112/B	133/B	143/B	164/B		2	81.7/K	115/K	130/B	127/B
5	3	132/B	151/B	156/B	162/B	5	3	119/K	146/K	162/B	174/B
	4	154/B	158/B	165/B	180/B		4	128/K	158/K	177/B	176/B
	5	151/B	167/B	165/B	162/B		5	133/K	164/K	180/B	185/B

Failure modes: N: net-section; B: bearing; S: shear; K: block shear

constant with varying values of t (t=3.175 mm, 6.35 mm, 9.525 mm, 12.7 mm, 15.875 mm, 19.05 mm, 25.4 mm). Results obtained from this simulation are presented in Figures 4.9. Figure 4.9(a) shows the plastic strain distributions of S15E15T25, S15E15T12 and S15E15T3. Failure occurs by shear tear-out regardless of the size of the plate thickness. In Figure 4.9(b), it can be observed that the relationship between the plate thickness and the joint strength is to a certain extent linear in the model. The experimental results obtained for S15E15T3, S15E15T6 and S15E15T9 are also presented in this figure. It was observed experimentally that the relationship between the plate thickness and the average joint strength was not perfectly linear. However, by tracing all the data obtained experimentally for these configurations in Figure 4.9(b), the linear relationship between the plate thickness and the joint strength is an acceptable simplification. The possible non-linearity of this relationship would need to be studied with additional experimental tests.

In particular, for plates with large thicknesses, which are realistic in the context of bridge construction, no experimental data was found in the literature and therefore the numerical results proposed in this study would need to be further studied with experimental tests to confirm the trends observed.

For the evaluation of the optimum parameter, the linear relationship between the bolt diameter and the plate thickness was assumed as demonstrated by the experimental study of Wang *et al.* (2011) and section 4.9.1. Results obtained from the FE analysis and presented in Tables 4.5 and 4.6 were used to extrapolate the strength of connections with different plate thicknesses and bolt diameters. Tables 4.7 to 4.9 present the proposed optimum for values of 6.35 mm$\leq t \leq$25.4 mm and 12.7 mm$\leq d \leq$25.4 mm. In these tables, cells with no value are those from which the plate thickness could not sustain the capacity of the bolts or which required a side-distance larger than the maximum recommended values of both EC9 (1999) and AASHTO (2010) and from which the ratio of $A_{nt}/A_{gt} > 0.85$. The following paragraphs described some of the important results obtained in the parametric simulation and the criteria behind the choice of optimum parameters.

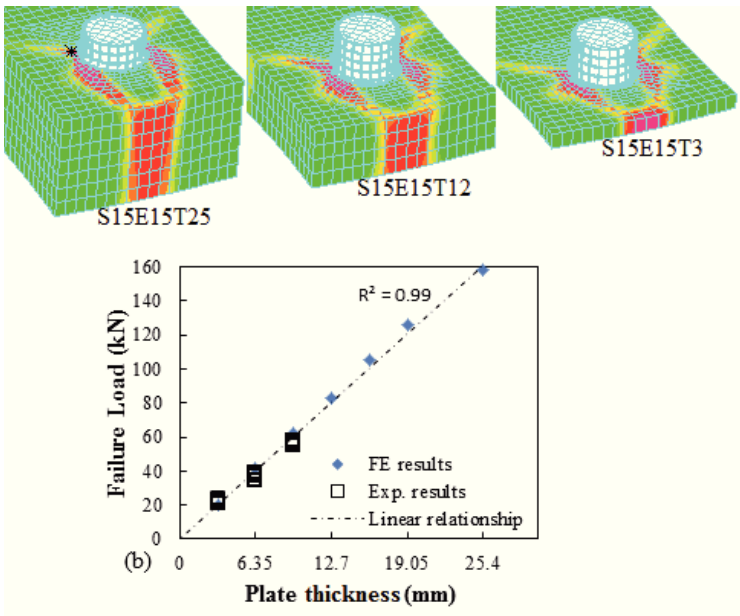


Figure 4.9 – Effect of plate thickness on the joint strength : (a) failure modes, (b) Relationship Failure Load-Plate thickness

4.9.2 Optimum end-distance (e) and side-distance (s) in one-bolt connection

Figure 4.10(a) presents the effects of the end-distance (on the positive x-axis) and the side-distance (on the negative x-axis) on the failure load for one-bolt joint as obtained by the FE analysis for t=6.35 mm and d=12.7 mm. The predicted strengths of the one-bolt joint using the maximum and minimum e and s recommended by EC9 (1999) were also evaluated and are presented in this figure. These minimum are equal to $1.2d$ for s and e while the maximum is $4t$+40 mm for both s and e which corresponds to $5.15d$ for t=6.35 mm and d=12.7 mm. FE results show an increase of the joint capacity with the increase of s and e up to a limit value of $3d$ and $4d$ respectively. Table 4.5 shows the FE results of one-bolt connection. It can be observed that the strength of the connection is governed by net-section failure at $s < e$, shear tear-out failure for $e \leq s \leq 2d$ and bearing failure for e and $s > 2d$. Comparisons between the strength obtained from FE analysis at the limits of $3d$ and $4d$ for s and e respectively reveals that the measured gain is 33% and 75% higher than the predicted strength at maximum and minimum values recommended by EC9 (1999). These values are consistent with the maximum values recommended by EC9 (1999), which are $5.15d$ ($4t$+40 mm) for both s and e. For design consideration, design references such as CSA-S157 (2007) suggest to limit the bearing strength of a connection with $e > 2d$ to that of $2d$. Figure 4.10(a) shows that this restriction is acceptable for s lower than $2d$. Above this, such restriction underestimates the bearing strength of a one-bolt connection. From Table 4.5, the values of s=$2d$ and e=$3d$ were found sufficient to improve the connection strength to that of one bolt A325 nominal shear strength with d=12.7 mm and t=6.35 mm. With the value of s=$2d$, the ratio of $A_{nt}/A_{gt} = 0.75$ which is lower than the limit ratio of 0.85 is obtained. The optimum parameters of one-bolt with varying bolt sizes, plate thickness and bolt grade are presented in Table 4.7. It can be observed that optimum values are related to the bolt diameters, bolt grade and plate thickness. For bigger bolt size (d=25.4 mm) or A490 bolt grade, these optimums can reach the limit of $3d$ and $4d$ for s and e respectively with $A_{nt}/A_{gt} < 0.85$.

4.9.3 Evaluation of the optimum geometric parameters for two-bolt joint in a column

Figure 4.10(b) presents the effects of geometric parameters for the joint with two bolts parallel to the loading direction, as obtained from the FE analysis for t=6.35 mm and d=12.7 mm. The predicted strengths of the two-bolt joint using the maximum and minimum e,

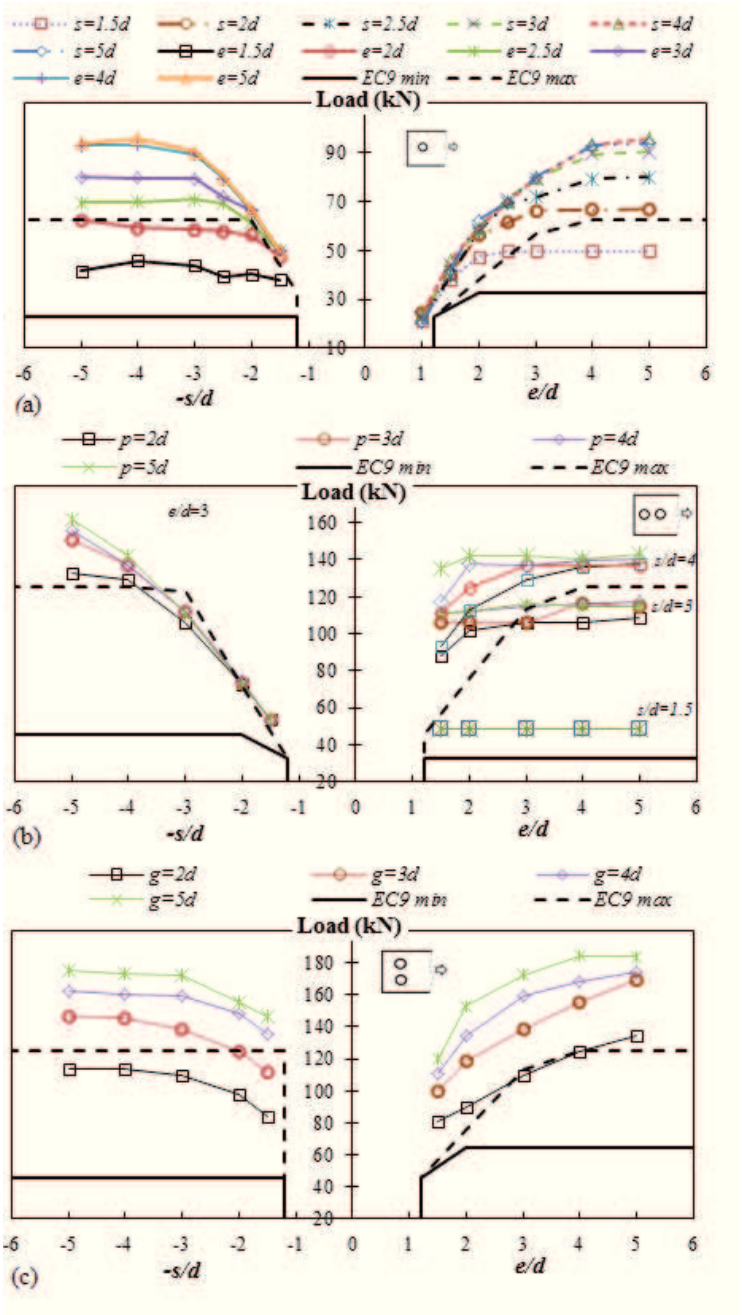


Figure 4.10 – Effect of :(a) end-distance and side-distance on one bolt, (b) end-distance and side-distance on 2-bolt in a column, (c) end-distance and side-distance on 2-bolt in a row

s and g recommended by EC9 (1999) are also presented. The maximum and minimum e and s are the same as in one-bolt joint while the limit values of p are : $2.4d \leq p \leq 7d$ ($14t$). On the positive x-axis of Figure 4.10(b), the effect of e with s=$1.5d$, $3d$ and $4d$ and varying pitch (p=$2d$ to $5d$) is depicted. Except for $s \geq 4d$, it can be observed that at

Table 4.7: Optimum parameters for one-bolt connection .

Bolt	t	d=12.7 mm		d=15.9 mm		d=19.05 mm		d=25.4 mm	
grade	(mm)	e/d	s/d	e/d	s/d	e/d	s/d	e/d	s/d
	6.35	1.5	1.5	2	1.5	2	1.5	2.5	2.5
A307	9.53	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	2	1.5
	12.7	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	25.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	6.35	3	2	3.5	2.5	-	-	-	-
	9.53	2	1.5	2	2	2.5	2.5	4	3
A325	12.7	1.5	1.5	2	1.5	2	1.5	2.5	2.5
	15.88	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	2	2
	19.05	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	2	1.5
	25.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	6.35	3	3	-	-	-	-	-	-
	9.53	2	2	3	2	3.5	2.5	-	-
	12.7	1.5	2	2	2	2.5	2	3.5	2.5
A490	15.88	1.5	1.5	2	1.5	2	1.5	3	2
	19.05	1.5	1.5	1.5	1.5	2	1.5	2	2
	22.22	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	2	1.5
	25.4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	2	1.5

$e \geq 2d$, e has a negligible effect on the joint strength. This value of $2d$ is consistent with the minimum limit of e recommended by AASHTO (2010). For a constant value of s, the observed increase in strength is related to the increase of the pitch-distance up to p=3d. Above this value, the plateau indicates that with the increase of e and p, the joint strength continues to increase with s. This last effect is represented on the negative x-axis for a constant value of e=3d. It is shown that the increase of the joint strength is consistent with the increase of the side-distance. From s=1.5d to 3d, p has no effect on the joint strength. This is because the net-section strength governs this value as shown in Table 4.6 for 1X2 configuration. Above s=3d, the effect of p becomes evident while s remains the main parameter affecting the joint strength. FE results presented in Table 4.6 for 1X2 configuration reveal that the failure mode occurs by bearing for $s > 3d$. The effect of (e) on the joint strength as calculated with EC9 (1999) shows that limiting the value of s to the minimum values (s=1.5d) will limit the strength of the two-bolt joint in a column to that of one-bolt joint with similar width. Similar interpretation can be obtained from FE results. For example in Table 4.5 for s=1.5d, e=2d, the load of one-bolt connection is equal to 47.8 kN. In Table 4.6, for two-bolt in a column, s=1.5d, p=3d, failure load is equal to 48.4 kN. Therefore, the choice of s should be consistent with the number of bolts in the column and the plate gross area (A_{gt}). For this configuration, s=3d was found sufficient to improve the joint strength to the nominal capacity of the two bolts in shear. This

value is lower than the maximum limit recommended by EC9 (1999), although 9% higher than that of AASHTO (2010). On the other hand, the ratio of $A_{nt}/A_{gt} = 0.82 < 0.85$ is obtained. With this choice of s, the values of p and e can therefore be limited to $3d$ and $2d$ respectively for t=6.35 mm and d=12.7 mm. The optimum parameters of two-bolt in a column with varying bolt sizes, plate thickness and bolt grade are presented in Table 4.8. The optimum value of s is found to vary with the plate thickness and the strength of the bolts and should be limited to $4d$ although at this value, $A_{nt}/A_{gt} = 0.86$.

Table 4.8: Optimum parameters for two-bolt in column .

Bolt	t	d=12.7 mm		d=15.9 mm		d=19.05 mm		d=25.4 mm	
grade	(mm)	p/d	s/d	p/d	s/d	p/d	s/d	p/d	s/d
	6.4	2	2	2	3	2	3	2	4
A307	9.5	2	1.5	2	1.5	2	2	2	3
	12.7	2	1.5	2	1.5	2	1.5	2	2
	25.4	2	1.5	2	1.5	2	1.5	2	1.5
	6.4	3	3	-	-	-	-	-	-
	9.5	2	3	2	3	2	4	-	-
A325	12.7	2	2	2	3	2	3	2	4
	15.9	2	1.5	2	2	2	3	2	3
	19.1	2	1.5	2	1.5	2	2	2	3
	25.4	2	1.5	2	1.5	2	1.5	2	2
	9.5	2	3	3	4	-	-	-	-
	12.7	2	3	2	3	2	4	-	-
A490	15.9	2	2	2	3	2	3	2	4
	19.1	2	1.5	2	2	2	3	2	3
	22.2	2	1.5	2	2	2	2	2	3
	25.4	2	1.5	2	1.5	2	2	2	3

4.9.4 Evaluation of the optimum geometric parameters for two-bolt joint in a row

Figure 4.10(c) presents the effects of joint parameters for two bolts in a row, as obtained from the FE analysis for t=6.35 mm and d=12.7 mm. The predicted strengths of the two-bolt joint using the limit values recommended by EC9 (1999) are also presented. These limit values of g are $2.4d \leq g \leq 7d$ $(14t)$. The effect of e presented on the positive x-axis is evaluated by considering a $3d$ side-distance with varying end-distance (e=$1.5d$ to $5d$) and gage-distance (g=$2d$ to $5d$). It can be observed that both g and e have an effect on the joint strength. The effect of e becomes negligible at $4d$ with $g > 3d$ while the joint strength continues to increase with the gage-distance. The effect of s with a constant e=$3d$, varying

side-distance (s=1.5d to 5d) and gage-distance (g=2d to 5d) is shown on the negative x-axis of Figure 4.10(c). It can be observed that the joint strength increases with s up to 3d while it continues to increase with g. At minimum recommended values of s and g, the predicted strength of the connection is governed by net-section failure. At maximum recommended values, bearing is the predicted failure mode. FE results presented in Table 4.6 for 2X1 configuration show that block-shear and bearing are the observed failure modes for $s \geq 2d$ while net-section failure is observed with narrow side-distance (s=1.5d) and shear tear-out failure for short end-distance (e=1.5d). With e=3d, limiting s and g to the minimum values recommended by EC9 (1999) (s=1.2d and g=2.4d) limits the predicted nominal strength to that of the one-bolt joint with similar width. However, with the same end-distance, increasing s to 3d and simultaneously considering g=3d improve the predicted nominal strength to that of the two bolts (A325). With these values, the ratio of A_{nt}/A_{gt} = 0.78 which is lower than the limit of 0.85 is obtained. From values reported in Table 4.6 and the above analysis, e=3d, s=3d and g=3d are proposed for d=12.7 mm and t=6.35 mm. The proposed values are between the limits recommended by EC9 (1999) although e and s are 9% above the maximum recommended by AASHTO (2010). The optimum parameters of two-bolt in a row with varying bolt size, plate thickness and bolt grade are presented in Table 4.9. It is shown that for s=3d, the proposed optimums can reach the limit of g=5d and e=3d. However, for this value of g, the A_{nt}/A_{gt} = 0.82.

Table 4.9: Optimum parameters for two-bolt in row (s=3d) .

Bolt	t	d=12.7 mm		d=15.9 mm		d=19.05 mm		d=25.4 mm	
grade	(mm)	g/d	e/d	g/d	e/d	g/d	e/d	g/d	e/d
	6.4	2	1.5	2	1.5	3	1.5	3	3
A307	9.5	2	1.5	2	1.5	2	1.5	2	2
	12.7	2	1.5	2	1.5	2	1.5	2	1.5
	25.4	2	1.5	2	1.5	2	1.5	2	1.5
	6.4	3	2.75	4	3	-	-	-	-
	9.5	3	1.5	3	2	3	3	5	3
A325	12.7	2	1.5	2	1.5	3	1.5	3	3
	15.9	2	1.5	2	1.5	2	1.5	3	2
	19.1	2	1.5	2	1.5	2	1.5	3	1.5
	6.4	4	3	-	-	-	-	-	-
	9.5	4	1.5	4	2	4	3	-	-
A490	12.7	2	1.5	3	3	3	2	4	3
	15.9	2	1.5	3	1.5	3	1.5	3	3
	19.1	2	1.5	2	1.5	2	1.5	3	2
	22.2	2	1.5	2	1.5	2	1.5	3	1.5

4.10 Conclusion

The aim of this study was to critically examine the recommendations of three design references namely EC9 (1999), AASHTO (2010) and CSA-S157 (2007), to evaluate the maximum geometric parameters beyond which no major increase of joint strength is observed and to propose optimum geometric parameters for one-bolt and two-bolt connections. The chosen optimum was based on the values at which the shear strength of the three grades of bolt (A307, A325, and A490) is reached and on the limit of $A_{nt} \leq 0.85A_{gt}$. It was found that the joint geometric parameters have a high impact on the load performance and failure mode. In summary :

- For one-bolt configuration, experimental analysis on aluminum-to-steel connections shows that to achieve bearing failure, e and s should not be less than $2.5d$. Above this, bearing damage was observed on the steel plate and on the bolt. It was shown from the finite element analysis that maximizing the geometric parameters can result in an increase of the joint strength of more than 75% compared to the minimum values recommended by the design references. Although maximum e and s was observed at $4d$ and $3d$ respectively, the optimum values were found to be related to the bolt diameter, bolt grade and plate thickness. The proposed optimum were within the limit of EC9 (1999) and/or AASHTO (2010) recommended values and the ratio of $A_{nt}/A_{gt} < 0.85$.
- For two-bolt connections in a column, it was observed from the experimental study that pure bearing failure is not likely to occur. The pitch p=$3d$ was found sufficient to sustain the joint and prevent the failure between the holes. Finite element analysis indicates that the side-distance is the main parameter that controls the strength of the connection. Limiting the side-distance to the minimum recommended value s=$1.5d$ was found to limit the strength of two bolts in a column to that of the one bolt connection. The effect of p was evident after $3d$ while $e > 2d$ was found to have limited effect on the joint strength. For this configuration, the proposed optimum parameters should be taken at e=$2d$, p=$3d$ while s varies with the plate thickness and the nominal shear strength of the bolts and should be limited to $4d$ although at this value, $A_{nt}/A_{gt} = 0.86$.
- For the configuration with two bolts in a row, the strength of the connection was found to increase with s and e up to the limit value of $3d$ and $4d$ respectively. The increase of the joint strength was consistent with the increase of g. With the proposed optimum, the strength of connection reached the nominal shear strength of the bolts and the ratio of A_{nt}/A_{gt} was less than 0.85.
- Compared to double-lap connection, the effect of the out-of-plane deformation observed experimentally in the single-lap configuration with s=$1.5d$ and e=$1.5d$ did not change

the failure mode of the aluminum specimen. However, restraining the joint eccentricity with a double-lap configuration was found to slightly improve the joint strength. Out-of-plane deformation was more pronounced in connection with long end-distance and thinner plate.

– Predicted failure modes were not always consistent with experimental failure mode. In most cases, bearing was found to govern the strength of the connections. The calculated bearing strengths were found to underestimate significantly the connection strength. Compared to EC9 (1999) and AASHTO (2010), CSA-S157 (2007) was found to provide a better prediction of the failure mode and failure load of the connections.

Chapitre 5
Résistance des assemblages boulonnés en aluminium

5.1 Avant propos

Auteur et affiliation :

– Thérèse A.D. Tajeuna : étudiante au doctorat, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.
– Frédéric Légeron : professeur titulaire, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.
– Pierre Labossière : professeur titulaire, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

Titre anglais : Design prediction of aluminum bolted connections

Titre français : Résistance des assemblages boulonnés en aluminium

État de l'acceptation : Publié en mai 2014

Revue : Congrès annuel de la Société Canadienne de Génie Civil 2014

Référence : Tajeuna *et al.* (2014)

Contribution au document : En réponse au deuxième objectif de cette thèse, cet article est axé sur l'analyse critique des équations de dimensionnement des assemblages boulonnés en aluminium recommandés par des références de conception. Contrairement à l'article 1 présenté au chapitre 4, cette analyse critique ne se limite pas seulement aux résultats expérimentaux testés dans cette recherche, elle est en plus basée sur des résultats expérimentaux publiés par d'autres chercheurs et des résultats obtenus par le modèle d'éléments finis développé pour ce projet. De cette étude, il apparaît que l'équation de prédiction de la rupture à la section-nette proposée par CSA-S157 (2007), ADM (2010) et EC9 (1999) fournit des résultats satisfaisants. Cependant, les équations de prédiction de la rupture par ovalisation excessive et par traction et cisaillement combinés pourraient être améliorées. Sur la base des résultats expérimentaux publiés et d'éléments finis disponibles, les équations 5.14 et 5.16 sont proposées. Ces propositions sont une réponse au troisième objectif de cette thèse sur les assemblages aluminium-acier.

Note : À la suite de l'amélioration du modèle d'éléments finis, les résultats présentés au tableau 5.2 diffèrent quelque peu de ceux qui ont été publiés. Cependant cette différence n'affecte pas l'analyse critique et les équations de prédiction qui ont été proposées.

Résumé :

Ces dernières années, l'utilisation de l'aluminium dans les applications du génie civil a augmenté. Ceci est dû à leur légèreté, à leur résistance élevée et à la résistance à la corrosion. Cependant la capacité d'une structure peut être limitée par la capacité de la connexion. Trois codes de conceptions à savoir : the Strength design in aluminum/Commentary on CSA S157-05 (CSA-S157, 2007) au Canada, Aluminum Design Manual (ADM, 2010) aux USA et Eurocode 9 (EC9, 1999) en Europe donnent quelques recommandations sur le processus de dimensionnement des assemblages en aluminium. Cependant, ces recommandations de conception sont similaires à celles pour l'acier, car les deux matériaux ont le même comportement structural. Dans cet article, les résistances nominales aux états limites ultimes qui incluent les résistances en section nette, en cisaillement, en traction et cisaillement combinées et en pression diamétrale recommandée pas ces références de conceptions sont analysées. Les équations de résistances nominales sont proposées. Les formulations proposées sont en bon accord avec les résultats expérimentaux et d'éléments finis.

Abstract :

In the past years, the use of aluminum material has increased in civil engineering application. This is due to their light weight, high strength and corrosion resistance. However, the capacity of a member may be limited by its capacity at connection. Three design references, namely the Strength design in aluminum/Commentary on CSA S157-05 (CSA-S157, 2007) in Canada, the Aluminum Design Manual (ADM, 2010) in USA and Eurocode 9 (EC9, 1999) in Europe provide some basic insights into the design procedure of aluminum connection. However, these design provisions are found to mimic that of steel as both materials share similar structural behaviors. In this research paper, the nominal strength predictions for failure modes which include net-section, shear, bearing, and block shear, as provided by these references are reviewed. Design predictions are compared with experimental and finite element test results. Finally, based on empirical and finite element analysis, nominal strength design equations are proposed. The proposed formulations are in good agreement with experimental and finite element results.

5.2 Introduction

This paper is a continuation of an ongoing study on aluminum bolted connections. In another paper (Tajeuna *et al.*, 2011), experimental analysis on one-bolt and two-bolt connections were presented. In this paper, an investigation of the nominal strength prediction of bolted joints by three design references is presented. The aim is to evaluate their validity and limitation since they are known to mimic design recommendation in structural steel work.

In Canada, the current design method recommended for aluminum structures is found in Strength design in aluminum/Commentary on CSA S157-05 (CSA-S157, 2007). In USA, Allowable stress design (ASD) and Load and Resistance Factor Design (LRFD) for building and similar type of structures have been published by the Aluminum Association in Aluminum Design Manual (ADM, 2010). In Europe, recommendations for aluminum design are found in Eurocode 9 Clause 8 (EC9, 1999). These manuals provide some basic insights into the design procedure and structural requirements when designing with aluminum member.

Among the possible joining techniques such as, bolting, bonding, welding or hybrid connection (association of two or more joining techniques), bolting appears to be the most practical choice as it can be easily assembled and disassembled. However the presence of hole introduces excessive stress through which failure can be generated. When the components are axially loaded, bearing, shear, net-section and block shear are the four possible failure modes in which bolted joint can fail. Figure 5.1 illustrates these four possible failure modes.

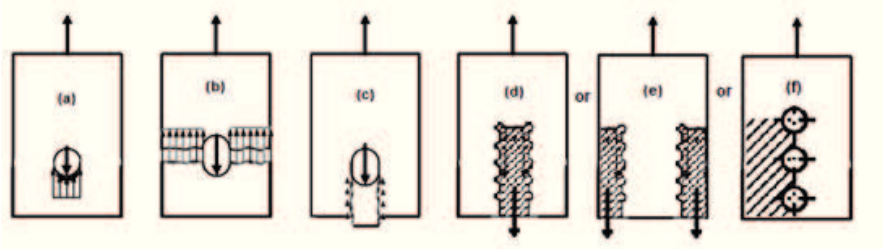


Figure 5.1 – Failure modes : (a) Bearing, (b) net-section, (c) shear, (d) or (e) or (f) block shear [(Mottram et Zafari, 2011) modified version]

These different failure modes depend on the geometry of the joint. A typical bolted joint is presented in Figure 5.2. As presented on this figure, the geometric parameters of a bolted connection include : the end distance (e), the side distance (s), the pitch (p), the gage (g) the hole diameter (d_h), the bolt diameter (d), the plate thickness (t or t_1, t_2 for plates

with different thickness), the width (w), the number of bolts in the row (n), the number of bolts in the column (m), the total number of bolts in the connection (N), the number of shear plane (x) and the total connection shear length (L_v).

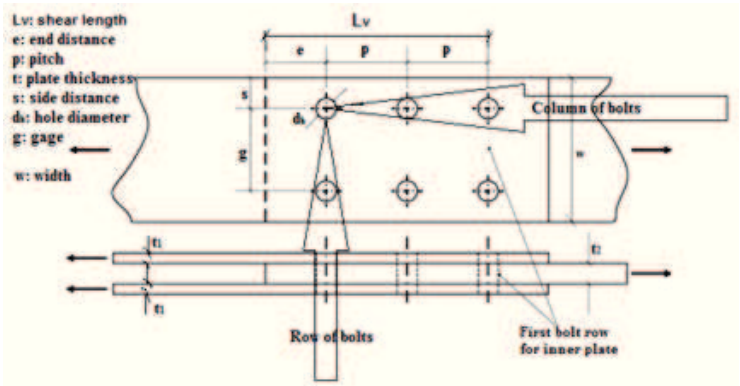


Figure 5.2 – Typical bolted joint in double lap configuration (x=2, N=6, n=2, m=3) [(Zafari et Mottram, 2011) modified version]

5.3 Available design equations

5.3.1 Bearing failure

Bearing failure shown in Figure 5.1(a) is characterised by an excessive elongation of the bolt's hole. In a single bolt joint, this type of failure is prevented when sufficient end and side distances are adopted. It is the most recommended failure mode as it occurs in a more ductile way. In CSA-S157 (2007) and ADM (2010) design codes, bearing strength provision is limited to single bolt connections. CSA-S157 (2007) and ADM (2010) recommended taking bearing strength (B_r) as the least of :

$$P_{br} = e.t.F_u \tag{5.1}$$

$$P_{br} = 2.d.t.F_u \tag{5.2}$$

In EC9 (1999), factors related to the end, the side, the gage and the pitch distances are considered in the bearing strength design (Equation 5.3). To prevent bearing failure to develop, EC9 (1999) requires that the side distance should not be less than $1.5d_h$ and the

gage distance not less than $3d_h$. The bearing strength is given by :

$$P_{br} = \alpha_b.k_1.d.t.F_u \tag{5.3}$$

where :

$$\alpha_b = \begin{cases} \alpha_d, \\ F_{ub}/F_u \\ 1 \end{cases} \quad with \quad \begin{array}{l} \alpha_d = \frac{e}{3d_h} \quad \text{for outside bolt} \\ \alpha_d = \frac{p}{3d_h} - 0.25 \quad \text{for inside bolt} \end{array}$$

and

$$k_1 = \min \begin{cases} 2.8\frac{s}{d_h} - 1.7, \\ 2.5 \end{cases} \quad \text{for external bolt}$$

$$k_1 = \min \begin{cases} 1.4\frac{g}{d_h} - 1.7, \\ 2.5 \end{cases} \quad \text{for internal bolt}$$

F_{ub} is the connector (bolt) strength.

Bearing strength of a single bolt joint was computed by Zhang *et al.* (2006), Sharp (1993) and Menzemer *et al.* (2002) as presented in Equations 5.4, 5.5, 5.6 respectively.

$$P_{br} = (0.85e/d_h + 0.5)\, d.t.F_u \tag{5.4}$$

$$P_{br} = (0.6e/d_h + 0.9)\, d.t.F_u \tag{5.5}$$

$$P_{br} = 1.2\,(e/d - 0.5)\, d.t.F_u \tag{5.6}$$

5.3.2 Net-section failure

Net-section failure presented in Figure 5.1(b) occurs by a fracture of the plate across the bolt hole in the direction perpendicular to the applied load (net-section). When failure is predicted to occur in the net-section, all three design references establish the corresponding strength T_r as presented in Equation 5.7.

$$P_t = (w - n.d_h)\, t.F_u \tag{5.7}$$

5.3.3 Shear failure

Shear failure presented in Figure 5.1(c) is characterised by two failure paths extending from the bolt hole to the plate end in the loading direction. In CSA-S157 (2007), ADM (2010) and EC9 (1999), there is no clear guideline of the shear strength design prediction. This is probably due to the fact that shear is a particular case of block shear failure. Therefore, it is assumed that block-shear strength in these three design codes can also be applied to shear strength.

5.3.4 Block shear failure

Block shear shown in Figure 5.1(d), 5.1(e) and 5.1(f) is characterised by the failure of the connected plate around a bolt group. In the CSA-S157 (2007) design manual, block shear also called tear-out is defined as the summation of the tensile strength acting on the net tensile area and shear strength acting on the net shear area. For design consideration, CSA-S157 (2007) recommends to take the nominal block shear strength as the least value of Equations 5.8 and 5.9.

$$P_{bs} = [(n-1)(g-d_h) + (m-1)(p-d_h) + e].t.F_u \tag{5.8}$$

$$P_{bs} = 2N.d.t.F_u \tag{5.9}$$

With EC9 (1999) design manual, block shear strength is the summation of the ultimate strength acting on the tensile failure line and shear yielding on the shear area. The recommended nominal design strength against block shear fracture is given by :

$$P_{bs} = A_{nt}.F_u + 0.58A_{nv}.F_y \tag{5.10}$$

ADM (2010) proposes two design equations for block shear prediction. The first equation assumes that tension is acting on the net area and shear on the gross area when the ultimate net tension resistance is greater or equal to the gross shear resistance (Equation 5.11). Otherwise, block shear strength is the summation of gross tension yielding and ultimate tensile strength on net-shear area (Equation 5.12).

$$P_{bs} = A_{nt}.F_u + 0.6A_{gv}.F_y \quad when \quad A_{nt}.F_u \geq 0.6A_{nv}.F_u \tag{5.11}$$

$$P_{bs} = A_{gt}.F_y + 0.6A_{nv}F_u \quad when \quad A_{nt}.F_u < 0.6A_{nv}.F_u \tag{5.12}$$

Where, A_{nt} is the net-tensile area, A_{gt} is the gross tensile area, A_{nv} the net shear area, A_{gv} the gross shear area, F_y the aluminum yield strength and F_u the aluminum ultimate tensile strength.
To verify the design strength equations listed above, a total of 70 experimental results reported by Menzemer *et al.* (1999), Tajeuna *et al.* (2011), Wang *et al.* (2011), and Kim *et al.* (2012b) were collected. In addition, a two-dimensional (2D) finite element (FE) analysis was used to increase the available set of data and investigate the strength of aluminum bolted joints.

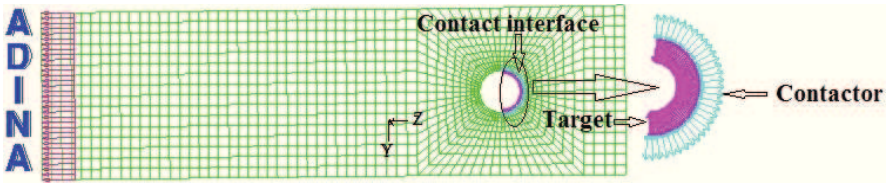
5.4 Collection of data through FE

In this section, FE study of joints with varying geometries parameters is presented. The study was performed with the commercial software ADINA 8.7.3. FE models were first validated with experimental results conducted earlier (Tajeuna *et al.*, 2011). This analysis was then followed by a parametric study with varying geometric parameters. The aim was to evaluate how different geometric parameters affect the joint strength and to provide a better understanding on the failure mode process. The following described the analysis assumption and discussed the results obtained from the FE analysis.

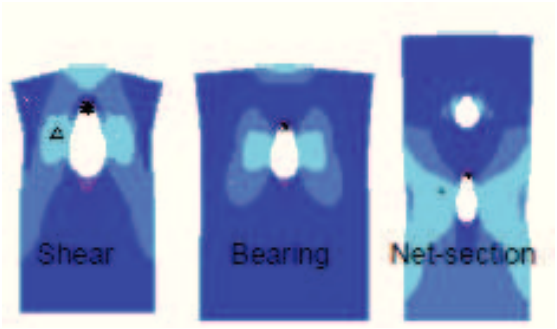
5.4.1 FE analysis assumption and model validation

Aluminum was modeled as a material with a non-linear isotropic stress-strain behavior. The material properties of the aluminum plate obtained from experimental work were taken as : (F_u=310 MPa, ϵ_u=0.11 mm/mm) and (F_y=274 MPa, ϵ_y=0.0042 mm/mm). To reduce the iteration process, the bolt was modeled as a rigid half cylinder. Contact between the bolt and the plate was modeled by a contact feature available in ADINA. The contact interface was generated as a pair of surface elements. On this interface, a bolt was defined as a target surface and the bolt-hole as a contactor surface. This assumption was based on the fact that the elastic modulus of the steel bolt is greater than that of aluminum plate. No boundary condition was applied on this interface. For model verifications, joints parameters considered in experimental analysis performed by Tajeuna *et al.* (2011) were first evaluated. Configurations with one (1X1) and two (1X2) bolt(s) in a column were considered. For the one-bolt joints, the width (w) and the end-distance (e) were taken

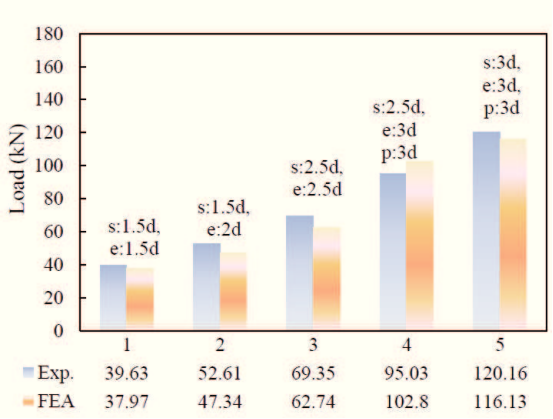
as : (e =1.5d ; w =3d), (e =2d ; w =3d) and (e =2.5d ; w=5d). In the two-bolt joint, the end (e) and the pitch (p) distances were taken at 3d while a 5d and 6d width were consecutively considered. For every configuration d_h was taken at 12.7 mm. A quadrilateral 9 nodes per element was considered for plate meshing. A uniform pressure of 300 MPa was applied in the longitudinal z axis of the far end plate edge. The external load was incrementally applied on the structure until the convergence was reached. The load to which the structure diverges was the maximum capacity that the structure can support. Typical mesh for the FE analysis is shown in Figure 5.3(a). The post-processing deformed shape and comparison between experimental and FE results are presented in Figure 5.3(b) and 5.3(c) respectively. As it can be observed, reasonable estimation is accomplished with the finite element model. Results are mostly conservative. The ratios of experimental to predicted results are within a 10% difference.



(a)



(b)



(c)

Figure 5.3 – (a) Typical 2D model, (b) post-processing deformed shapes and (c) Experimental versus FE results

5.4.2 Parametric simulation, results and discussion

Following the satisfactory agreement between FE model and experimental results, a parametric study was carried out using varying joint geometries. Joint configurations with

single bolt (1X1), two bolts in a column (1X2) and two bolts in a row (2X1) were considered. Modelling assumption described above was used for this analysis. The parameters : (e), (s), (p) and (g) were consecutively changed while the bolt hole was kept constant. Figure 5.4(a), 5.4(b) and 5.4(c) present the results obtained from the parametric simulation. The FE results are reported in Tables 5.1 and 5.2.

In one-bolt connections (1X1), the results presented in Figure 5.4a show an increase of the joint capacity when the end (e) and side (s) distances increase from $1d$ to $3d$. The measured gain between (s=$3d$, e=$1d$) and (s=$3d$, e=$3d$) is around 70% for example. Above these geometric parameters, there is no significant increase in the joint strength.

In the configuration with two bolts in a single column (1X2), results presented in Figure 5.4b show that the side-distance and the end-distance have more effect on the joint strength than the pitch. For example, if we considered a configuration with a $5d$ side distance and a $5d$ end distance, the increase in the joint capacity is nearly 20% when the pitch distance increases from $2d$ to $5d$. However, an increase of over 30% of the joint capacity is observed with a $3d$ pitch when the side distance increases from $2d$ to $4d$ with minimum end-distance equal to $2d$. On the other hand, the effect of the end distance on the joint strength becomes relevant only above a $3d$ side distance. This is because net-section failure occurs at a lower side distance. In case where the side distance is no longer critical, the joint strength becomes dependent of the pitch and the end distance.

For configurations with two bolts in a single row (2X1), effects of gage, side and end distance on the joint strength are presented in Figure 5.4(c). Results show that above a $3d$ side distance, the joint strength is mostly affected by the end and the gage distance. The measured gain is about 40% when the end distances range from 1.5 to $5d$ and the gage varies from $2d$ to $5d$. If we considered the effect of the side distance with a $4d$ end-distance and gage-distance, results show that this gain is below 30% from $2d$ to $5d$ side distance. In multi-column of bolts, when the side distance is no longer critical, block shear damage is the predominant mode of failure.

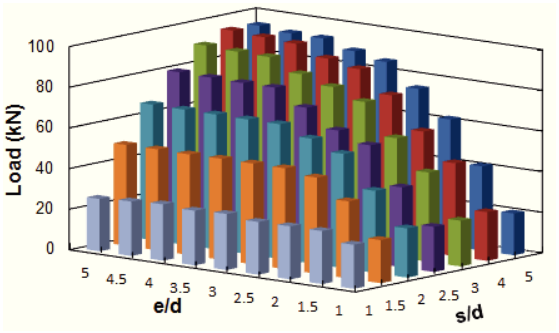
Further insight in the development of block shear damage was investigated by considering joint configurations with two columns of bolts and one to five rows of bolts (2X1, 2X3, 2X4 and 2X5 joint configurations). The models consist of wide plate with $20d$ width and $3d$ or $3.5d$ pitch distance. For each configuration, the end-distances were consecutively taken at $1.5d$ and $3d$ and the gage distance varying from $2d$ to $4d$. Figure 5.4(d) presents the effect of the connection shear length in the joint strength. Results are also presented in Table 5.3. The joint capacity is found to increase with the increase of the number of bolts. However this gain is proportional to the connection end-distance. At failure, excessive stress concentrations were observed at the first row of bolts (Figure 5.4e). The stress ma-

gnitude gradually decreases toward the plate end-distance. However, for connection with shorter end-distance (e=1.5d), pronounced stresses were observed at the row close to the end-distance regardless of the stress distribution at the intermediate row(s). This suggests that failure was due to fracture in the net tension plane followed by shear damage from end distance toward the connection first row. For connections with e=3d, failure occurred in the net tension plane followed by shear yielding in the net or gross shear path.

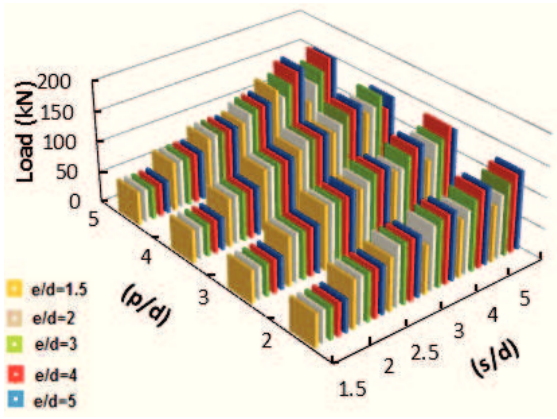
Table 5.1: Parametric load results (kN)/failure modes of one bolt connections

s/d	e/d								
	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
5	20.6/S	41.4/S	62.2/B	75.0/B	86.0/B	89.0/B	93.1/B	93.2/B	94.7/B
4	24.0/S	45.7/S	59.0/B	74.5/B	85.2/B	88.1/B	93.1/B	94.0/B	95.0/B
3	22.5/S	43.9/S	58.5/B	74.0/B	79.1/B	83.1/B	89.3/B	89.6/B	90.4/B
2.5	22.2/S	39.3/S	57.7/B	62.7/B	71.7/B	79.2/B	79.2/B	79.6/B	80.0/B
2	24.2/S	40.4/S	56.2/B	61.5/N	66.3/N	66.3/N	66.5/N	66.5/N	66.8/N
1.5	21.2/S	37.9/S	47.3/N	49.6/N	49.6/N	49.7/N	49.5/N	49.7/N	49.6/N
1	21.7/M	26.1/N	26.1/N	26.0/N	27.6/N	26.9/N	27.7/N	26.8/N	25.8/N

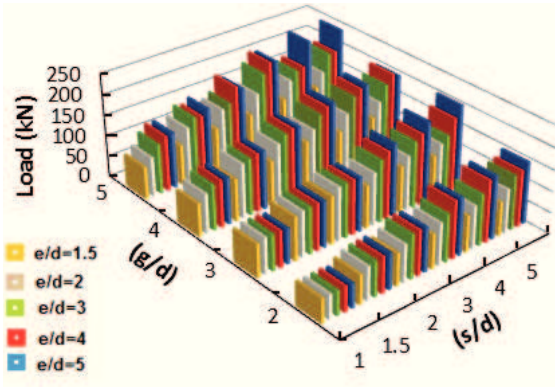
Failure modes: N: net-section; B: bearing; S: shear; M: mixed



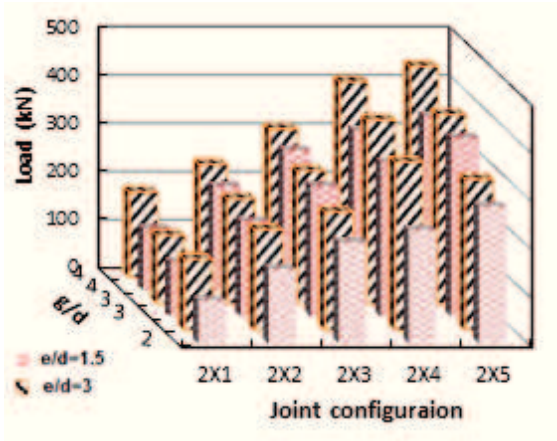
(a)



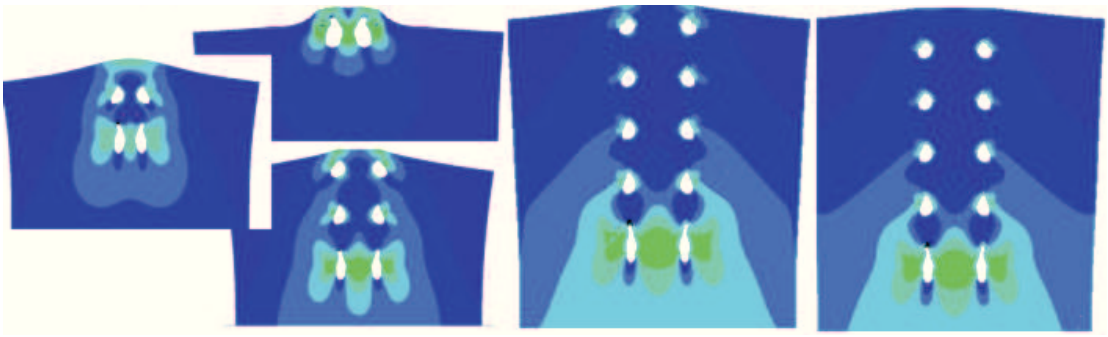
(b)



(c)



(d)



(e)

Figure 5.4 – Parametric simulation results (a) 1X1 configuration, (b) 1X2 configurations (c) 2X1 configuration, (d) wide connections w=20d, p=3d or 3.5d, (e) Typical deformed shapes of wide connections

Table 5.2: Parametric load results (kN)/failure modes of connections with two bolts connections

(s/d)	e/d	p/d				(s/d)	e/d	g/d			
		2	3	4	5			2	3	4	5
	1.5	48.4/N	48.4/N	48.4/N	48.4/N		1.5	58/N	79/K	79/K	78/K
	2	48.4/N	48.4/N	48.4/N	48.4/N		2	58/N	86/N	94/N	94/N
1.5	3	48.4/N	48.4/N	48.4/N	48.4/N	(1)	3	58/N	86/N	109/N	120/N
	4	48.4/N	48.4/N	48.4/N	48.4/N		4	59/N	86/N	113/N	132/N
	5	48.4/N	48.4/N	48.4/N	48.4/N		5	57/N	84/N	112/N	134/N
	1.5	71.5/N	73.0/N	73.0/N	73.0/N		1.5	69.0/S	103/S	101/S	96.7/S
	2	72.4/N	73.5/N	72.7/N	72.1/N		2	79.1/N	109N	130/K	133/K
2	3	72.9/N	73.8/N	74.0/N	72.4/N	1.5	3	83.9/N	111/N	136/K	152/K
	4	73.2/N	73.7/N	72.9/N	72.8/N		4	84.9/N	112/N	140/N	148/N
	5	73.0/N	73.5/N	72.7/N	72.2/N		5	85.7/N	111/N	140/N	160/N
	1.5	81/N	93/N	93/N	93/N		1.5	76.5/S	114/S	109/S	105/S
	2	95/N	103/N	103/N	103/N		2	75.9/K	108/K	123/B	122/B
(2.5)	3	95/N	103/N	103/N	103/N	2	3	91.7/K	125/K	145/B	155/B
	4	95/N	103/N	103/N	103/N		4	91.2/K	126/K	148/B	168/B
	5	95/N	103/N	103/N	103/N		5	92.0/K	128/K	147/B	168/B
	1.5	88/N	106/N	111/N	111/N		1.5	81.0/S	99.3/S	111/S	120/S
	2	102/N	106/N	112/N	112/N		2	89.7/K	118/K	134/B	153/B
3	3	106/N	115/N	115/N	116/N	3	3	110/K	139/K	159/B	173/B
	4	106/N	116/N	116/N	115/N		4	125/K	156/K	168/B	185/B
	5	109/N	115/N	117/N	115/N		5	135/K	170/K	175/B	184/B
	1.5	93.2/B	111/B	117/B	135/B		1.5	85.6/S	112/S	113/S	115/S
	2	113/B	125/B	138/B	142/B		2	87.2/K	128/K	139/B	133/B
4	3	129/B	137/B	137/B	142/B	4	3	113/K	146/K	160/B	174/B
	4	136/B	137/B	140/B	141/B		4	118/K	154/K	185/B	177/B
	5	137/B	137/B	141/B	143/B		5	123/K	166/K	189/B	172/B
	1.5	90.7/B	105/B	117/B	115/B		1.5	85/S	115/S	114/S	117/S
	2	112/B	133/B	143/B	164/B		2	81.7/K	115/K	130/B	127/B
5	3	132/B	151/B	156/B	162/B	5	3	119/K	146/K	162/B	174/B
	4	154/B	158/B	165/B	180/B		4	128/K	158/K	177/B	176/B
	5	151/B	167/B	165/B	162/B		5	133/K	164/K	180/B	185/B

Failure modes: N: net-section; B: bearing; S: shear; K: block shear; M: mixed

Table 5.3: Parametric load results (kN)/failure modes of wide connections ($w = 20d$)

g/d	(p/d)	Configuration (e/d)									
		2X1		2X2		2X3		2X4		2X5	
		(1.5)	(3)	(1.5)	3	(1.5)	(3)	(1.5)	(3)	(1.5)	(3)
2	(3)	89.5/M	127.6/K	155/K	208.7/K	209.7/K	244.8/K	234.8/K	348.7/K	284/K	312.9/K
3	(3.5)	113.9/K	142.1/K	198.4/K	217.7/K	271.1/K	275.2/K	320.7/K	380.6/K	371/K	391.9/K
4	(3.5)	127.8/K	177.4/K	215.8/K	233.9/K	290.3/K	307.4/K	330.7/K	405.2/K	361/K	437.1/K

Failure modes: K: block shear; M: mixed

5.5 Verification and improvement of design strength predictions

In this section, the results from parametric study and those reported from published experimental studies are compared to nominal strength predicted results by the three references presented above. For these comparisons, neither partial safety factor (EC9, 1999) nor resistant factor (CSA-S157, 2007; ADM, 2010) are used to evaluate the predicted nominal strength.

5.5.1 Net-section verification

Net-section strength results calculated using Equation 5.7 are first compared to 25 experimental results reported by Kim *et al.* (2012b) and Tajeuna *et al.* (2011) . These results are presented in Table 5.4. A good agreement is found between the predicted and experimental results. 24 out of the 25 predicted results are within ± 5% as compared to experimental results. In Figure 5.5, 132 FE results obtained from the parametric simulation of models which experienced net-section failure are compared to predicted results. The analysed configurations include : one-bolt (1X1), two-bolt aligned in a single column (1X2), and two-bolt arranged in a single row (2X1). Realistic estimation of net section failure strength was predicted using Equation 5.7. From the 132 predicted results, more than 90% were within ± 15% as compared to the FE results. The average of P_{FE}/P_{pre} ratio was found equal to 1.02 with a 0.09 standard deviation.

Table 5.4: Experimental to predicted net-section strength

(Kim *et al.*, 2012b) Al. 6061-T6						(Tajeuna *et al.*, 2011) Al. 6061-T6								
(2X2)			(2X2)			(1X1)			(1X2)			(1X2)		
P_{exp}	P_N	(1)/(2)	P_{exp}	P_N	(4)/(5)	P_{exp}	P_N	(7)/(8)	P_{exp}	P_N	(10)/(11)	P_{exp}	P_N	(13)/(14)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
81.9	81.7	1.0	72.1	69.9	1.0	52.1	51.1	1.0	94.4	94.9	1.0	120.3	119.1	1.0
82.1	81.7	1.0	71.6	69.9	1.0	52.9	51.1	1.0	96.1	94.9	1.0	120.3	119.1	1.0
91.6	81.7	1.1	71.9	69.9	1.0	52.1	51.1	1.0	95.6	94.9	1.0	120.5	120.5	1.0
82.7	81.7	1.0	71.3	69.9	1.0	52.5	51.1	1.0	95.0	94.9	1.0	119.1	119.1	1.0
80.7	81.7	1.0	71.6	69.9	1.0	53.4	51.1	1.0	94.1	94.9	1.0	120.7	119.1	1.0

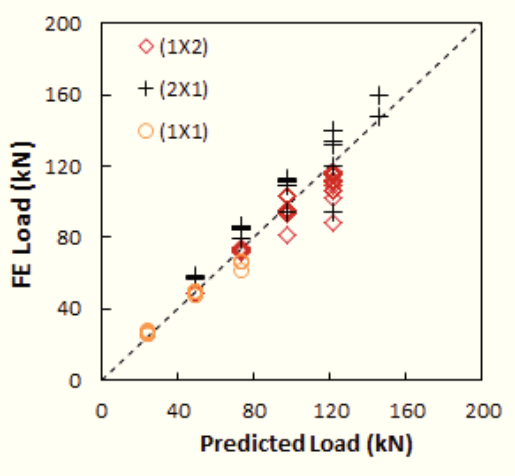


Figure 5.5: FE to predicted net-section strengths

5.5.2 Design against bearing

5.5.2.1 Bearing strength verification

Bearing design strengths calculated with Equations 5.1 to 5.6 are compared to 15 experimental results provided by Wang *et al.* (2011) and Tajeuna *et al.* (2011) (Table 5.5). Based on these set of data, bearing strength equations recommended by design codes appear to be too conservative. The ratios P_{exp}/P_{pred} are between 30% to 50% difference with EC9 (1999) (column ♯3). CSA-S157 (2007) and ADM (2010) suggest using the least of Equations 5.1 and 5.2. Results obtained with both Equations were evaluated and with the available set of experimental data, it was found that, Equation 5.2 tend underestimate the design prediction. The predicted results are within 16 to 70% as compared to the experimental results (column ♯7). A better estimation is performed using Equation 5.1 (column ♯5). The predicted results are only within 20% as compared to experimental results. However, Equation 5.2 governs the design prediction leading to an overly conservative bearing strength prediction. Results obtained with Equations 5.4 to 5.6 were also found to provide reasonable design strength as compared to Equations 5.2 and 5.3. While the predicted results are still conservative, Zhang *et al.* (2006) formulation (Equation 5.4) provided better strength results with a maximum deviation of less than 15% (column ♯9).

5.5.2.2 Development of a new design method

Reported experimental results by Tajeuna *et al.* (2011) and Wang *et al.* (2011) were used to improve the bearing strength prediction for single bolt connection. From the empirical

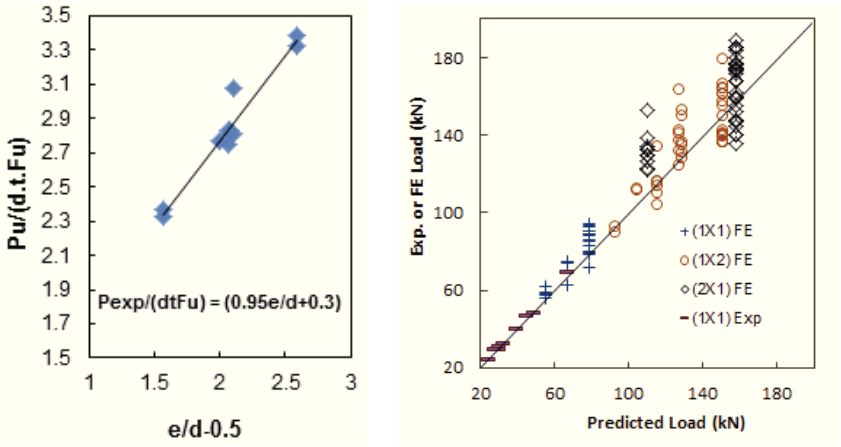
analysis presented on Figure 5.6(a), it was found that bearing efficiencies are related to the bearing path ratios as follows.

$$P_{br}/(d.t.F_u) = 0.95\frac{e}{d} + 0.3 \tag{5.13}$$

Results obtained with Equation 5.13 are also reported in Table 5.5 (column ♯14). The maximum measured P_{exp}/P_{pred} ratio is less than -10% differences. However, it is to be noted that this analysis was performed with e/d ratios ranging from 2 to 3. From the parametric simulation, 69 joints experienced a bearing failure. These joints included configurations with one-bolt (1X1) and two-bolt in a column (1X2). The end-distance and the pitch ranged from $2d$ to $5d$. Results obtained in the parametric simulation of joints falling in bearing show that above e and p=$3d$, the increase of the joint capacity is no longer consistent with the increase of the connection shear length (L_v) (see Tables 5.1 and 5.2). Therefore, when designing for bearing, the maximum (e) and (p) should be taken at $3d$ for e and/or $p \geq 3d$. The bearing strength of aluminum bolted connection computed for one-bolt joint was then extended for multi-bolt joints as follows :

$$P_{br} = n.\left[0.95 \times \left(\min\left(3, \frac{e}{d}\right) + (m-1) \times \min\left(3, \frac{p}{d}\right)\right) + 0.3\right] d.t.F_u \tag{5.14}$$

In Figure 5.6(b) the FE to predicted results are plotted. A reasonable agreement is observed with Equation 5.14. From the 106 predicted results, approximately 80% of the FE to predicted results is within ±15% difference. The average of P_{FE}/P_{pre} ratio was found equal to 1.07 with a 0.1 standard deviation.



(a) (b)

Figure 5.6 – (a) Bearing path vs. bearing efficiency, (b) FE to predicted bearing strengths

Table 5.5: Experimental compared to Predicted bearing strength design for (1X1)

	P_{exp}	EC9	1/2	CSA(a)	1/4	CSA(b)	1/6	Zhang	1/8	Sharp	1/10	Menzenmer	1/12	Proposed	1/14
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
Equation		[3]		[1]		[2]		[4]		[5]		[6]		[14]	
	33	23.7	1.39	29.3	1.13	28.4	1.16	31.3	1.06	29.8	1.11	26.6	1.24	32.1	1.03
1X1	39.9	29.6	1.35	36.6	1.09	28.4	1.4	37.3	1.07	34.1	1.17	35.4	1.12	39.1	1.02
(Wang *et al.*, 2011)	47.2	35.5	1.33	44	1.07	28.4	1.66	43.3	1.09	38.4	1.23	44.2	1.07	46	1.03
Al.6061-T6	29.9	22.2	1.35	27.8	1.08	21.3	1.4	28	1.07	25.6	1.17	26.9	1.11	29.6	1.01
	48.7	37	1.32	45.5	1.07	35.5	1.37	46.6	1.04	42.6	1.14	44	1.11	48.6	1
	70.1	48.3	1.45	62.5	1.12	50	1.4	61.7	1.13	57.3	1.22	60	1.17	66.9	1.05
1X1	69.5	48.3	1.44	62.5	1.11	50	1.39	61.7	1.13	57.3	1.21	60	1.16	66.9	1.04
(Tajeuna *et al.*, 2011)	68.3	48.3	1.41	62.5	1.09	50	1.37	61.7	1.11	57.3	1.19	60	1.14	66.9	1.02
Al.6061-T6	69.2	48.3	1.43	62.5	1.11	50	1.38	61.7	1.12	57.3	1.21	60	1.15	66.9	1.03
	69.7	48.3	1.44	62.5	1.12	50	1.39	61.7	1.13	57.3	1.22	60	1.16	66.9	1.04
	20.7	14.6	1.42	18	1.15	17.5	1.18	19.2	1.07	18.3	1.13	16.4	1.26	19.7	1.05
1X1	24.7	18.2	1.36	22.5	1.1	17.5	1.42	22.9	1.08	21	1.18	21.8	1.14	24	1.03
(Wang *et al.*, 2011)	29.6	21.8	1.35	27	1.09	17.5	1.69	26.6	1.11	23.6	1.25	27.2	1.09	28.3	1.05
Al.6063-T15	20.2	13.7	1.48	17.1	1.18	13.1	1.54	17.2	1.17	15.7	1.28	16.5	1.22	18.2	1.11
	30.8	22.8	1.36	28	1.1	21.8	1.41	28.7	1.08	26.2	1.18	27	1.14	29.9	1.03

5.5.3 Design against block shear

5.5.3.1 Block shear strength verification

In Table 5.6 experimental results reported by Kim *et al.* (2012b) and Menzemer *et al.* (1999) are compared to predicted results using different block shear equations from different design codes. For this comparison, joint configurations include four, eight and fourteen bolts arranged in two columns of bolts (2X2, 2X4, 2X7 respectively). EC9, CSA1, CSA2, AA1 and AA2 refer to results obtained with Equations 5.10, 5.8, 5.9, 5.11 and 5.12 respectively.

In column ♯9, CSA1 is compared to experimental results. It appears that the maximum deviation is of order of 30% while with CSA2, the maximum deviation is within 30% (column ♯11). CSA-S157 (2007) recommends using the minimum of Equations 5.8 and 5.9. Therefore, with the present set of data, CSA1 will govern the design prediction leading to an overly conservative strength design. As CSA1, predicted results with EC9 appear to be overly conservative and within 35% as compared to experimental results (column ♯3). AA1 and AA2 provide more realistic strength prediction. The predicted results are within a range of ±10% with AA1 (column ♯5). However, AA1 is applied if the net tension strength is larger than or equal to the net shear strength. In case this condition is not met, AA2 is applied. With the available set of data, AA2 was found to govern the design prediction. Results appear to be conservative and within ±15% difference (column ♯7).

5.5.3.2 Development of new block shear strength

For this analysis, block shear strength was investigated using multi-bolt connections arranged in a two column of bolts. From data obtained on the parametric simulation and those collected from experimental studies (Kim *et al.*, 2012b; Menzemer *et al.*, 1999) block shear strength efficiency was measured. It was found that the shear efficiency in block shear formulation is related to the connection net-shear path (L_{nv}) given by Equation 5.15. This relationship is depicted in Figure 5.7 and is found to be similar to that proposed by ADM (2010) (Equation 5.12).

$$\frac{P_{FE} - A_{gt}F_y}{dtF_u} = 1.25\frac{L_{nv}}{d} \tag{5.15}$$

$$\text{with} \quad \tfrac{L_{nv}}{d} = [e - 0.5 + (m-1) \times (p-1)]/d$$

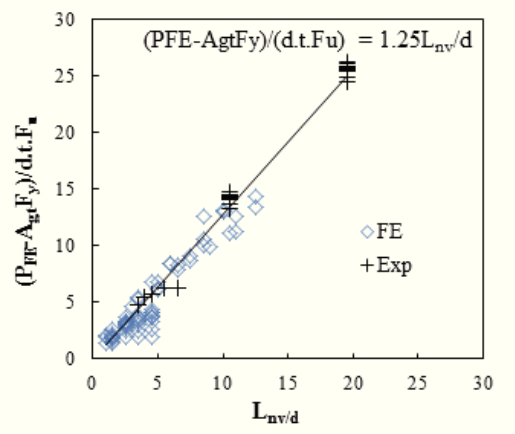


Figure 5.7 – Shear efficiency in block shear resistance

$$A_{gt} = d.t \times \min \begin{cases} (s/d) \times 2, \text{ for (e) type failure} \\ (\mathrm{n}-1)\,(\mathrm{g/d}) \text{ for (d) type failure} \end{cases}$$

It was also observed from the parametric simulation of 1X1 and 1X2 joint configurations that above $3d$ end and $4d$ pitch distances, there is no significant increase of the joint strength. Therefore, for design consideration, the end and the pitch distances were set within the limits presented in the following block shear strength design (Equation 5.16). This equation is verified for multi-column of bolts with $n \geq 2$ (Figure 5.1, types (d) and (e) failure modes). Type (f) failure was not observed and yet not analysed in this study.

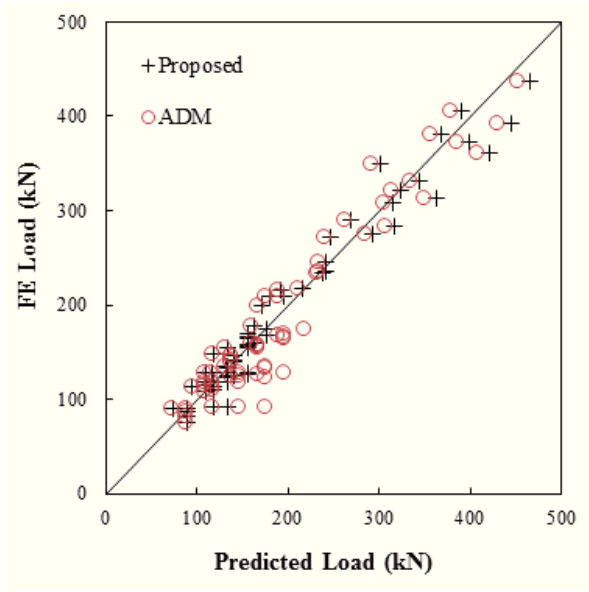
$$P_{bs} = 1.25dtF_u \times \left[\min \begin{pmatrix} 3, \\ \frac{e}{d} - 0.5 \end{pmatrix} + (m-1) \times \min \begin{pmatrix} 4, \\ \frac{p}{d} - 1 \end{pmatrix}\right] + dtF_y \times \min \begin{cases} (s/d) \times 2, \\ (\mathrm{n}-1)\,(\mathrm{g/d}) \end{cases} \tag{5.16}$$

In Table 5.6, the ratios of experimental to predicted results using Equation 5.16 are compared (column ♯13). It can be observed that the new design equation provided a better approximation of the block shear prediction. The maximum deviation remains below 10%. In Figure 5.8(a), results obtained with Equations 5.12 and 5.16 are compared to FE results. Compared to ADM (2010), more conservative results are obtained with the proposed design equations.

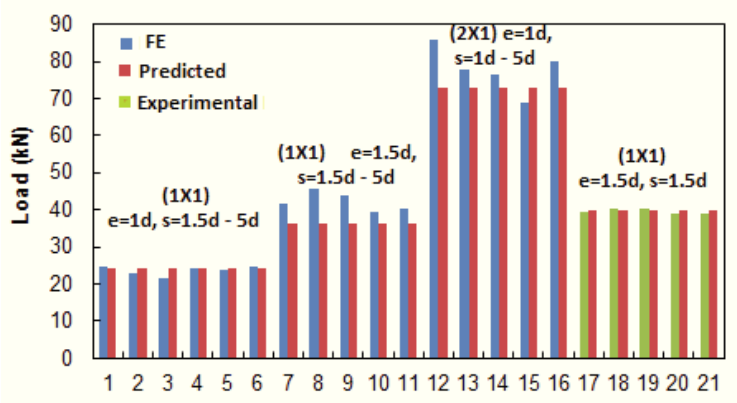
It was mentioned earlier that shear failure is a particular case of block shear failure. Therefore Equation 5.8 was used to evaluate the shear strength and reasonable approximation compared to experimental and FE results were obtained. These results are presented in Figure 5.8(b).

Table 5.6: Experimental compared to predicted block shear strength design

	P_{exp}	EC9	(1)/(2)	AA1	(1)/(4)	AA2	(1)/(6)	CSA1	(1)/(8)	CSA2	(1)/(10)	Proposed	(1)/(12)
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
Equation	-	[10]	-	[11]	-	[12]	-	[8]	-	[9]	-	[16]	-
	84.97	63.88	1.33	79.27	1.07	78.05	1.09	70.2	1.21	93.6	0.91	80.1	1.06
2X2	92.12	69.66	1.32	84.81	1.09	85.07	1.08	76.05	1.21	93.6	0.98	87.41	1.05
(Kim *et al.*, 2012b)	96.73	75.44	1.28	90.35	1.07	92.09	1.05	81.9	1.18	93.6	1.03	94.72	1.02
Al. 6061-T6	102.51	87.01	1.18	101.44	1.01	106.13	0.97	93.6	1.1	93.6	1.1	102.04	1
	102.12	98.57	1.04	112.52	0.91	120.17	0.85	105.3	0.97	93.6	1.09	102.04	1
	490.5	399.33	1.23	525.81	0.93	469.88	1.04	403.92	1.21	489.6	1	485.95	1.01
	529.74	399.33	1.33	525.81	1.01	469.88	1.13	403.92	1.31	489.6	1.08	485.95	1.09
	514.04	399.33	1.29	525.81	0.98	469.88	1.09	403.92	1.27	489.6	1.05	485.95	1.06
2X4	516	399.33	1.29	525.81	0.98	469.88	1.1	403.92	1.28	489.6	1.05	485.95	1.06
(Menzemer *et al.*, 1999)	514.04	399.33	1.29	525.81	0.98	469.88	1.09	403.92	1.27	489.6	1.05	485.95	1.06
Al. 6061-T6	598.41	497.25	1.2	623.73	0.96	554.2	1.08	501.84	1.19	489.6	1.22	570.27	1.05
	608.22	497.25	1.22	623.73	0.98	554.2	1.1	501.84	1.21	489.6	1.24	570.27	1.07
	621.95	497.25	1.25	623.73	1	554.2	1.12	501.84	1.24	489.6	1.27	570.27	1.09
	614.11	497.25	1.24	623.73	0.98	554.2	1.11	501.84	1.22	489.6	1.25	570.27	1.08
	588.6	497.25	1.18	623.73	0.94	554.2	1.06	501.84	1.17	489.6	1.2	570.27	1.03
	882.9	683.91	1.29	905.25	0.98	800.36	1.1	679.32	1.3	856.8	1.03	830.2	1.06
	868.18	683.91	1.27	905.25	0.96	800.36	1.08	679.32	1.28	856.8	1.01	830.2	1.05
	868.18	683.91	1.27	905.25	0.96	800.36	1.08	679.32	1.28	856.8	1.01	830.2	1.05
2X7	833.85	683.91	1.22	905.25	0.92	800.36	1.04	679.32	1.23	856.8	0.97	830.2	1
(Menzemer *et al.*, 1999)	868.19	683.91	1.27	905.25	0.96	800.36	1.08	679.32	1.28	856.8	1.01	830.2	1.05
Al. 6061-T6	955.49	781.83	1.22	1003.17	0.95	884.68	1.08	777.24	1.23	856.8	1.12	914.52	1.04
	961.38	781.83	1.23	1003.17	0.96	884.68	1.09	777.24	1.24	856.8	1.12	914.52	1.05
	951.57	781.83	1.22	1003.17	0.95	884.68	1.08	777.24	1.22	856.8	1.11	914.52	1.04
	931.95	781.83	1.19	1003.17	0.93	884.68	1.05	777.24	1.2	856.8	1.09	914.52	1.02
	971.19	781.83	1.24	1003.17	0.97	884.68	1.1	777.24	1.25	856.8	1.13	914.52	1.06



(a)



(b)

Figure 5.8 – FE to predicted strength (a) block-shear, (b) shear

5.6 Conclusion

Based on experimental results taken from published articles and finite element results performed in this study, over 300 set of data were collected. These data were used for a critical analysis of nominal joint strength prediction of three design codes namely EC9 (1999), CSA-S157 (2007)and ADM (2010). It was found that net-section design strength provided by these design references give a satisfactory strength prediction. However, bearing and block shear equations needed to be improved. From empirical analysis performed with test results obtained from experimental analysis of one bolt connection, bearing strength of one bolt connection was evaluated. This equation was extended to multi-bolt connection ; it was found that this new equation is able to

provide a reasonable approximation of the nominal bearing strength. A semi-empirical equation of block shear failure was developed based on data collected from experimental results and those obtained from the parametric simulation. A good approximation was obtained with this new design strength. Most of the predicted results were found to be conservative and within 10% difference of experimental results.

Chapitre 6
Effet des paramètres géométriques des assemblages PRFV-acier boulonnés

6.1 Avant propos

Auteur et affiliation :

- Thérèse A.D. Tajeuna : étudiante au doctorat, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.
- Frédéric Légeron : Bridge and Tunnel UAE District Manager, Parsons Corporation.
- Sébastien Langlois : professeur adjoint, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.
- Pierre Labossière : professeur titulaire, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.
- Marc Demers : Ingénieur de recherche, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

Titre anglais : Effect of Geometric Parameters on the Behavior of Bolted GFRP Pultruded Plates

Titre français : Effet des paramètres géométriques sur le comportement des plaques pultrudées en PRFV boulonnées

État de l'acceptation : Soumis le 8 juin 2015

Revue : Journal of Composites materials (SAGE)

Contribution au document : Comme l'article 1 présenté au chapitre 4, cet article permet de répondre aux objectifs 1 et 2 de la thèse sur les connexions PRFV-acier. Ces objectifs sont traités à travers des essais expérimentaux et des simulations numériques par éléments finis. Ces résultats permettent de cibler parmi les recommandations des paramètres géométriques faites par les codes de conception et les manufacturiers, ceux qui permettent d'obtenir une connexion optimale. On note que les valeurs de e/d=3, s/d=2 et p/d=4 permettraient d'optimiser de manière significative la résistance de la connexion. En outre, on observe que le pas longitudinal p n'a pas un effet considérable sur la résistance de la connexion. Par conséquent, la recommandation de ASCE-Pre-Standard (2010) de réduire la résistance de la connexion par le rapport de $p/4d$ lorsque p/d <4 serait beaucoup trop sécuritaire et entraînerait une sous-estimation de la résistance de l'assemblage.

Résumé :

Cet article présente l'effet des paramètres géométriques sur le comportement des plaques pultrudées PRFV boulonnés pour des applications de génie civil. Après une revue de la littérature, les résultats de l'analyse expérimentale évaluant le comportement des connexions PRFV-acier boulonnées à simple plan de cisaillement sont présentés. Par la suite, une analyse par éléments finis validée par des données expérimentales est utilisée pour évaluer les effets des pinces longitudinale et transversale, du pas longitudinal et du type de plaques de PRFV sur la charge et le mode de rupture de la connexion. Un examen critique des recommandations géométriques proposées dans les références de conception est présenté. La rupture par ovalisation excessive causée par la compression du boulon sur la plaque est souvent définie comme le mode de rupture souhaitable dans les assemblages boulonnés. De cette étude, il a été observé qu'avec des plaques fortement orthotropes, ce type de rupture est moins susceptible de se produire lorsque le chargement est appliqué dans la direction de pultrusion. Il a également été observé que les valeurs recommandées par les références de conception pour la pince et le pas longitudinal permettent d'atteindre la capacité maximale de la connexion. Cependant, il a été constaté que la valeur minimale recommandée par ces références pour la pince transversale ne conduit pas nécessairement à la capacité maximale des connexions à un boulon et/ou à deux boulons dans une colonne.

Abstract :

This paper presents the effect of geometric parameters on the behavior of bolted GFRP pultruded plates for civil engineering applications. After a literature review, results of an experimental analysis investigating the behavior of GFRP-to-steel single-lap bolted connections are presented. Then, a finite element analysis validated by experimental data is used to evaluate the effects of the end-distance, side-distance, gage, pitch and plate properties on the strength and failure mode of the connection. A critical examination of geometric recommendations proposed in design references is presented. Bearing failure caused by contact of the bolt on the GFRP plate is usually defined as the preferred failure mode. With highly orthotropic plate, this type of failure was found to be less likely to occur when loading is applied in the pultruded direction. The investigation showed that the minimum end-distance and pitch-distance recommended by design references usually produce a connection with the maximum capacity. However, it was found that the minimum side-distance recommended by these references does not necessarily lead to the maximum capacity for one-bolt and for two-bolt in a column connections.

6.2 Introduction

This study was initiated in the context of developing a high-strength and low-weight emergency repair solution for damaged railway structures. The use of Glass Fibre Reinforced Polymer (GFRP) pultruded plates was a promising option for this situation, their light weight making them easy to carry on site. Bolting GFRP plates to steel was viewed as a practical way of providing temporary repair work that could also be easy disassembled in the future. In addition, high strength, corrosion resistance, and low maintenance cost would be added benefits if the repair work had to stay in place for an extended period.
The main objective of this paper is to provide basic information on the static behavior of bolted joints between GFRP and steel in bridges and other civil engineering structures, to critically examine the geometric recommendations proposed in design references, and to identify optimum geometrical parameters to guarantee the high strength of such connections. In the first part of this paper, a literature review on the connection of GFRP plates is presented. In the second part of the paper, the data presented are complemented by an experimental study of GFRP-to-steel bolted connections performed by the authors. These results are compared to predictions according to a design reference, In the third part of the paper, a finite element (FE) analysis, validated by the experimental results, is used to study how the geometrical parameters of the connection are affecting its strength. In conclusion, optimum geometric parameters beyond which no further increase of the connection strength is observed are identified.

6.3 Literature review

GFRP pultruded plates are made of E-glass fibres and resin. The pultruded plates are typically a combination of Continuous Strand Roving (CSR) and Continuous Strand Mat (CSM). The roving provides strength in the longitudinal (pultrusion) direction while the mat provides multi-directional strength. CSM is considered to be isotropic since it contains chopped glass fibres that are randomly oriented in the plane of the mat. The CSR is highly orthotropic and has higher strength than CSM in the longitudinal direction. Therefore, the elastic properties of the plate would depend on the proportion of these two constituents.
When connecting GFRP plates with bolts, the basic failure modes shown in Figure 6.1 can be observed. They are similar to those observed for steel plate connections. Bearing of the bolt produces either crushing in the loading direction (Figure 6.1a), tension failure through the net-section (Figure 6.1b) or shear tear-out characterized by two parallel failure paths extending from the bolt-hole to the plate end in the loading direction (Figures 6.1c and 6.1d). Another failure mode for FRP pultruded plates is cleavage (Figure 6.1e), which is characterized by a single fracture line extending from the bolt-hole to the end of the plate. Additional cracks in the net-

section may also appear. Failure by crushing is usually ductile and is therefore preferred to the other modes, which are usually brittle.

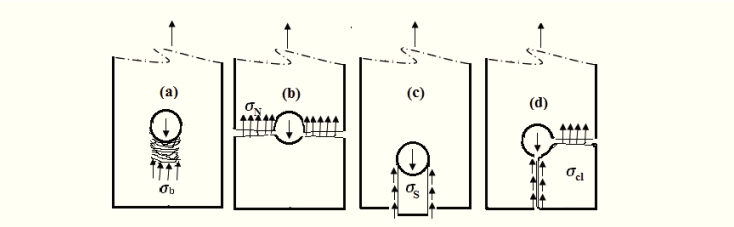


Figure 6.1 – Failure modes : (a) Bearing, (b) Net-section, (c) Shear tear-out, (d) Block shear (e) Cleavage

The occurrence of the above failure modes depends on the geometrical parameters shown in Figure 6.2. These include the number of shear planes (x), the end-distance (e), the side-distance (s), the width (w), the pitch-distance (p) the gage-distance (g), the plate thickness (t), the bolt-hole diameter (d_h), the bolt diameter (d), the number of bolts in the row (n), the number of bolts in the column (m) and the total number of bolt in the connection (N). Recommended values for these geometric parameters can be found in design references such as : ASCE-Pre-Standard (2010), EUROCOMP(Clarke, 1996) and CNR-DT-205 (2008). Manufacturers such as Strongwell (2002), Fibreline-Composite (2003), and Creative-Pultrusion (2001) also provide design manuals specific to the use of their products. Table 6.1 summarizes minimum geometric recommendations for e, s, p and g. These recommendations slightly differ from one design reference to another. For example, ASCE-Pre-Standard (2010) recommends a minimum p/d=4 while Clarke (1996) design manual requires this ratio to be at least 3. ASCE-Pre-Standard (2010) recommends the maximum spacing of consecutive bolts in rows or columns (p and g) to be 12 times the minimum thickness of FRP material. However, it does not provide recommendations for the edge distances (e and s). Other references do not specify the maximum values. Equations to calculate the connection strength corresponding to the failure modes mentioned above can also be found in these design references.

Table 6.1: Minimum geometric requirements from design manuals (d: diameter of the bolt, d_h: bolt-hole)

	Pitch (p)	gage (g)	end-distance (e)	side-distance (s)
ASCE-Pre-Standard	$4d$	$4d$	$4d$ for 1 bolt $2d$ for multi-row	$1.5d$
Clarke	$3d_h$	$3d_h$	$3d_h$ and s/d_h	$0.5g$
CNR-DT-205	$4d$	$4d$	$4d$	$0.5g$
Strongwell	$5d$	$5d$	$3d$	$2d$
Creative-Pultrusion	$3d$	$3d$	$3d$	$2d$
Fibreline-Composite	$4d$	$4d$	$3.5d$	$2d$

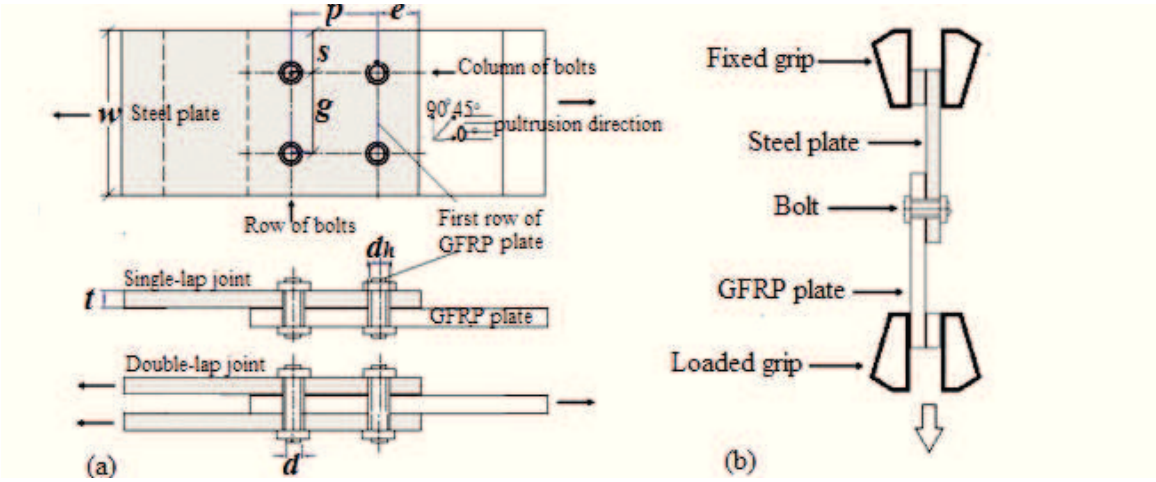


Figure 6.2 – (a) Typical joint geometric parameters, (b) Test set-up

Numerous studies of mechanically fastened joints in composite material have been reported in the literature. Most have been conducted for the benefit of aeronautical and automotive industry. Thoppul *et al.* (2009) present an extensive review of various publications extending from 1978 to 2007. The present study is limited to bolted connections of Glass Fibre Reinforced Polymer (GFRP) pultruded plates in the context of civil engineering applications. Most connections reported were tested with one bolt (Abd-El-Naby et Hollaway, 1993a; Rosner et Rizkalla, 1995a; Erki, 1995; Cooper et Turvey, 1995; Ramaskrishna *et al.*, 1995; Turvey, 2012). A few experimental results with multi-bolt connections can also be found (Abd-El-Naby et Hollaway, 1993b; Hassan *et al.*, 1997a). Specimens were either loaded in double-lap configuration with either two outer GFRP plates and one inner steel plate (Rosner et Rizkalla, 1995a; Hassan *et al.*, 1997a), two outer steel plates and one inner GFRP plate (Abd-El-Naby et Hollaway, 1993a; Cooper et Turvey, 1995; Ramaskrishna *et al.*, 1995; Abd-El-Naby et Hollaway, 1993b; Prabhakaran *et al.*, 1996) or both inner and outer GFRP plates (Erki, 1995). A study with single-lap bolted connections is also available (Turvey, 2012). Figure 6.2(a) presents typical case of double-lap configuration and the geometric parameters as they are defined in this paper.

The above studies provide valuable information of the effect of geometric parameters as the width and end-distance on the joint failure mode and failure load. The test results of Rosner et Rizkalla (1995a) on one-bolt connections suggest that connection strength and failure mode could be improved by increasing w/d_h and e/d_h ratios up to a limiting value of 5. At this ratio, bearing failure by crushing was the observed mode. Experimental results of Cooper et Turvey (1995) reveal that the critical ratio at which bearing failure is observed depends on the clamping of the plates. These critical ratios were found to be e/d=5 and w/d=6 for lightly torqued and e/d=6.5 and w/d=10 for fully torqued connections. Experimental results of Ramaskrishna *et al.* (1995) reveal that increasing w/d from 3 to 7 and keeping e/d=2 has no significant effect on

the strength as shear associated to bearing controls the failure load. From his experimental results, Turvey (2012) observed a threshold value of e/d=3 above which the average ultimate load and strength remain constant for any value of w/d. Below this threshold value, the average ultimate load increases with e/d and w/d. For multi-bolted connections, Hassan *et al.* (1997a) found that the ultimate capacity and the bearing strength increased with the ratios of the side-distance-to-pitch (s/p), up to a limiting value of 1.2. Beyond this, no significant increase in the load-carrying capacity was measured. In addition to these geometrical parameters, reported studies also provide information on either the influence of pultruded material orientation (Rosner et Rizkalla, 1995a; Ramaskrishna *et al.*, 1995; Hassan *et al.*, 1997a; Turvey, 1998), the type of fastener (Erki, 1995), washer size Abd-El-Naby et Hollaway (1993a), number of bolts and their arrangement (Prabhakaran *et al.*, 1996; Hassan *et al.*, 1997a). Abd-El-Naby et Hollaway (1993a,b) show that the failure mode is related to the proportion of CSM and CSR in the plate. Their experimental analysis shows that in plates with higher proportion of CSR than CSM, bearing failure is less likely to occur regardless of the connection length and width.
Although other experimental results in multi-bolt connections have been reported, the effect of pitch-distance has not been studied in details. In addition, only a few data with single-lap bolted connections have been published. The experimental study on GFRP bolted plates reported in the next section was performed to cover these gaps in data. The investigation was performed on single-lap bolted connections. The results are compared to design strengths calculated using equations available in the ASCE-Pre-Standard (2010). Then, a FE analysis validated with experimental results is used to investigate the effect of e, s, p and the material properties. The results are used to critically examine the recommendations of design references.

6.4 Experimental investigation of single-lap bolted connections

6.4.1 Overview of the experimental program

Connections of GFRP to steel plates with one bolt or two bolts, in single-lap configuration, were tested. Specimens were cut from 6.35 mm thick pultruded GFRP and steel plates. All GFRP pultruded plates were loaded in the longitudinal direction to achieve maximum tensile strength. Connections with one bolt or with two bolts in a column were considered. ASTM A325 bolts with a 12.7 mm diameter and nominal washer were used. Bolts were tightened at finger tight plus one-half-turn of the nut. Two configurations were tested for one bolt connections. The configuration S20E30 had s/d=2 and e/d=3. The configuration S40E40 had s/d=4 and e/d=4. For two-bolt connections, two configurations were also tested. The geometric parameters considered were : s/d=4, e/d=4 and p/d=3 for the configuration S40E40P30 ; s/d=4 and e/d=4 and p/d=5 for

the configuration S40E40P50. Five to seven specimens were tested for each configuration for a total of 22 tests.

6.4.2 Experimental setup and testing of the connections

The tests were conducted up to failure of the joint in shear using a 500 kN hydraulic testing machine. As shown in Figure 6.2(b), the end connections were designed to make the loading axis to coincide with the interface of the two plates so that the bolts were mostly loaded in shear. Specimens were clamped by the grips of the testing machine at both ends. A tensile force was applied at the bottom end while the top end was fixed. The load was applied at the rate of 1 mm/min and the load and displacement were recorded by the control system of the testing machine.

6.4.3 Tensile tests of the materials

The GFRP plates were taken from Extren 500 series panels. Extren 500 is manufactured by Strongwell Corporation. According to the manufacturer, it is made of E-glass fibres and polyester resin. It is typically reinforced with 50% Continuous Strand Roving (CSR) and Continuous Strand Mat (CSM). The roving provides strength in longitudinal (pultrusion) direction while the mat provides multi-directional strength properties (Strongwell, 2002). Steel specimens were cut from 350W flat bars.

Tension tests of GFRP coupons were conducted according to ASTM-D3039/D3039M (2006) for longitudinal and transversal tensile strength and ASTM-D3518/D3518M (2007) for in-plane shear strength. For grade 350W steel coupons, ASTM-A370 (2005) was used. Specimens had uniform width for GFRP and reduced width in the gage length for steel. Strength was measured as specified by the appropriate testing standards. Strain was measured by an axial extensometer. Typical stress-strain curves for steel in tension and GFRP in longitudinal tension, transversal tension and in-plane shear are presented in Figure 6.3. As it can be observed, GFRP material behaves linearly up to brittle failure. Steel shows an elasto-plastic behaviour. The average measured properties of GFRP coupons are summarized in the first column of Table 6.2. The properties presented in the other columns of this table will be used in the finite element analysis. For steel, the average ultimate tensile strength and average yield strength were approximately 540 MPa and 370 MPa respectively. ASTM A325 bolt was not tested. However, its nominal guaranteed tensile strength is 825 MPa and its nominal shear strength is 495 MPa, considering the shear strength equals to 0.6 times the nominal tensile strength (Kulak et Grondin, 1998).

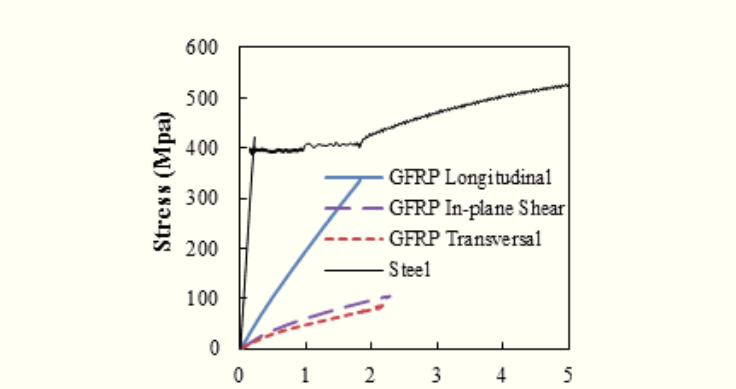


Figure 6.3 – Stress-strain relationships of the materials

Table 6.2: Mechanical properties of the materials

Reference	Tested	(Rosner et Rizkalla, 1995a)	(Hassan *et al.*, 1997a)
Ratio of E_{Tt}/E_{Lt}	0.2	0.7	0.8
Longitudinal modulus E_{Lt} (GPa)	18.6	15.2	12.8
Transversal modulus E_{Tt} (GPa)	4.03	10.8	10.7
In plane shear modulus G (GPa)	4.8	4.2	4.2
Longitudinal tensile strength F_{Lt} (MPa)	340	198	166
Transversal tensile strength F_{Tt} (MPa)	88.4	101	110
In plane shear strength F_{ipsh} (MPa)	104.2	121	117
Longitudinal Poisson ratio ν_{Lt}	0.33*	0.28	0.28

( )* Reported by manufacturer

6.4.4 Experimental results

Considering the much higher stiffness of steel compared to GFRP, there was no deformation observed on the steel plates and on the A325 steel bolt until GFRP reached failure. Therefore, the observations given in this section are for GFRP plates only.

6.4.4.1 Failure mode of one-bolt single-lap configurations

Figures 6.4(a) and 6.4(b) show the inner and outer faces of S20E30 respectively. For this configuration, the failure mode of the seven tested GFRP specimens was not identical. For specimens S20E30-1, S20E30-2 and S20E30-4, the cracks propagated from one side of the bolt-hole towards the free end of the plate in the direction of pultrusion. Specimen S20E30-7 showed the presence of cracks from one side of the bolt-hole towards the corner of GFRP plate at approximately 45°from the loading direction. These two types of failure modes were identified as cleavage failure. Specimens S20E30-3 and S20E30-5 showed the presence of cracks from one side of the bolt-hole towards the side of the plate perpendicular to the pultruded direction. This failure mode was identified as net-section failure. For specimen S20E30-6, cracks propagated from both sides of

bolt-hole towards the free end of the plate. This last failure mode was identified as shear failure. The GFRP specimens also present additional cracks either along the main failure line or around the bolt-hole. Failure mode is identical in the inner and outer face of each GFRP specimen. However, as identified in Figure 6.4(b), signs of out-of-plane deformations can be observed on the outer face of some GFRP specimens (S20E30-2, S20E30-4 and S20E30-6).
For S40E40, failure mode was more consistent. Figures 6.4(c) and 6.4(d) show the inner and outer faces of S40E40 respectively. Tests numbers S40E40-1, S40E40-2, and S40E40-5 present the signs of bearing damage with propagation of crack towards the free end of the plate. However, these tests were stopped before the complete fracture of the joint because the peak load had been reached. Specimens S40E40-3 and S40E40-4 ran up to the complete failure of the joint. For specimen S40E40-3 shear failure was observed. For specimen S40E40-4 there was evidence of cleavage failure with propagation of cracks along the net-section plane. Compared to S20E30 (Figure 6.4b), signs of out-of-plane deformation and delaminations within the layers are more defined on the outer face of specimens S40E40-1, S40E40-2, S40E40-3 and S40E40-5 (Figure 6.4d).

6.4.4.2 Force-displacement curves of one-bolt single-lap connections

Figures 6.4(e) and 6.4(f) show the force-displacement curves of S20E30 and S40E40 respectively. It is observed that the GFRP plates behave linearly up to approximately 15 kN. Then the loads continue to increase, but with a reduced stiffness up to the peak load. The reduction of the stiffness is probably due to the reduction of the clamping pressure between the two plates during loading. The peak load is observed at approximately 41 kN for S20E30 (Figure 6.4e) and at 48 kN for S40E40 (Figure 6.4f) for an average displacement of 3 and 2 mm respectively. Then, the curve suddenly drops down to about 10 to 20 kN for S20E30 (Figure 6.4e) and 20 to 30 kN (Figure 6.4f) suggesting a partial failure on the GFRP. From this point, the GFRP undergoes a progressive failure. The displacement to which the complete failure occurred is unknown because the tests were stopped at tis stage as maximum load was achieved and load was less than 50% of the maximum value. However, as it can be observed in Figure 6.4(f), some test results suggest that this displacement can exceed 6 mm. Therefore, while doubling the side-distance and increasing the e/d to 4 only result to an increase of 20% of the peak load, the load sustained by the GFRP plate after the peak load was twice greater in some cases.
As depicted in Figure 6.4(e), there is a particularity with the curves of specimens S20E30-1 and S20E30-3. The linear behaviour of these curves are interrupted at approximately 1 mm displacement and 20 kN force. Here the progression of the load remains insignificant up to 2 mm displacement. Then, the load increases up to an average peak value of 38 kN and a displacement of 3.5 to 4 mm. This interruption of the load growth was due to the displacement (slippage) of the bolt in the bolt-hole. To prevent this behavior in the specimens tested later, special attention was given to joint tightening to ensure the contact between the bolt-hole and the bolt in the loading

direction. In summary, increasing s/d from 2 to 4 and e/d from 3 to 4, led to a moderately higher connection strength and improved the overall behavior of the joint at failure.

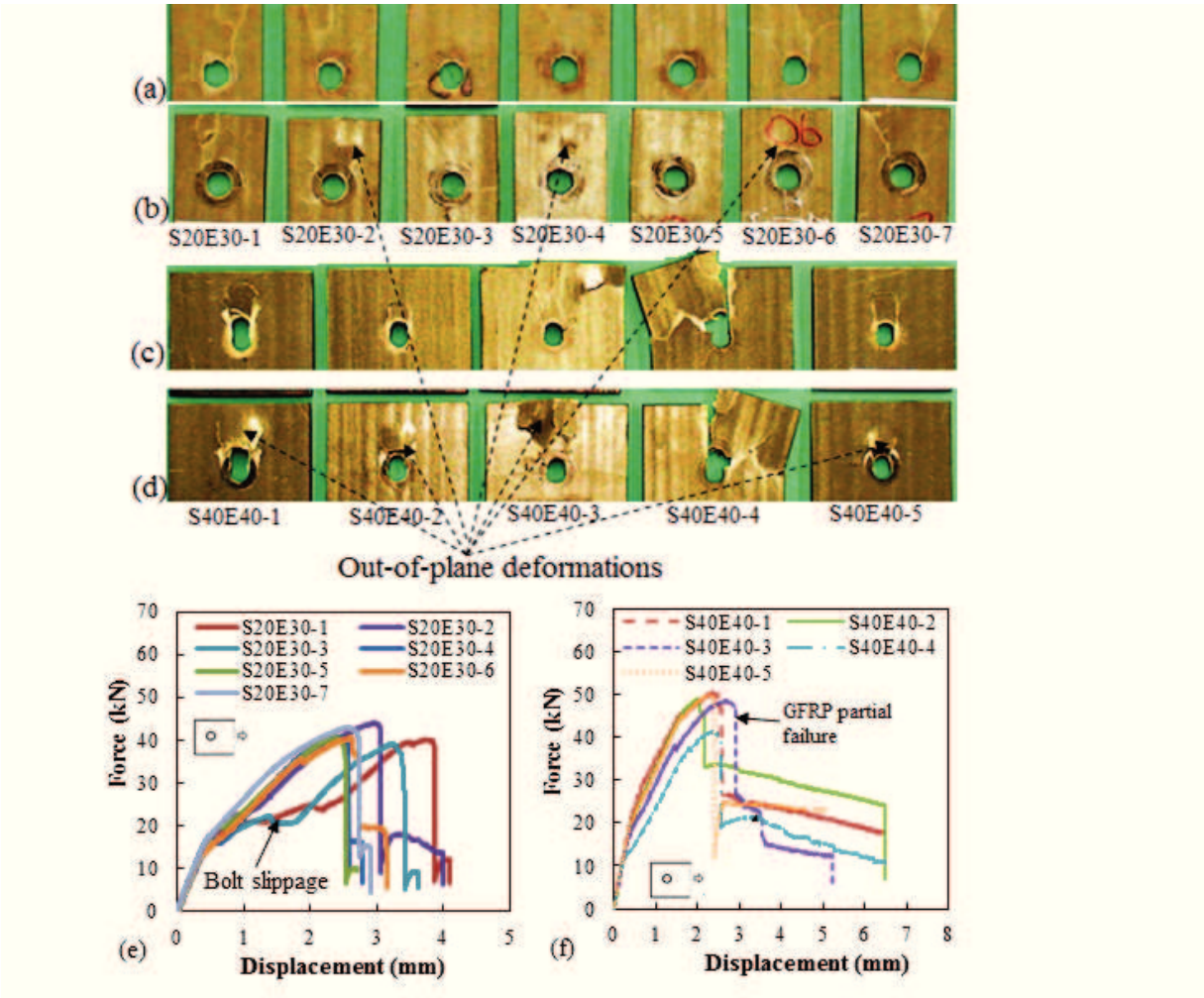


Figure 6.4 – Failure damages of GFRP (a) Inner face 1B2030 (b) Outer face S20E30, S20E30,(c) Inner face S40E40 (d) Outer face S40E40. Force-displacement curves of : (e) S20E30, (f) S40E40

6.4.4.3 Failure mode of two-bolt connections

The failure mode of two-bolt GFRP-steel single-lap connections is presented in Figures 6.5(a) to 6.5(d). Figures 6.5(a) and 6.5(b) present crack damages respectively in the inner and outer face of S40E40P30. It can be observed from the inner to the outer face of the same specimen that the cracks may propagate differently. For example, in Figure 6.5(a), while the inner face of specimen S40E40P30-1 shows signs of net-section failure in the lower row, the outer face in Figure 6.5(b) shows propagation of cracks around the two bolt-holes (block shear failure). Therefore,

it is difficult to characterize this failure mode within the conventional types of failure presented in Figure 6.1. However, for specimens S40E40P30-2 and S40E40P30-5 crack damages are the same in both faces. The cracks start in the lower row and propagate towards the top free end of the plate. Additional cracks around the bolt-hole are observed. This failure mode is identified as cleavage. Shear failure is observed on specimens S40E40P30-3 and S40E40P30-4. However, propagation of cracks in the shear path has different patterns in the inner and the outer faces (Figure 6.5b). On the inner face, the cracks start from the lower row and propagate towards the top free end of the plate. On the outer face, the cracks are limited around the two holes.
Figures 6.5(c) and 6.5(d) present crack damages respectively in the inner and outer face of S40E40P50. Compared to S40E40P30, the failure modes were more consistent on both faces. Shear was the predominant failure mode. Shear damage was in some cases limited around the bolt-holes (S40E40P50-3) while in other cases (S40E40P50-1, S40E40P50-4 and S40E40P50-5) it started at the top row (outer row is the top row in Figure 6.5) and propagated towards the free end of the plate. Specimen S40E40P50-2 clearly shows a cleavage failure. Here, cracks initiated in the lower row and propagated through the top row and towards the free end distance.
As can be observed in Figure 6.5(b) and Figure 6.5(d) out-of-plane deformations are found in the outer face of same GFRP specimens. This suggests presence of delamination between the layers. These damages are less significant in the inner faces due to the contact of the GFRP plate with the steel plates. However, the shape of theses damages is not the same for both configurations. For S40E40P30 presented in Figure 6.5(b), damages are limited around the two holes of the outer face while for S40E40P50, presented in Figure 6.5(d), damages due to out-of-plane deformations are observed between the two holes. It can also be noted that both configurations show some bearing damage at the lower row. However, no complete bearing failure of the joint was observed.

6.4.4.4 Force-Displacement curves of two bolts connections

In Figure 6.5(e), force-displacement curves of S40E40P30 and S40E40P50 are compared. The load history is similar to that observed with one-bolt joints. The peak loads are observed at 75 and 78 kN for S40E40P30 and S40E40P50 respectively. Hence, only 4% gain in the joint capacity was achieved by increasing the pitch. However, displacement at failure increased from an average of 3 mm for S40E40P30 to 4.5 mm for S40E40P50. The loads sustained by the GFRP plate after the peak load are scattered and vary from 15 kN to 40 kN in both configurations. Therefore, increasing the pitch distance has no significant effect on the GFRP plate carrying capacity. Nevertheless, the joints with higher pitch distance were able to achieve more displacement, therefore a safer behavior.
In Figure 6.5(f), a typical force-displacement curve of S40E40 is compared to that of S40E40P30. It can be observed that increasing the number of bolts with a constant end-distance and side-distance (e/d=4 and s/d=4) from one bolt to two bolts in a column increased the joint capacity

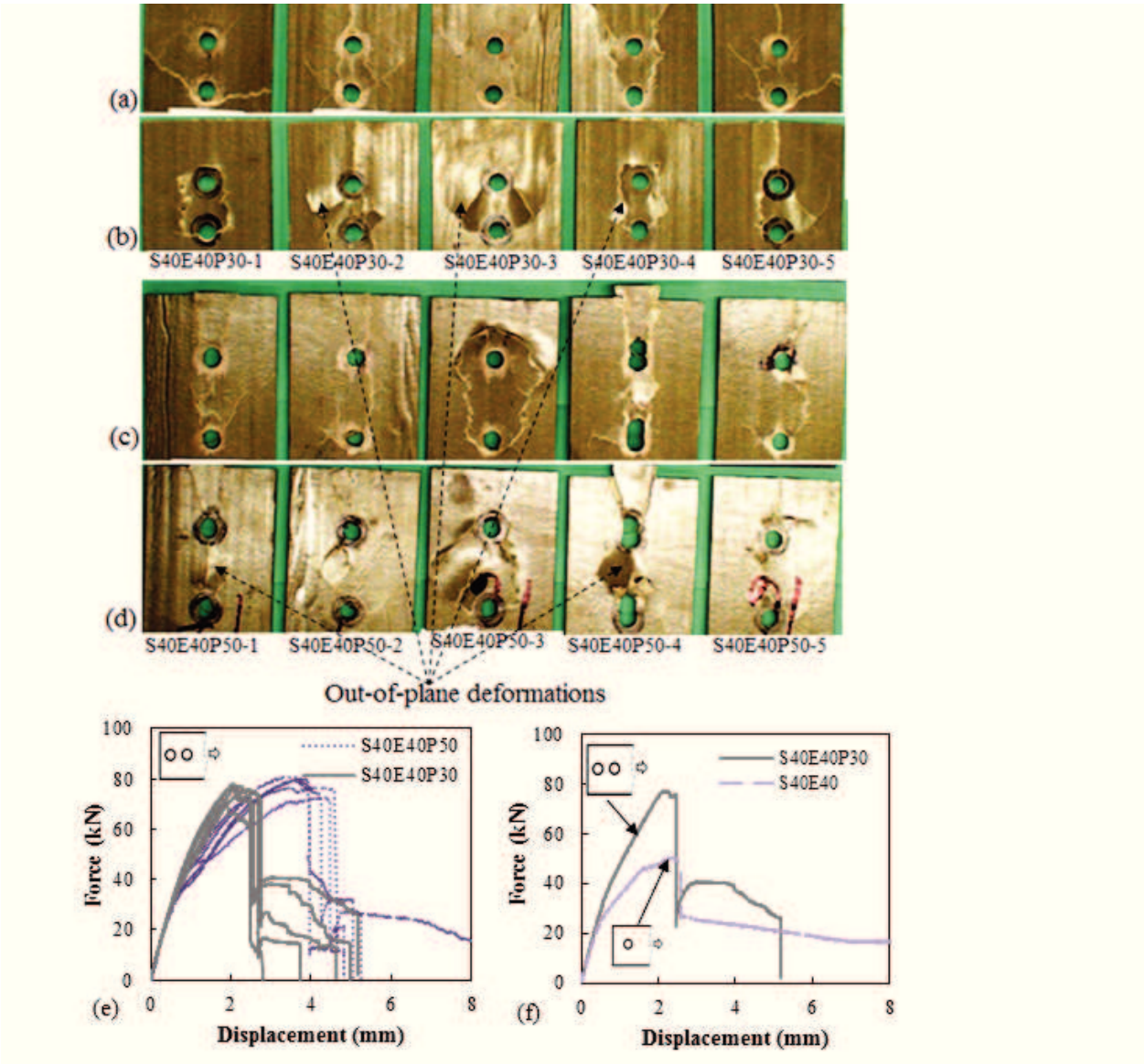


Figure 6.5 – Failure damages of GFRP (a) Inner face of S40E40P30 (b) Outer face of S40E40P30, (c) Inner face of S40E40P50 (d) Outer face of S40E40P50. Force-displacement curves of (e) S40E40P30 compared to S40E40P50, (f) S40E40P30 compared to S40E40

by approximately 60%. It is significant that increasing the number of bolts from one to two did not double the load capacity of the GFRP connection. It can also be observed that the the peak load of the GFRP plate occurred at the same displacement for S40E40 and S40E40P30. The experimental results for one-bolt and two-bolt joints are summarized in Table 6.3.

Table 6.3: Tests results of simply bolted joints

Test names	Failure modes	Load (kN)
S20E30-1	Cleavage	40.09
S20E30-2	Cleavage	44.11
S20E30-3	Net-section	39.35
S20E30-4	Cleavage	40.86
S20E30-5	Net-section	40.68
S20E30-6	Shear	40.64
S20E30-7	Cleavage	43.03
S40E40-1	Shear	50.48
S40E40-2	Shear	48.96
S40E40-3	Shear	48.56
S40E40-4	Cleavage	41.32
S40E40-5	Shear	50.05
S40E40P30-1	Net-section on inner face, shear on outer face	71
S40E40P30-2	Cleavage	77.09
S40E40P30-3	Shear	77.11
S40E40P30-4	Shear	75.53
S40E40P30-5	Cleavage	76.65
S40E40P50-1	Shear	80.83
S40E40P50-2	Cleavage	72.61
S40E40P50-3	Shear	80.61
S40E40P50-4	Shear	76.58
S40E40P50-5	Shear	79.63

6.5 Comparison of experimental and predicted results

The ASCE-Pre-Standard (2010) is the most recent design reference for GFRP in civil engineering application. For this analysis, the nominal strength prediction obtained using equations recommended by this ASCE-Pre-Standard (2010) are compared with experimental test results of one-bolt and two-bolt connections. Since only the nominal strength is considered, no resistance factor is used for the calculation of the strength predictions.

6.5.1 Design equations

ASCE-Pre-Standard (2010) provides equations corresponding to each potential failure mode. For net-section failure for a multi-row of bolts, it establishes net-section strength (Rnt) presented in Equation 6.1. The strength per bolt in configuration with one-row of bolt(s) is calculated using Equation 6.2.

$$P_t = \left[\begin{array}{l} \left(\frac{1}{\left(\frac{w}{nd}-1\right)} \left(1 + C_{Lt}\left(S_{pr} - 1.5\frac{S_{pr}-1}{S_{pr}+1}\theta\right)\right) L_{br}\frac{w}{nd} \right) \\ + \left(\frac{\left[1+C_{op,(LT)}\left(1+(1-1/S_{pr})^3\right)\right](1-L_{br})}{1-n\frac{d_h}{w}} \right) \end{array} \right]^{-1} w.t.F_{(Lt)} \tag{6.1}$$

$$P_t = \left[C_{(Lt))} \left(S_{pr} - 1.5\frac{(S_{pr}-1)}{(S_{pr}+1)}\theta \right) + 1 \right]^{-1} .(w - d_h)\,.t.F_{(Lt)} \tag{6.2}$$

C_{Lt}=0.4 for plate and C_{op}=0.5 for shape.

L_{br} is the proportion of the connection force taken in bearing at the first bolt row (see Figure 6.2a). The value of L_{br} can be found in ASCE-Pre-Standard (2010),

F_{Lt} is the tensile strength in the longitudinal direction of the GFRP plate,

n is the number of bolts in a row.

The nominal shear tear-out strength (P_{sh}) per bolt for connection with one-row of bolt(s) is defined in Equation 6.3. Equation 6.4 gives the shear tear-out strength per column of bolts for connection with two rows of bolts separated by a pitch (p).

$$P_{sh} = 1.4.(e - \frac{d_h}{2}).t.F_{ipsh} \tag{6.3}$$

$$P_{sh} = 1.4.(e - \frac{d_h}{2} + p).t.F_{ipsh} \tag{6.4}$$

Where F_{ipsh} is the characteristic in-plane shear strength of the GFRP plate. The bearing strength (P_{br}) per bolt is the product of bearing area to the bearing strength (F_{br}) of the material as defined in Equation 6.5.

$$P_{br} \leq d.t.F_{br} \tag{6.5}$$

For single bolt centrally positioned with $e/d < 4d$, cleavage strength (P_{cl}) is the lesser of Equations 6.6 and 6.7.

$$P_{cl} = 0.15.[(2.s - d_h).F_{Lt} + 2.e.F_{ipsh}].t \tag{6.6}$$

$$P_{cl} = \left(\frac{10}{9} - \frac{4}{9}\frac{d_h}{e}\right)^2.t.d.F_{br} \tag{6.7}$$

Since F_{br} was not tested in the present experimental study, the ratio of F_{br}/F_{Lt} =1.8 measured by Rosner et Rizkalla (1995a) was taken. For a single-row of bolts (with the maximum number of bolts in the row set to three) at uniform gage distance (g), cleavage strength (P_{cl}) is defined as :

$$P_{cl} = 0.15.[(s + 0.5.g - d_h).F_{Lt} + 2.e.F_{sh}].t \tag{6.8}$$

Cleavage strength prediction is not provided for a multi-row of bolts in the ASCE-Pre-Standard (2010). For connection with multi-row of bolts, ASCE-Pre-Standard (2010) also recommends multiplying the nominal strength of the connection by the ratio of $p/4d$ when p/d <4.

6.5.2 Analysis of the predicted results

In Table 6.4, columns 4 to 8 list the results obtained using Equations 6.1 to 6.7. The average tensile strengths obtained from the tested coupons and reported in Table 6.2 were used in the calculation. The governing failure load and failure mode are reported in columns 9 and 10. The predicted to experimental ratios are also reported in column 11.

For connection S20E30, experimental study produced three types of failure mode : net-section, shear tear-out and cleavage failures. However, among the seven specimens tested for this configuration, failure by cleavage was the predominant mode. The ASCE-Pre-Standard (2010) predicts that cleavage governs design, which is consistent with some experimental specimens. However, the predicted strength governed by Equation 6 was underestimated by 53%. For connection S40E40, failure by shear was the predominant mode observed experimentally. The ASCE-Pre-Standard (2010) predicts that failure by shear governs the design. However, it underestimates the strength by 15% compared to experimental tested results. It is important to note that the ASCE-Pre-Standard (2010) recommends that cleavage should not be considered for connection

with $e/d \geq 4$. However, experimental results reveal that this failure mode is possible for e/d=4. The ASCE-Pre-Standard (2010) predicts net-section failure for S40E40P30 and S40E40P50. It was rather shear tear-out and cleavage that were observed experimentally for S40E40P30. Shear tear-out was also the predominant failure mode observed experimentally for S40E40P50. Therefore, the predicted failure mode is not consistent with experimental observations. While the strength prediction of S40E40P50 is only 18% below the experimental failure load, that of S40E40P30 is underestimated by 36%. This larger underestimation is due to the requirement of multiplying the net-section connection strength by the ratio of $p/4d$ when p is less than the required minimum. Such recommendation significantly reduced the connection strength prediction even though it was observed experimentally that the pitch had limited effect on the failure load. ASCE-Pre-Standard (2010) does not provide an equation of cleavage strength for multi-row of bolts. However, in experimental section, some specimens of S40E40P30 show failure by cleavage. Therefore, it could be useful to define an equation capable of predicting this failure mode for a multi-row of bolts.

More data are required to better understand the relationship between the different geometric parameters and the connection strength. Finite element approach will be used to extend such data.

Table 6.4: Comparison of experimental to predicted results

	Ave Exp. (kN)	Exp FM	Strength (kN) calculated using equations 1 to 7					Governed prediction		P_{pred}/P_{exp}
			R_{nt}	R_{sh}	R_{cl}	R_{cl}	R_{br}	FL	FM	(2)/(9)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
Equation	-	-	1 or 2	3 or 4	6	7	5	-	-	-
S20E30	41.3	S/C	35.5	28.8	19.5	44.3	49.4	19.5	C	0.47
S40E40	47.9	S/C	50.7	40.5	38.4*	48.2*	49.4	40.5	S	0.85
S40E40P30	75.5	S/C	48.2	75.7	-	-	74	48.2	N	0.64
S40E40P50	78.1	S	64.3	99.2	-	-	98.7	64.3	N	0.82

* Value calculated but not recommended by ASCE-Pre-Standard (2010) for $e/d \geq 4$;
FL: failure load; FM: failure mode; N: net-section; S: shear tear-out; C: cleavage

6.6 Finite element analysis

6.6.1 Overview of the finite element analysis

Through FE analysis, this section aims to investigate the effects of the end-distance (e), the side-distance (s) and the pitch (p) on the connection strength. A two-dimensional (2D) finite element model was developed with the commercial software ADINA 8.7.3. The analysis started with a validation study based on experimental results described above and also with the data of

some papers discussed above (Rosner et Rizkalla, 1995a; Hassan *et al.*, 1997a). The properties shown in Table 6.2 were used for this part of the study. This validation was followed by a parametric simulation where the effect of geometrical parameters for one-bolt connections and two-bolt connections aligned parallel to the loading direction, was investigated. The ratio were $1 \leq e/d \leq 5$ and $1.5 \leq e/d \leq 5$. The pitch-distance (p/d=2, 3, 4 and 5) for two-bolt parallel to the loading direction (two-bolt in a column) were also investigated. In the parametric study, two types of GFRP plates were studied : one with the ratio of E_{Tt}/E_{Lt}=0.2 using the properties of the plates in the current study ; the other with the ratio of E_{Tt}/E_{Lt}=0.8 using the properties of the plates reported by Hassan *et al.* (1997a). The interest for the two types of plates is the relative proportion of CSR and CSM. The model with E_{Tt}/E_{Lt}=0.2 represents a highly orthotropic material. It achieves higher strength in the pultruded direction than in the transversal direction. On the other hand, with a ratio of E_{Tt}/E_{Lt} =0.8, the relative proportion of CSM and CSR leads to quasi-isotropic plate.

6.6.2 Analysis assumptions

This study was limited to the evaluation of joint strength and failure mode for GFRP with loading parallel to the pultruded direction. In the experimental study of GFRP-to-steel connection, failure of the joint was due to the GFRP fracture. Therefore, only the GFRP plate was modelled in the finite element (FE) analysis. Figure 6.6(a) presents the typical 2D model used for this analysis. For model validation, all configurations tested in the experimental program were analysed. Additional configurations reported in others papers (Rosner et Rizkalla, 1995a; Hassan *et al.*, 1997a) were also used. Their material properties are presented in Table 6.2 while details of chosen configurations are presented in Table 6.5. In the static environment of ADINA, the GFRP plate was modelled as a 2D solid with a quadrilateral element. These elements haves nine nodes per element and six degrees of freedom per node. The mesh density is shown in Figure 6.6(a). Each element edge length was approximatively equal to 2 mm. The mesh density was refined around the bolt-hole. In a square refined mesh area, the length ratio of the element edges (last element/first element) was equal to 0.2. It was verified that further reducing the mesh size does not influence the stress distribution in the model. The GFRP plate was modelled as a plastic orthotropic material. The anisotropy parameters were determined from yield stresses. The input yield stresses were taken as the ultimate tensile strengths of the material and the input plastic strain was taken as a material longitudinal tensile strain. Contact between the bolt and the plate was modelled by a contact feature available in ADINA. To reduce the computation time, the bolt was modelled as a rigid half cylinder. The contact interface was generated as a pair of surface elements. On this interface, the bolt was defined as a target surface and the bolt-hole elements as a contactor surface. This assumption was based on the fact that the elastic modulus of the steel bolt is greater than that of GFRP plate. Due to the use of contact elements, no boundary condi-

tion was applied on this interface. For all configurations, the length L presented in Figure 6.6a was always constant and equal to 127 mm. A uniform pressure was applied in the longitudinal Z-axis on the far end plate edge. The external load was applied incrementally on the structure. Once the GFRP plate reached the input strain, the model diverged. The recorded peak load was taken as the strength of the connection.

6.6.3 Validation of the finite element model

Figures 6.6(b) to 6.6(g) present the post-processing Hill effective stress distribution of the FE model. Based on the stress distribution along a given failure path of the model, the joint failure mode was defined. For example, for shear tear-out failure presented in Figures 6.6(b) and 6.6(c), excessive stresses are developed between the sides of the bolt-hole and propagate towards the free end edge of the plate. For net-section failure, excessive stresses are developed across the centerline of the bolt-hole in the net-section path (Figure 6.6d). A typical bearing failure is presented in Figure 6.6(e) ; stresses are limited ahead of the bolt-hole in the bearing path and barely reach the free end edge of the plate. Cleavage failure is characterized by excessive stresses ahead of the bolt-hole (Figure 6.6f) In addition, excessive stresses also develop from the free end edge of the plate towards the bolt-hole in the loading direction. In Table 5, the ultimate loads (P_{FE}) and failure modes obtained from FE analysis of one and two bolts connections are compared to the average experimental failure loads. It can be observed that the FE results are in very good agreement with experimental results. In general, the FE failure loads are slightly conservative. All ratios of predicted to experimental results are within 7% difference. The observed FE failure modes were also quite consistent with the experimental failure modes. In Figure 6.7, the typical force displacement curves obtained in the FE analysis are compared to that of experimental results. Here also, it can be seen that the force-displacement history are quite consistent with that of experimental curves up to the peak load at which the FE model stops.

6.6.4 Parametric simulation and analysis of the results

Following the satisfactory agreement between FE model and experimental results, a parametric study was carried out. The results obtained from the parametric simulation are presented in Table 6.6. For connections with one or two bolts, the FE results were used to define the boundaries of predicted failure modes and are shown in Figure 6.8 by dashed lines. These boundaries are presented in Figure 6.8(a) for one-bolt connections of GFRP plates with E_{Tt}/E_{Lt}=0.2 and in Figure 6.8(b) for those with E_{Tt}/E_{Lt}=0.8. The boundaries of predicted failure modes according to ASCE-Pre-Standard (2010) were also identified and are shown by the lines in Figure 6.8(c) for connections of a GFRP plate with E_{Tt}/E_{Lt}=0.2, and in Figure 6.8(d) for E_{Tt}/E_{Lt}=0.8. Failure modes from our experimental study and those reported in reference papers are listed in Table

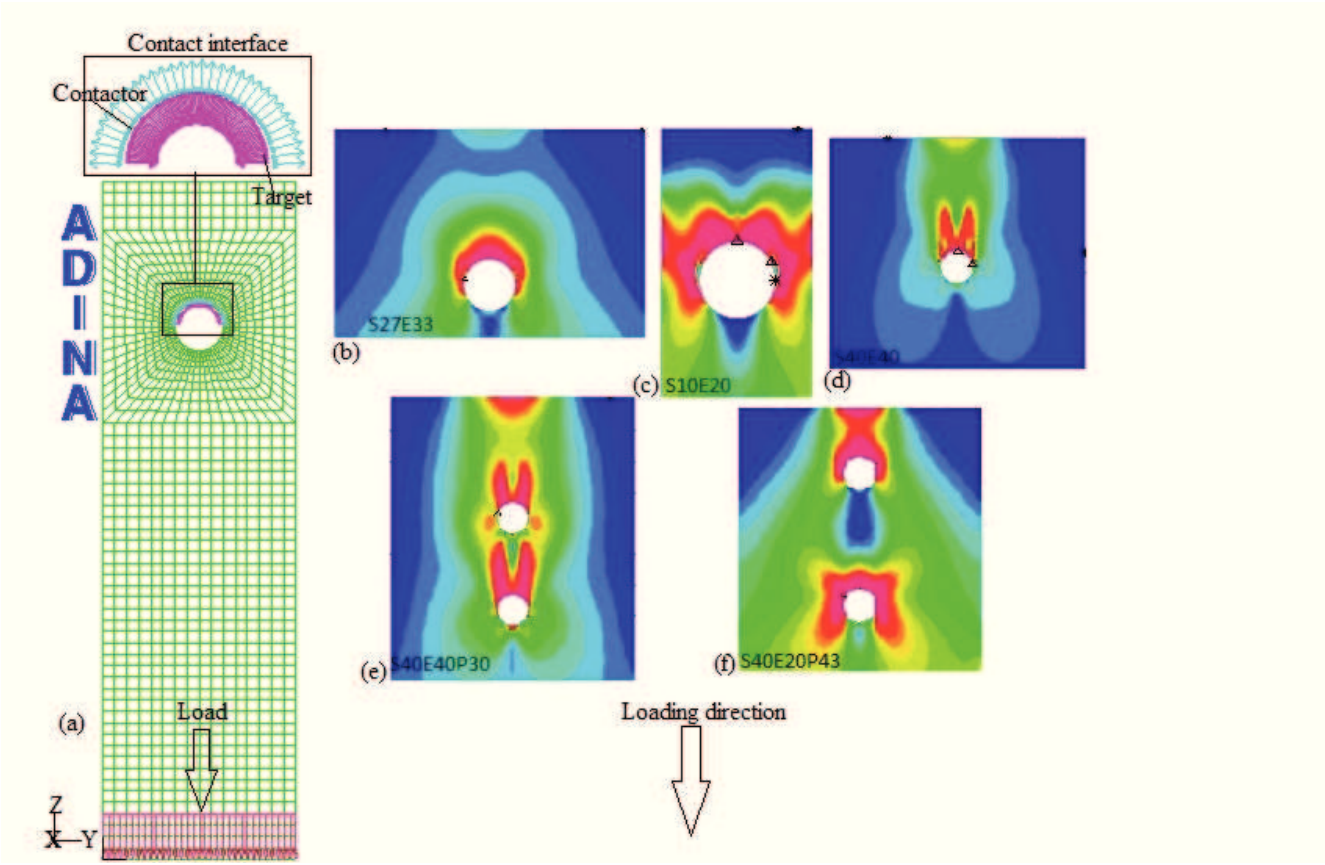


Figure 6.6 – (a) Typical 2D model, Post-processing failure modes : (b) bearing, (c) net-section, (d) and (e) shear tear-out, (f) cleavage

Table 6.5: Model validation

	Configuration	P_{exp} (kN)	Exp. FM	P_{FE} (kN)	FE FM	P_{FE}/P_{Exp}
Tested	S20E30	41.3	C/S	40.2	C	0.97
(1X1)	S40E40	47.8	S	49.7	S	1.04
Tested	S40E40P30	75.5	C/S	72.2	S	0.96
(1X2)	S40E40P50	78.1	S	77	S	0.99
Rosner et Rizkalla (1995b)/(1X1)	S07E10	6.1	N	5.7	N	0.93
d=19.05mm,	S10E20	22	N	21.2	N	0.96
t=9.53 mm	S27E33	47.7	B+N	46.3	B	0.97
Hassan *et al.* (1997a)/(1X2)	S27E33P43	84.2	N	82.3	N	0.98
d=19.05mm,	S40E20P43	96.8	C	96.15	C	0.99
t=12.7 mm	S40E33P43	102.4	N	98.9	N	0.96
Hassan *et al.* (1997a)//(2X1)	S33E20G43	96.8	C	91.9	C	0.95
d=19.05mm,	S33E33G43	105.8	N	101.8	N	0.96
t=12.7 mm	S47E20G43	97.2	C	92.1	C	0.95

N: net-section failure; C: cleavage failure; S: shear tear-out failure

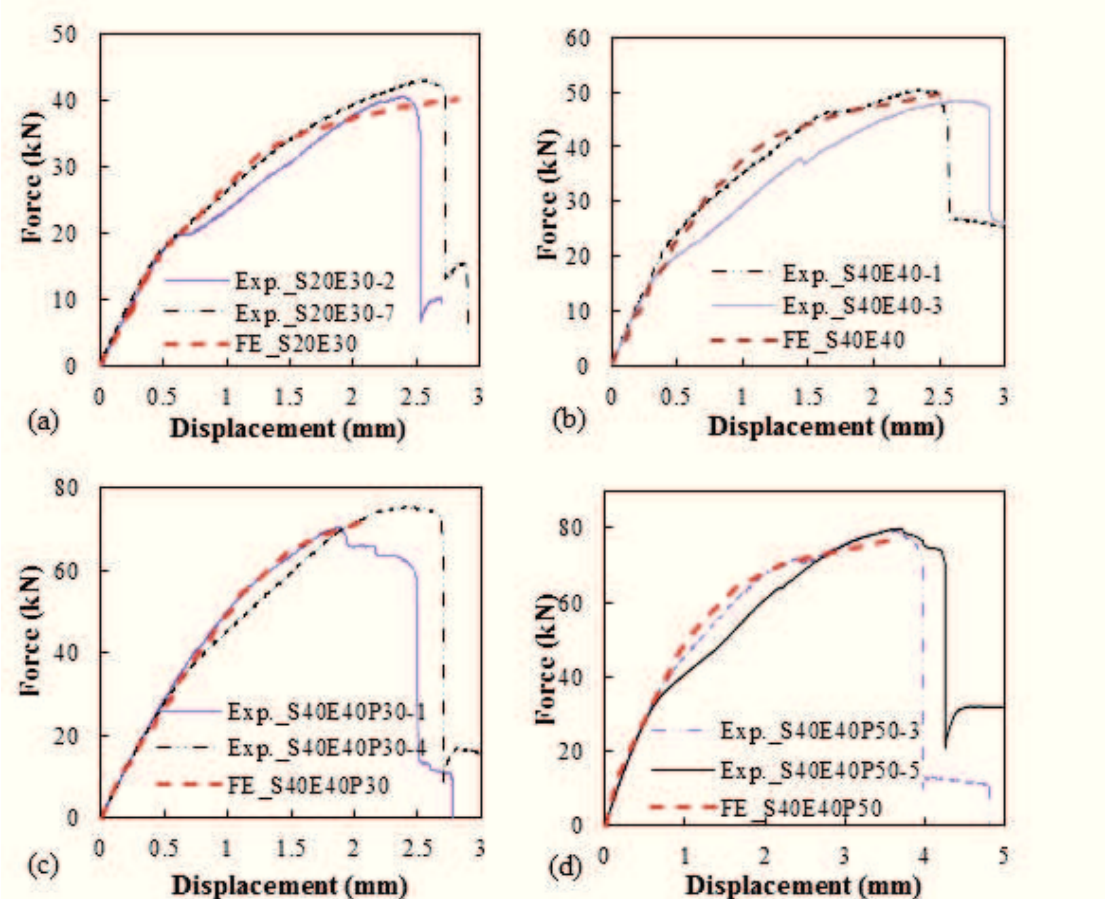


Figure 6.7 – Typical force-displacement curves of the experimental compared to finite element models : (a) S20E30, (b) S40E40, (c) S40E40P3, (d) S40E40P50

6.7. They are represented by symbols in Figure 6.8 where they are regrouped for E_{Tt}/E_{Lt}=0.3 in Figures 6.8(a) and 6.8(c) or E_{Tt}/E_{Lt}=0.7 in Figures 6.8(b) and 6.8(d). Failure loads from Table 6.6 are reported in Figures 6.9(a) and 6.9(b) for various geometrical parameters of one-bolt connections. The predicted failure loads using ASCE-Pre-Standard (2010) for the minimum recommended side-distance are also shown by the dotted line. The numbers in parenthesis in Figure 6.9 identify the equation that governs the design according to ASCE-Pre-Standard (2010) with the minimum recommended side-distance (s/d=1.5). For two-bolt connections, information similar to Figure 6.8 and 6.9 is provided in Figures 6.10 and 6.11.

6.6.5 Effects of geometric parameters in one-bolt connections

For one-bolt connections of highly orthotropic GFRP plates, FE results in Figure 6.8(a) predicts cleavage, shear tear-out or net-section failure depending on the geometrical combinations of e/d and s/d. When comparing this figure with Figure 6.8(c), it is shown that the FE model and

Table 6.6: FE results: failure load (kN)/failure mode

s/d	p/d	e/d					s/d	p/d	e/d				
		1	2	3	4	5			1	2	3	4	5
One-bolt (For E_{Tt}/E_{Lt}=0.2)							One-bolt (For E_{Tt}/E_{Lt}=0.8)						
1	-	6.2/C	11.7/N	12.5/N	12.5/N	12.7/N	1	-	4.2/N	6.3/N	6.3/N	6.3/N	6.3/N
1.5	-	10.6/C	22.2/C	26.1/N	26.2/N	26.3/N	1.5	-	6.2/C	10.5/C	13.5/N	13.6/N	13.6/N
2	-	17.8/C	34.5/C	40.2/C	43.4/N	43.5/N	2	-	8.7/C	20.3/C	21.2/N	23.2/N	22.4/N
3	-	18.9/C	35.1/C	43.2/C	47.4/S	47.5/S	3	-	9.1/C	20.5/C	23.3/B	28.5/B	27.4/B
4	-	18.8/C	37.0/C	47.7/C	49.7/S	50.7/S	4	-	10.0/C	21.9/C	27.8/B	28.0/B	30.6/B
5	-	19.1/C	40.2/C	50.2/C	52.4/S	54.4/S	5	-	10.2/C	23.4/C	26.3/B	30.5/B	31.7/B
Two-bolt (For E_{Tt}/E_{Lt}=0.2)							Two-bolt (For E_{Tt}/E_{Lt}=0.8)						
1.5	2	20.3/C	23.9/S	25.6/S	27.9/N	28.8/N	1.5	2	10.1/C	12.0/N	12.9/N	13.1./N	13.4/N
	3	28.2/C	36.6/N	37.9/N	38.2/N	38.8/N		3	14.7/C	15.0/N	15.1/N	15.2/N	15.2/N
	4	31.1/C	36.6/N	38.0/N	38.5/N	38.8/N		4	14.9/C	16.3/N	17.2/N	17.4/N	17.4/N
	5	32.6/C	36.6/N	38.1/N	38.5/N	38.9/N		5	14.9/C	17.6/N	17.8/N	17.6/N	18.1/N
2	2	25.4/C	27.9/S	31.0/S	33.9/S	33.6/S	2	2	12.1/C	14.5/C	15.5/N	15.9/N	16.3/N
	3	39.5/C	53.7/S	55.8/S	55.8/S	55.8/S		3	21.2/C	25.2/C	25.7/N	25.7/N	25.8/N
	4	40.1/C	57.5/S	58.7/S	65.1/S	66.3/S		4	22.1/C	25.9/C	26.5/N	28.0/N	28.1/N
	5	40.7/C	58.2/S	59.5/S	66.9/S	67.2/S		5	22.4/C	26.9/C	27.2/N	29.4/N	29.5/N
3	2	28.5/C	31.1/S	33.6/S	34.3/S	34.4/S	3	2	14.3/C	15.5/C	16.8/N	17.6/N	17.6/N
	3	54.5/C	62.9/S	65.0/S	69.9/S	70.4/S		3	25.4/C	30.4/C	31.3/N	32.3/N	32.5/N
	4	54.8/C	64.3/S	67.2/S	70.3/S	70.8/S		4	26.2/C	31.8/C	32.1/N	32.8/N	33.7/N
	5	55.1/S	65.8/S	70.3/S	75.7/S	76.0/S		5	27.2/C	32.2/C	33.4/N	35.2/N	35.4/N
4	2	36.1/C	38.5/S	41.8/S	43.3/S	44.8/S	4	2	18.9/C	19.6/C	19.7/N	20.9/N	21.6/N
	3	60.2/C	65.3/S	69.5/S	72.2/S	73.5/S		3	30.1/C	32.8/C	36.4/N	37.5/N	37.8/N
	4	63.7/C	67.5/S	71.4/S	74.9/S	76.1/S		4	30.7/C	33.0/C	37.3/N	38.0/N	38.1/N
	5	63.8/C	68.1/S	73.5/S	77.0/S	78.6/S		5	30.7/C	33.3/C	38.3/N	38.4/N	38.4/N
5	2	44.7/C	48.1/S	51.1/S	53.3/S	54.6/S	5	2	22.3/C	24.8/C	25.8/N	26.3/N	26.9/N
	3	63.4/C	67.4/S	69.8/S	75.6/S	75.6/S		3	31.1/C	34.7/C	39.2/N	40.8/N	41.8/N
	4	63.5/C	71.8/S	75.3/S	78.1/S	79.0/S		4	31.6/C	35.6/C	39.2/N	41.1/N	42.0/N
	5	64.2/C	72.0/S	78.8/S	79.9/S	80.3/S		5	32.0/C	36.1/C	39.4/N	41.5/N	42.0/N

N: net-section failure; C: cleavage failure; S: shear tear-out failure; B: bearing failure

ASCE-Pre-Standard (2010) predict net-section failure around the same zone. However, the only experimental data point associated to net-section failure presented in these figures shows that this failure zone might be better defined with FE model than ASCE-Pre-Standard (2010). More experimental data points for s/d <2 are required for further comment on this failure mode. It is also observed in these figures that cleavage and shear failure zones are not in agreement between the FE model and ASCE-Pre-Standard (2010). Some experimental data points associated to shear failures are located in the cleavage zone defined by both FE analysis and ASCE-Pre-Standard (2010). This is a due to the fact that these two types of failure modes are difficult to discriminate from each others experimentally. Therefore, from the experimental point of view, there is a need to better understand the failure mechanism of these two types of failure modes. In contrast with the FE analysis, ASCE-Pre-Standard (2010) identifies an area for bearing failure for values of $e/d \leq$4 and $s/d \leq$2. The only experimental data point in this zone is associated to shear failure, which is in agreement with the FE model. In addition, there is no experimental data point for bearing failure. More experimental data points would be needed in this zone. Due

Table 6.7: Experimental failure modes

One bolt (1X1)			One bolt (1X1)			One bolt (1X1)			
e/d	s/d	FM	e/d	s/d	FM	p/d	e/d	s/d	FM
E_{Tt}/E_{Lt}=0.2 Tested			E_{Tt}/E_{Lt}=0.7 [10]			E_{Tt}/E_{Lt}=0.2 Tested			
3	2	C	1	0.7	N	3	4	4	S/C
4	4	S	10.7	0.7	N	5	4	4	S
E_{Tt}/E_{Lt}=0.3 [13]			2	1	N	E_{Tt}/E_{Lt}=0.3 [16]			
2	1	N	3.3	1	N	4	2.4	2.4	N/C
2	1.5	S	5.3	1	N	E_{Tt}/E_{Lt}=0.3 [17]			
2	2	S	2	1.3	N	4.3	2	2.7	C
2	2.5	S	3.3	1.3	N	4.3	3.3	2.7	N
2	3.5	S	5.3	1.3	N	4.3	5.3	2.7	N
E_{Tt}/E_{Lt}=0.3 [16]			2	2.7	C	4.3	2	4	C
2.4	2.4	C	3.3	2.7	N	4.3	3.3	4	N
			5.3	2.7	N	4.3	5.3	4	N
			10.7	2.7	N	4.3	2	5.3	C
			2	4	C	4.3	3.3	5.3	N
			3.3	4	C	4.3	5.3	5.3	N
			5.3	4	B	4.3	2	6.7	C
			1	6.7	C	4.3	3.3	6.7	N
			2	6.7	C	4.3	5.3	6.7	N
			3.3	6.7	C				
			5.3	6.7	B				
			10.7	6.7	B				
			E_{Tt}/E_{Lt}=0.8 [11]						
			2.7	4	C				

to the limit number of data point, it is difficult to conclude which one of the FE analysis or the ASCE Pre-standard (ASCE-Pre-Standard, 2010) equations provide the best predictions for these failure modes in the case of a highly orthotropic plate.

For one-bolt connections of quasi-isotropic GFRP plates, FE results in Figure 6.8(b) predict cleavage, bearing or net-section failure depending on the combination of e/d and s/d. When comparing this figure with Figure 6.8(d), it is shown that the FE model and ASCE-Pre-Standard (2010) predict net-section failure around the same zone. However, the area in which ASCE-Pre-Standard (2010) predicts net-section failure does not include some experimental data points for the combination of e/d <4 and s/d <2 while the zone defined by FE analysis includes all these points. In contrast with the FE analysis, ASCE-Pre-Standard (2010) identifies an area for shear tear-out failure for values of e/d <2 and s/d ≥1. However, there is no experimental data point reported with this failure mode. It is also observed in these figures that all experimental data points associated with cleavage failure are located in the cleavage zone defined by ASCE-Pre-Standard (2010) and FE analysis except for one data point located at e/d=3.3 and s/d=4, for which bearing failure is predicted by FE analysis. For ASCE-Pre-Standard (2010), this particular experimental point does not fall within the bearing failure zone, because this zone is restricted to higher values of s/d and e/d. Again, more experimental data would be needed to confirm the limits of the actual bearing failure zone. In general, it can be seen in Figures 6.8(b) and

6.8(d) that FE analysis provides a better prediction than ASCE Pre-standard design equations (ASCE-Pre-Standard, 2010) for connections with quasi-isotropic plates.

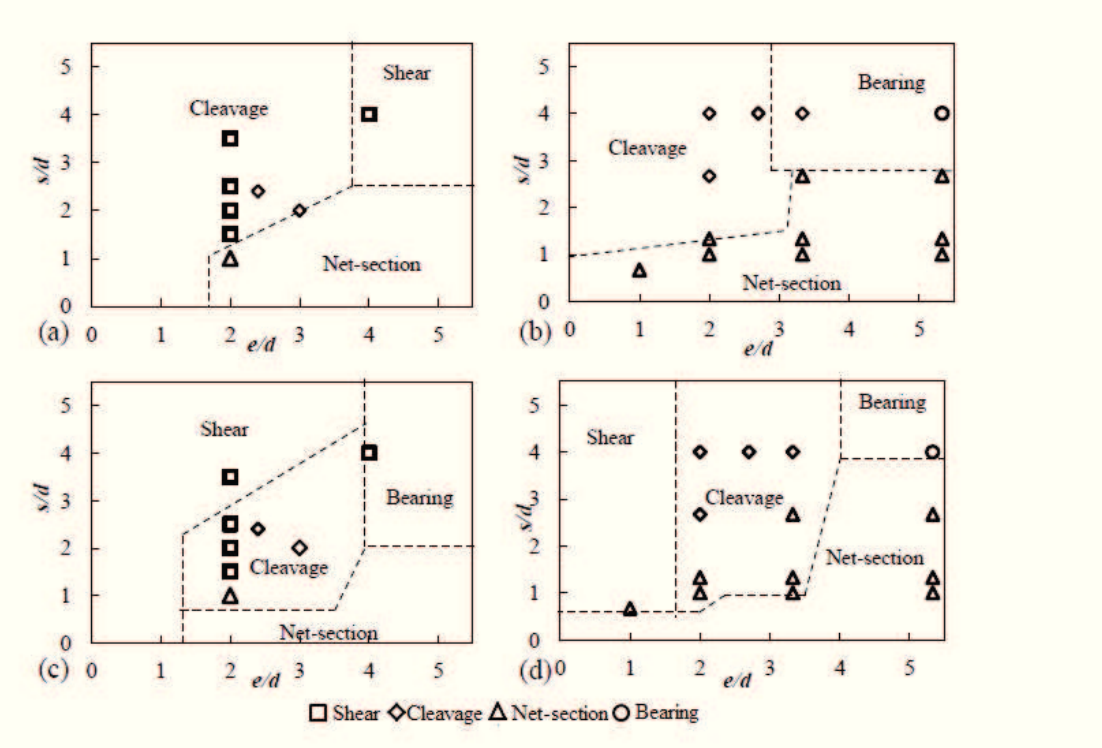


Figure 6.8 – Effect of e/d and s/d on failure modes for one-bolt : (a) FE and Exp. failure modes for highly orthotropic plates ; (b) FE and Exp. failure modes for quasi-isotropic plates ; (c) (ASCE-Pre-Standard, 2010) and Exp. failure modes for highly orthotropic plates ; (d) (ASCE-Pre-Standard, 2010) and Exp. failure modes for quasi-isotropic plates

The failure loads predicted by FE analysis for one-bolt connections are presented in Table 6.6. For connections of highly orthotropic plates with E_{Tt}/E_{Lt}=0.2, it can be observed that for $s/d \leq 1.5$, there is no significant gain in failure load when e/d >3. Similarly, for $s/d \geq$2, there is no increase in failure load when e/d >4. For connections of quasi-isotropic plates with E_{Tt}/E_{Lt}=0.8, no significant increase in the failure load is observed when e/d >4 and $s/d \geq$1.5. Again, for $s/d \geq$2, there is no increase in failure load when e/d >4. It is useful to compare this observation with ASCE-Pre-Standard (2010) or manufacturer recommendations (Strongwell, 2002; Creative-Pultrusion, 2001). For one-bolt connection, ASCE-Pre-Standard (2010) recommends the minimum values of e/d=4 and s/d=1.5. For these parameters, the FE predicted load is 26.2 kN for highly orthotropic plates and 13.6 kN for quasi-isotropic plates. This appears to be a conservative geometrical value for the end-distance since the FE analysis shows that approximately the same failure load can be attained for s/d=1.5 and e/d=3. On the other hand, the manufacturers(Strongwell, 2002; Creative-Pultrusion, 2001) recommend a minimum combination of e/d=3 and s/d=2. For these parameters, the FE predicted load is 40.2 kN for highly orthotropic plates and 21.2 kN

for quasi-isotropic plates, which is approximately 55% higher than the one corresponding to the recommendation of ASCE-Pre-Standard (2010) for both materials. In this case, increasing the end-distance to e/d=4 would allow an additional strength increase up to 43.4 kN for highly orthotropic plates and 23.2 kN for quasi-isotropic plates.

All FE values associated to one-bolt connections are illustrated in Figures 6.9(a) and 6.9(b). The prediction of ASCE-Pre-Standard (2010) for the minimum recommended side-distance s/d=1.5 is identified by the dotted line in these figures. For both materials, the FE prediction shows that increasing e/d above 4 has no significant effect on the failure load. When comparing the FE predictions and ASCE-Pre-Standard (2010) predictions for s/d=1.5, the difference in prediction is significant for highly orthotropic plates at e/d=2 and e/d=3 (Figure 6.9a). For these geometric parameters, The FE analysis predicts cleavage and the prediction using ASCE-Pre-Standard (2010) is also governed by cleavage (Equation 6.6), which provide the predicted strengths approximately 50% lower than FE prediction. However, for all other values of e/d, the loads predicted by ASCE-Pre-Standard (2010) are consistent with the FE predicted loads. For connections of quasi-isotropic GFRP plates presented in Figure 6.9(b), the failure loads predicted by ASCE-Pre-Standard (2010) for s/d=1.5 and varying values of e/d are all quite consistent with the FE predicted loads. Although predicted loads with ASCE-Pre-Standard (2010) are governed by the same design equations as for highly orthotropic plates, cleavage strength predicted using Equation 6.6 seems to provide a better prediction for quasi-isotropic than for highly orthotropic plates.

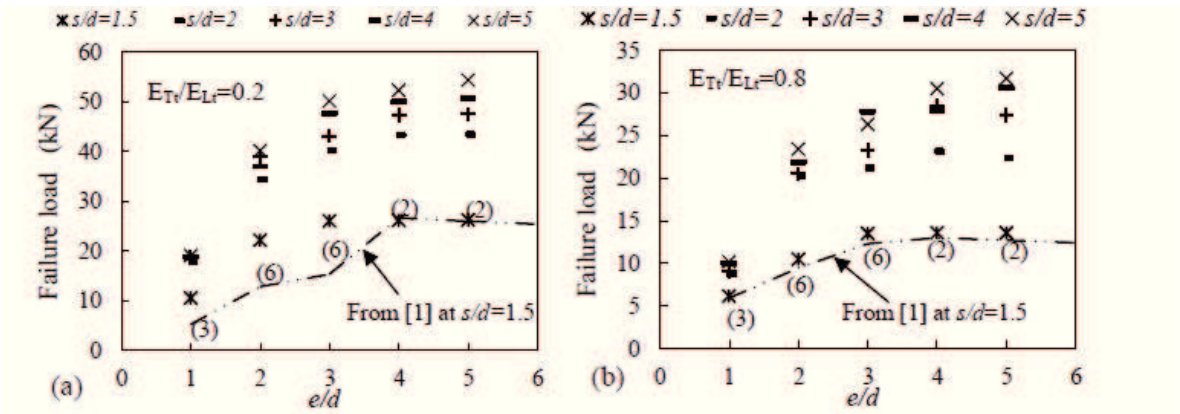


Figure 6.9 – Effect of e/d and s/d on joint strength for one-bolt : (a) FE failure loads for highly orthotropic plates ; (b) FE failure loads for quasi-isotropic plates. (In this figure,[1] refers to ASCE-Pre-Standard (2010))

6.6.6 Effects of geometric parameters in two-bolt connections

The failures modes of two-bolt connections are reported in Table 6.6. It can be observed that although the pitch distance has an effect on the strength, it has no effect on the failure mode.

These results are also presented in Figures 6.10(a) to 6.10(d) for the recommended minimum pitch distance (p/d=4). For two-bolt connections of highly orthotropic GFRP plates with E_{Tt}/E_{Lt}=0.2 presented in Figure 6.10(a), the predicted modes are shear, cleavage and net-section failures for the geometrical ratios of e/d and s/d illustrated. When comparing this figure with Figure 6.10(c), it is seen that the failure zones defined by the FE model are not in agreement with those defined by ASCE-Pre-Standard (2010). Only four experimental data points can be found in literature for highly orthotropic plates with E_{Tt}/E_{Lt} $\leq$0.3, and failure by shear tear-out, cleavage and net-section are observed. Therefore, it is difficult to conclude which of the two analyses provided better prediction. Hence, more experimental data points for all geometrical parameters considered would be needed to comment on the failure modes of connections with highly orthotropic materials.
For connections of quasi-isotropic GFRP plates, the FE analysis presented in Figure 6.10(b) predicts cleavage for $e/d \leq 2$ and net section failure for $e/d \leq 2$. When comparing this figure with Figure 6.10(d), it is seen that the failure zones defined by the FE analysis are not in agreement with ASCE-Pre-Standard (2010) which predicts net-section failure for all values of e/d. All experimental data points correspond to the FE predicted failure mode. Therefore FE analysis provides a better prediction than ASCE-Pre-Standard (2010) for two-bolt connections with quasi-isotropic plates.

The failures loads predicted by FE analysis for two-bolt connections are presented in Table 6.6. For connections of highly orthotropic plates with E_{Tt}/E_{Lt}=0.2, it can be observed that for s/d=1.5, there is no significant gain in failure load when $e/d > 2$. Similarly, for $s/d \geq 2$, there is no significant increase in failure load when $e/d \geq 4$. For connections of quasi-isotropic plates with E_{Tt}/E_{Lt}=0.8, no significant increase in the failure load is observed when $e/d \geq 2$ and $s/d \leq 2$. Above $s/d > 3$, the strength increases with e/d up to a ratio of 3. It is useful to compare this observation with ASCE-Pre-Standard (2010) or manufacturers (Strongwell, 2002; Creative-Pultrusion, 2001) recommendations. For two-bolt connections, ASCE-Pre-Standard (2010) recommends the minimum values of e/d=2, s/d=1.5 and p/d=4. This leads to a failure load of 36.6 kN for highly orthotropic plates and 16.3 kN for quasi-isotropic plates according to the FE analysis. On the other hand, the manufacturers recommend a minimum combination of e/d=3, s/d=2 and p/d=3. This leads to a failure load of 55.8 kN for highly orthotropic plates and 25.7 kN for quasi-isotropic plates. The recommendation of the manufacturer leads to a connection strength approximately 52% and 57% higher than that corresponding to the ASCE-Pre-Standard (2010) minimum values for connections with E_{Tt}/E_{Lt}=0.2 and E_{Tt}/E_{Lt}=0.8 respectively. It is interesting to note that, for all values associated to two-bolt connections in Table 6.6 increasing p/d above 3 has little effect on the connection failure load.
The FE values associated to two-bolt connections are also illustrated in Figures 6.11(a) and 6.11(b) for the recommended value of e/d=2 with various ratios of s/d and p/d. The prediction of ASCE-Pre-Standard (2010) for the minimum recommended side-distance s/d=1.5 is identified

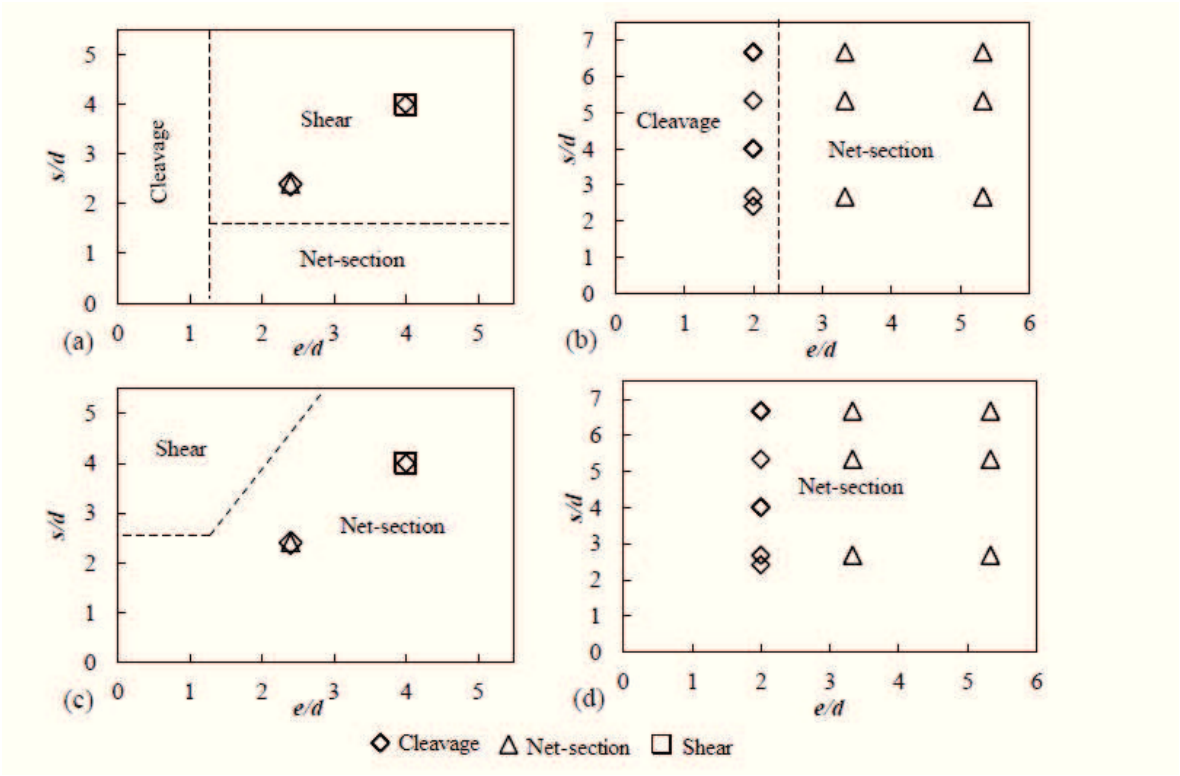


Figure 6.10 – Effect of geometric parameters on failure modes for two-bolt : (a) FE and Exp. failure modes for highly orthotropic plates ; (b) FE and Exp. failure modes for quasi-isotropic plates ; (c) (ASCE-Pre-Standard, 2010) and Exp. failure modes for highly orthotropic plates ; (d) (ASCE-Pre-Standard, 2010) and Exp. failure modes for quasi-isotropic plates

by the dotted line in these figures. When comparing the FE predictions and ASCE-Pre-Standard (2010) predictions for s/d=1.5, the difference in prediction is significant for values of $p/d < 4$ for both types of plates. For these geometric parameters, the design values are governed by net-section failure (Equation 6.1) which produces the predicted strengths approximately 60% lower than FE prediction for p/d=2 and 38% for p/d=3 for highly orthotropic plates. For quasi-isotropic plates this difference is 38% for p/d=2 and 26% for p/d=3. However, when p/d=4, the results predicted by ASCE-Pre-Standard (2010) are quite consistent with FE results. In that case, the maximum difference between the predicted loads and the FE loads is nearly 17% for connections with E_{Tt}/E_{Lt}=0.2 while it does not exceed 16% for connections with E_{Tt}/E_{Lt}=0.8. This larger difference for values of p/d <4 is due to the recommendation of ASCE-Pre-Standard (2010) to reduce the predicted strength of connection with p/d <4 to the ratio of $p/4d$.

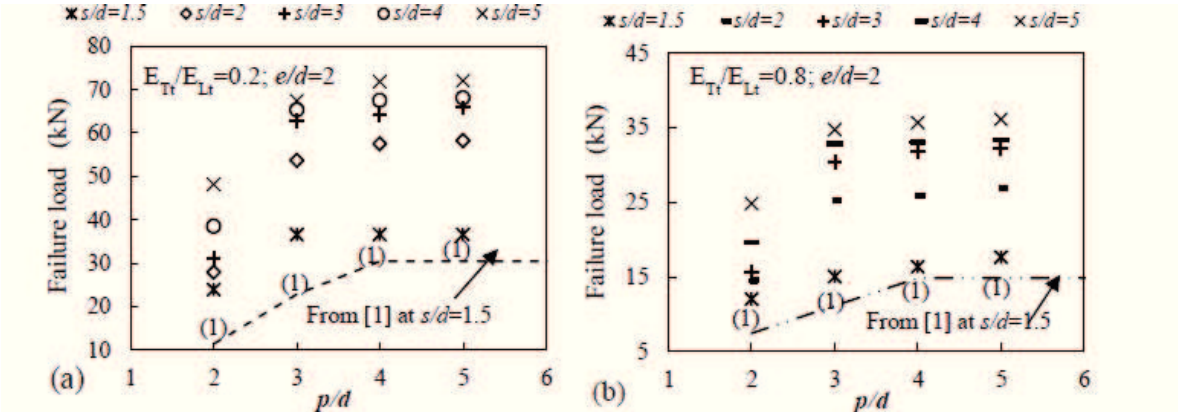


Figure 6.11 – Effect of geometric parameters on joint strength for two-bolt : (a) FE failure loads for highly orthotropic plates ; (b) FE failure loads for quasi-isotropic plates. (In this figure,[1] refers to ASCE-Pre-Standard (2010))

6.7 Conclusions

The aim of this paper was to investigate the effect of geometric parameters and material properties on the behavior of GFRP-to-steel bolted connections. An experimental study on a GFRP pultruded plate connected to a steel plate was performed. The effects of increasing the side-distance, the end-distance, the pitch, and the number of bolts in the joint were discussed. The experimental results were compared to the strength calculated from ASCE-Pre-Standard (2010). Finally, FE analysis along with experimental data were used to evaluate the failure load and failure mode of other geometric parameters. The following conclusions were drawn :

– The parametric study showed that the failure mode can be better predicted with the FE model than with ASCE-Pre-Standard (2010) for both highly orthotropic and quasi-isotropic materials.

– For one-bolt connection, the experimental results obtained in the present study show that increasing s/d from 2 to 4 and e/d from 3 to 4, lead to a moderately higher strength and an improved behavior of the joint at failure. Bearing failure was not observed due to the use of highly orthotropic material. Experimental data along with FE parametric analysis show that this failure mode would happen for GFRP plate with quasi-isotropic material. With the minimum ratio of s/d=1.5 recommended by ASCE Pre-standard, no significant increase of the joint capacity was observed for values of e/d over 3. From the FE parametric results, the manufacturer recommended values of s/d=2 and e/d=3 was found to provide a strength 55% higher than the strength obtained with the values recommended by ASCE-Pre-Standard (2010).

– For two-bolt in a column, the experimental results obtained in the present study show that for s/d=4 and e/d=4, increasing the pitch distance from 3 to 5 leads to an increase of only 4% of the capacity. Nevertheless, the connections with higher pitch distance were able to

achieve more displacement, therefore a safer behavior. The experimental data and FE analysis reveal that pure bearing failure is not likely to occur. For connections with highly orthotropic plate, shear or cleavage were found to be the predominant failure modes. For connections with quasi-isotropic plates, cleavage was observed for short end-distance and net-section failure was predominant above e/d=2. For this configuration, the recommended minimum end-distance and pitch by ASCE-Pre-Standard (2010) were found sufficient to optimize the connection strength while, the manufacturers (Strongwell, 2002; Fibreline-Composite, 2003) recommended value of s/d=2 results to a net improvement of the connection strength.

– ASCE-Pre-Standard (2010) does not always predicts failure modes that are consistent with experimental and the strength predicted is conservative. The pitch distance was found to have limited effect on the connection strength especially when net-section failure governs the design prediction. Therefore, the recommendation of ASCE-Pre-Standard (2010) to multiply the connection strength by the ratio of $p/4d$ when p is less than the required minimum could significantly underestimate the strength of the connection for both highly orthotropic and quasi-isotropic materials.
– More experimental data especially for connections with highly orthotropic GFRP plate ($E_{Tt}/E_{Lt} \leq$0.3) are required to validate some of the prediction from parametric analyses.For quasi-isotropic GFRP plates ($E_{Tt}/E_{Lt} \geq$0.7), additional experimental data will be necessary to define the bearing failure mode zone optimized at approximately e/d and $s/d \geq$3.

Chapitre 7
Recommandations de dimensionnement de la rupture en section nette des joints en PRFV

7.1 Avant propos

Auteur et affiliation :
- Thérèse A.D. Tajeuna : étudiante au doctorat, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.
- Frédéric Légeron : professeur titulaire, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.
- Pierre Labossière : professeur titulaire, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

Titre anglais : Design recommendation of net-section failure prediction for GFRP pultruded connections

Titre français : Recommandations de dimensionnement de la rupture en section nette des joints en PRFV pultrudées

État de l'acceptation : Publié en mai 2013

Revue : Congrès annuel de la Société Canadienne de Génie Civil 2013

Référence : Tajeuna *et al.* (2013)

Contribution au document : Cet article, traite uniquement de la résistance en section nette des assemblages boulonnés en PRFV. Ainsi, il permet de répondre en partie à l'objectif 2 et 3 de cette thèse. Dans cet article, l'analyse critique des équations de prédiction développées par quelques chercheurs et celles publiées dans les références de conception permet de constater que, les approches de Rosner et Rizkalla (1995b); Hassan *et al.* (1997b); Mottram (2010) basées sur la méthode semi-empirique développée par Hart-Smith (1980) produisent des résultats satisfaisant. Cependant, la complexité de ces équations nous a amené à développer l'équation 7.13 qui se veut plus simple et permet d'obtenir des prédictions très proches des résultats expérimentaux.

Résumé :

Ces dernières années, l'utilisation des Polymères Renforcés de Fibre de Verre (PRFV) pultrudée a accru dans les applications du génie civil. Cependant, les assemblages des membrures en PRFV

pultrudés font appel à des techniques innovatrices qui ne sont pas parfaitement comprises. Il y a très peu d'études publiées sur les assemblages des sections en PRFV et il n'y a pas de ligne directive claire sur leur conception. Les équations de dimensionnement des PRFV sont très similaires à ceux recommandés pour les matériaux isotropes ou les matériaux composites quasi-isotropes. Aussi, il y a lieu de vérifier la validité et les limites de ces recommandations de conception. Cet article se limite à la prédiction des ruptures en section nette des assemblages à un et plusieurs boulons des PRFV pultrudés. Il est divisé en deux sections. Dans un premier temps, les équations de calcul de résistance en section nette des références de conception sont révisées. Les prédictions de dimensionnement sont comparées à 139 résultats expérimentaux. Ensuite, une approche alternative basée sur des analyses empiriques est proposée. Cette équation de prédiction est basée sur la formulation empirique de Hart-Smith (1980). Les facteurs reliés au nombre de boulons dans l'assemblage et aux lois constitutives des matériaux orthotropes sont introduits. Comparée aux autres approches de dimensionnement, l'équation proposée est plus simple et plus générale. Les étapes de dimensionnement sont réduites et les résultats prédits sont en bon accord avec les résultats expérimentaux.

Abstract :

In recent years, the use of pultruded Glass Fibre-Reinforced Polymers (GFRP) has increased in civil engineering structures. However, connection with GFRP pultruded member calls for innovative techniques that are not fully understood. There are only a few studies available on the connection of GFRP pultruded sections and there are no clear guidelines on how to design them. Proposed design equations of bolted connection for GFRP pultruded material are often found to mimic design requirements in structural steel work or quasi-isotropic composite material. Hence, there is a need to assess the validity and limitation of these design recommendations. This paper focuses on net-section failure prediction of single and multi-bolt connections for GFRP pultruded materials. It is divided into two sections. At first, net-section failure prediction in design guidelines, and published papers for GFRP pultruded material are reviewed. Design predictions are compared with 139 experimental test results. In the second part, an alternative approach based on empirical analysis is proposed. The design recommendations are based on Hart-Smith (1980) empirical formulation. Factors which account for the number of bolts in the joint and the material's orthotropic constitutive laws are introduced. Compared to other design approaches, the proposed design equation are simpler and more general. Design steps are reduced and the predicted results are in good agreement with experimental results.

7.2 Introduction

This paper is a continuation of an ongoing study on GFRP pultruded connections, and it addresses the need to evaluate the validity and limitation of design equations for GFRP pultruded bolted joints presented in design manuals (Clarke, 1996; Bank, 2006; Chen et Lui, 2005; CNR-DT-205, 2008). These equations are known to mimic design recommendation in structural steel work or quasi-isotropic composite material.

Among the common possible failure modes of composite pultruded material are : bearing, net-section, shear-out and cleavage. This paper addresses only the case of net-section failure in single and multi-bolt connections. Figure 7.1 presents the failure pattern of this type of failure mode. A simple design approach for net-section failure prediction of single and multi-bolt connections for GFRP pultruded materials is developed.

This paper starts with the review of net-section failure predictions based on published design methods (Clarke, 1996; Bank, 2006; Chen et Lui, 2005; CNR-DT-205, 2008; ASCE-Pre-Standard, 2010; Prabhakaran *et al.*, 1996; Rosner et Rizkalla, 1995b; Hassan *et al.*, 1997b; Mottram, 2010). These design predictions are compared with 139 experimental test results reported by Rosner et Rizkalla (1995a); Hassan *et al.* (1997a); Turvey (1998); Tajeuna *et al.* (2011). As presented in Figure 7.1, six different configurations are studied :1 bolt connection (1X1), 2 bolts in a column (1X2), 2 bolts in a row (2X1), 3 bolts in a column (1X3), 3 bolts in a row (3X1), and 4 bolts symmetric (2X2).

In the second part, a new method for net-section failure prediction is developed. The new net-section strength equation is an alternative method to Rosner et Rizkalla (1995b); Hassan *et al.* (1997b); Mottram (2010) models. Factors, which account for the number of bolts in the joint and the material's orthotropic constitutive laws, are introduced.

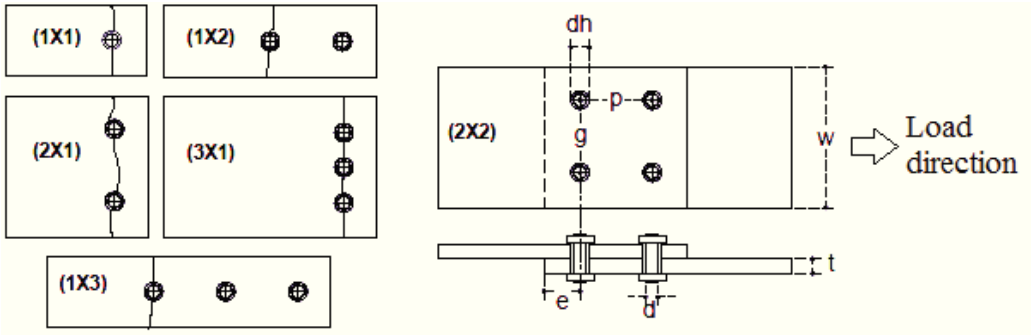


Figure 7.1 – Joint configurations

7.3 Literature review of net-section failure prediction

Prabhakaran *et al.* (1996) were the first to report design approaches of bolted joints in pultruded composites. From their experimental results, these authors measured the «net tension resistance factor» of multi-bolt joints which experienced net-section failure. Hence, on a tentative basis, the authors recommended the following net tension load formula :

$$P_t = \Phi.F_{Lt}(w - nd_h).t \tag{7.1}$$

with $\Phi = 0.5$

Prabhakaran *et al.* (1996) work was followed by Rosner et Rizkalla (1995b) who used Hart-Smith semi-empirical formulation to develop a design equation for single bolt joint (Hart-Smith, 1980). In an extension of Rosner et Rizkalla (1995b) work, Hassan *et al.* (1997b) used the same approach to develop the joint efficiency equations for multi-bolt connections. Hart-Smith's model account for the elastic stress concentrations at a loaded bolt hole in brittle isotropic material. For composite materials, Hart-Smith introduced a correlation coefficient (C) based on experimental results performed on quasi-isotropic materials. Equation 7.2 shows the net-tension strength of single bolt joint proposed by Hart-Smith (1980). For GFRP pultruded materials, Rosner et Rizkalla (1995b) used this equation to measure the correlation coefficient of single bolt joint (1X1 configuration). Hassan *et al.* (1997b) proposed the same equation for multi-bolt joint with bolts arranged in a single column (1X2 and 1X3 configurations). When there is more than a bolt in a row (multi-column 2X1, 3X1 and 2X2 configurations), Hassan *et al.* (1997b) used the elastic stress concentration factor suggested by (Hart-Smith, 1980) to develop the joint strength as formulated in Equation 7.3. It can be noted from Hassan *et al.* (1997b) work that the C values are related to the number of bolts in the joint, the bolts' arrangement and the material fibre orientation with respect to the applied load (Table 7.1).

$$P_t = \left[C \left(\frac{w}{d_h} - 1.5 \frac{\left(\frac{w}{d_h} - 1\right)}{\left(\frac{w}{d_h} + 1\right)} \theta \right) + 1 \right]^{-1} . (w - d_h) .t.F_{(Lt/Tt)} \tag{7.2}$$

$$P_t = \left[C \left(\left(1 - \left(\frac{nd_h}{w} \right)^2 \right)^{2.41} + \left(\frac{w}{nd_h} - 1 \right) - 1.5 \frac{\left(\frac{w}{nd_h} - 1\right)}{\left(\frac{w}{nd_h} + 1\right)} \theta \right) + 1 \right]^{-1} .w.t.F_{(Lt/Tt)} \tag{7.3}$$

Clarke (1996) published the Eurocomp Design Code and Handbook, which provides general design requirements for glass reinforced plastic. This manual gives limited information on the

Table 7.1: Correlation Coefficient (C) per joint configuration

C value for	Joints configuration					
	(1X1)	(1X2)	(2X1)	(1X3)	(3X1)	(2X2)
0°	0.33	0.22	0.4	0.16	0.5	0.3
90°	0.25	0.15	0.35	0.11	0.36	0.2

failure mode prediction of bolted joints. The Handbook contains just one example of a 4 bolts connection (4 symmetric bolts) to illustrate the joint strength design prediction when there is a bypass load. Based on this example, the joint strength of single row and multi-row connections was taken as presented in Equation 7.4. Net-section failure is evaluated around the hole circumference at a sufficient number of locations. The most critical point defines the location of failure. Coefficients related to the fastener load distribution (L_{br}) for multi-row joint and the normalized stress distribution around the fastener hole (k_t^1 and k_t^3) are affected in the joint strength. Table 7.2 presents normalised tangential stress for basic load cases 1 (k_t^1) and basic load cases 3 (k_t^3) used for this analysis. For more information related to these coefficients, the reader should refer to Eurocomp Design Code and Handbook (Clarke, 1996).

$$P_t = \left[\frac{L_{br}.k_t^1}{n.d_h.t} + \frac{(1 - L_{br})\, k_t^3}{w.t}\right]^{-1} F_{(Lt/Tt)} \tag{7.4}$$

Table 7.2: Normalised tangential stress

Fibre orientation	k_t^1	k_t^3
0°	1.6	-1.9
90°	2.8	5.1

Hassan *et al.* (1997b) work was criticized by Mottram (2010). This author suggested that Hassan *et al.* (1997b) failed to be rigorous on how to apply the Hart-Smith method for the less straightforward case when there is a bypass load (multi-row). In line with Hart-Smith (1980) research, the author combines the effects of the stress concentrations due to bearing and bypass load components. He then expressed the net-tension strength of connection with bypass load as presented in Equation 7.5. The author suggested that the correlation coefficient (C) in longitudinal (Lt) and transversal (Tt) directions for filled holes can be taken from Rosner et Rizkalla (1995b) reported values of single bolt joint. Mottram (2010) computed the correlation coefficient for open hole plates (C_{op}) from experimental tests reported by Turvey et Wang (2003). These coefficients are reported in Table 7.3. Mottram's modeling approach for multirowed connection was published in a Pre-Standard for Load and Resistance Factor Design of Pultruded Reinforced

Polymer structure ASCE-Pre-Standard (2010). In this manual, Mottram (2010) also proposed the net-section strength equations for single-row with more than a bolt (Equation 7.6). Mottram (2010) restricted the use of these different equations to a 3 bolts arrangement in a line or in a row. Compared to the correlation coefficients reported by Mottram (2010), related coefficients for open and filled holes are modified as presented in Table 7.3. The proportion of load distribution that are to be taken for the bearing and bypass load components (L_{br}) can be found in Mottram (2010) and ASCE-Pre-Standard (2010).

$$P_t = \left[\begin{array}{l} \left(\frac{1}{\left(\frac{w}{nd}-1\right)} \left(1 + C_{Lt/Tt} \left(S_{pr} - 1.5 \frac{S_{pr}-1}{S_{pr}+1}\theta\right)\right) L_{br} \frac{w}{nd} \right) \\ + \left(\frac{\left[1+C_{op,(LT/Tt)}\left(1+(1-1/S_{pr})^3\right)\right](1-L_{br})}{1-n\frac{d_h}{w}} \right) \end{array} \right]^{-1} w.t.F_{(Lt/Tt)} \tag{7.5}$$

$$P_t = \left[C_{(Lt/Tt))} \left(S_{pr} - 1.5 \frac{(S_{pr}-1)}{(S_{pr}+1)}\theta \right) + 1 \right]^{-1} .(w - d_h) .t.F_{(Lt/Tt)} \tag{7.6}$$

$\theta = 1.5 - 0.5/(e/w)$, $S_{pr} = w/d$ for single bolt per row,
$\theta = 1.5 - 0.5/(e/g)$, $S_{pr} = g/d$ for multi-bolt per row.

Table 7.3: Correlation coefficient for open hole plate and filled hole joint

	Experimental Measured value (Mottram 2010)	ASCE LRFD Pre-standard (2010)	
		Shape	Plate
$C_{op,Lt}$	0.37	0.5	0.4
C_{opTt}	0.14		
C_{Lt}	0.33	0.5	0.4
C_{Tt}	0.25		

Despite the late finding on the design of bolted connection with GFRP pultruded material, some design manuals as Handbook of Structural Engineering by Chen et Lui (2005), Composite for construction structural design with FRP material (Bank, 2006) still follow steel-like design procedures. The proposed design equations are supposed to assume a constitutive elastic-linear behaviour of FRP materials. However there is no information related to the anisotropic nature of the composite. The net-section strength is given by Equation 7.7.

$$P_t = F_{(Lt/Tt)}(w - nd_h).t \tag{7.7}$$

In the technical document by the National Research Council of Italy CNR-DT-205 (2008), net-section strength is formulated in a similar fashion. However, the strength is reduced by a partial model coefficient (γ) for perforated sections as shown in Equation 7.8. There is no information whether this coefficient is related to the orthotropic nature of the composite. The manual also provided the proportions of load distribution for each row of bolts. However, the use of these proportions of load distribution for bypass load case as per Clarke (1996) and Mottram (2010) is not addressed.

$$P_{\mathrm{t}} \leq \mathrm{F}_{(\mathrm{Lt}/\mathrm{Tt})}(\mathrm{w} - \mathrm{nd_h}).\mathrm{t}/\gamma \tag{7.8}$$

Symbols used for these different equations are defined in the notation section.

7.4 Design approaches verification of net-section failure prediction

Results obtained from these design predictions are compared with 139 experimental test results reported by Rosner et Rizkalla (1995a); Hassan *et al.* (1997a); Turvey (1998); Tajeuna *et al.* (2011). As Rosner et Rizkalla (1995a); Hassan *et al.* (1997a) used the double-lap test arrangement with one inner plate of steel and the two outer plates of pultruded GFRP, the maximum tension loads measured from experimental tests were taken halved for the strength of the single bolt and the multi-bolt connection.

Comparison between experimental and predicted results are presented in Figures 7.2 and 7.3 for 0°and 90°fibre orientation respectively. Tables 7.4 and 7.5 present an evaluation of the experimental to predicted load ratios of different design approaches for 0°and 90°fibre orientations respectively. It is observed that :

Using the steel-like design equations (Equations 7.7 and 7.8) from Bank (2006), Chen et Lui (2005), and CNR-DT-205 (2008) will result to an unsafe load prediction. The ratio from experimental to the predicted failure loads range is 0.1 to 0.7 for single bolt joint. When there is more than a bolt in the joint, this ratio is within 0.4 to 0.75.

Using the joint efficiency proposed by Prabhakaran *et al.* (1996) will result to a conservative load prediction for single bolt joint, but a non conservative load prediction when there is more than a bolt. This suggests that the joint efficiency should not be taken independently from the joint geometry.

With design process found in Eurocomp Design Code and Handbook (Clarke, 1996), the experimental to predicted ratios are found to be approximatively 1.5 to 3 for materials with 0°fibre orientation and 4 to 7 for materials with 90°fibre orientation when the bolts are arranged in multi-row. However, for single bolt connection, results appear to be more consistent with experi-

mental results. In the single-row arrangement, an average overestimation of 1.6 the experimental to predicted ratios is observed for 0˚fibre orientation while for 90˚fibre orientation, this ratio is close to 1. There is a greater inconsistency in Eurocomp's predicted results. Therefore, as suggested by Mottram et Turvey (2003), since this manual has its roots in the aerospace industry, it should be used with caution when the connected parts are of pultruded composite materials.

(Rosner et Rizkalla, 1995b) design predictions for single bolt appear to be consistent with experimental results. More than 70% of the experimental to predicted ratios are within 0.9 to 1.1 when the pultruded fibres are oriented in the loading direction. In the 90˚fibre orientation, only 32% of the experimental to predicted ratios are within 0.9 to 1.1. Regardless of Mottram (2010) critic in Hassan *et al.* (1997b) predicted approach, Hassan *et al.* (1997b) design equations perform satisfactorily for a large number of tests. More than 77% of the experimental to predicted ratios are within 0.9 to 1.1 (for both fibre orientations).

Mottram (2010) load predictions are within a reasonable margin of safety when the bolts are arranged in a single bolt and multi-row. Experimental to predicted «mean» ratios are within 0.8 to 1.2 for 1×1, 1×2, 1×3 and 2×2 joints configuration (for both fibre orientations). However, in the single-row arrangement of 2×1 and 3×1 joints configuration, Mottram (2010) approach resulted to unsafe load predictions. The mean ratios of experimental to the predicted failure loads range from 0.7 to 0.9.

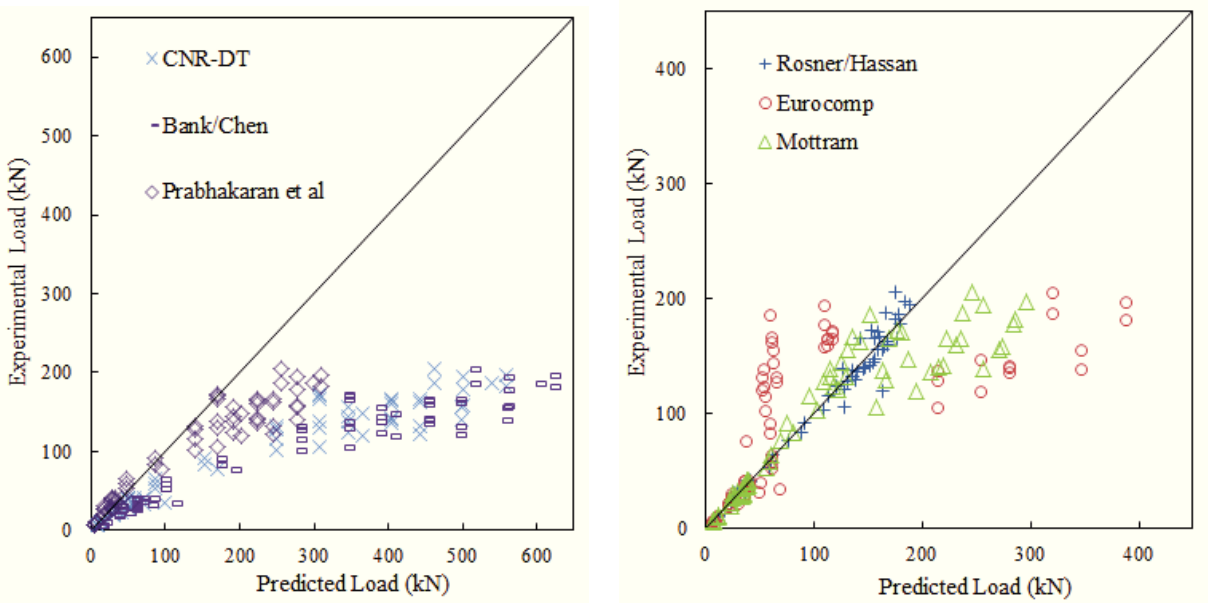


Figure 7.2 – Predictions of net-section failure with different design approaches in 0˚orientation

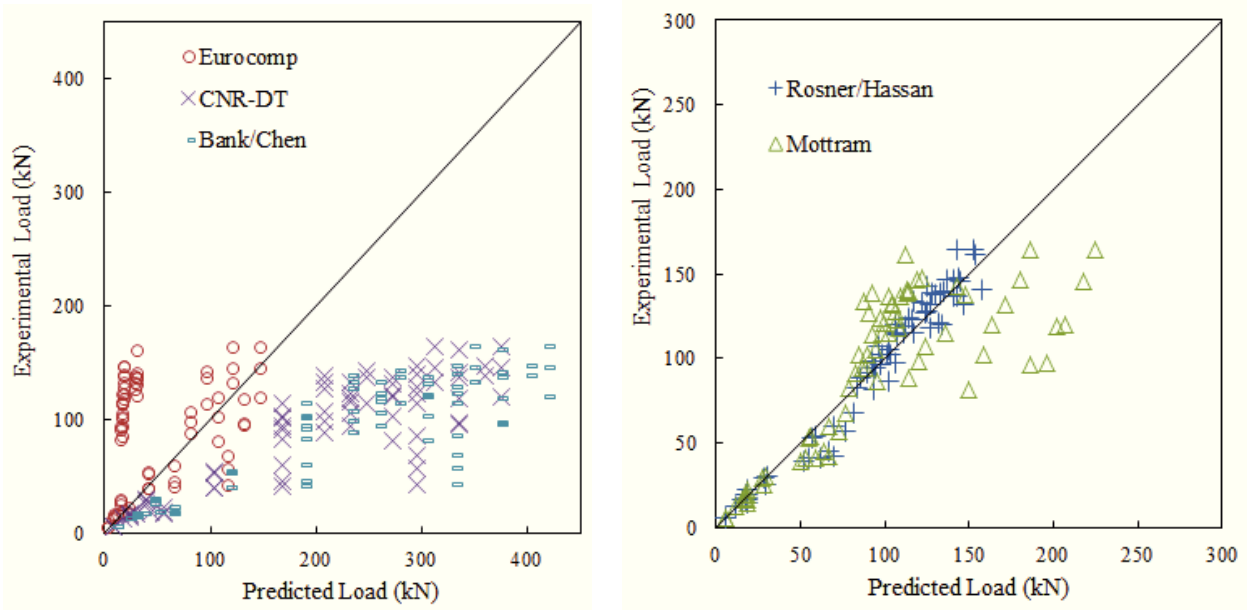


Figure 7.3 – Predictions of net-section failure with different design approaches in 90˚orientation

Table 7.4: Experimental/Predicted net-section failure with different design approaches (0°fibre orientation)

1bolts connection (1×1)							4 bolts connection (2×2)						
	CNR-DT	Bank/Chen	Euro-comp	Rosner et Rizkilla	Mottram	Prabha-karan		CNR-DT	Bank/Chen	Euro-comp	Rosner et Rizkilla	Mottram	Prabha-karan
Mean	0.73	0.66	1.05	1.01	1.03	1.31	Mean	0.44	0.39	1.52	1.04	0.78	0.79
Max	0.99	0.89	1.43	1.35	1.35	1.78	Max	0.56	0.5	1.8	1.16	0.98	1.01
Min	0.36	0.32	0.52	0.8	0.82	0.64	Min	0.32	0.28	1.42	0.94	0.58	0.57
Range	0.63	0.57	0.91	0.55	0.52	1.14	Range	0.24	0.22	0.38	0.22	0.4	0.44
Std. Dev.	0.15	0.13	0.21	0.13	0.12	0.26	Std. Dev.	0.09	0.08	0.12	0.08	0.15	0.16
nber of test	32	32	32	32	32	32	nber of test	9	9	9	9	9	9
0.9-1.1*	3	1	12	22	24	5	0.9-1.1*	0	0	0	7	3	3
2 bolts connection (1×2)							2 bolts connection (2×1)						
	CNR-DT	Bank/Chen	Euro-comp	Rosner et Rizkilla	Mottram	Prabha-karan		CNR-DT	Bank/Chen	Euro-comp	Rosner et Rizkilla	Mottram	Prabha-karan
Mean	0.42	0.38	2.12	1	1.1	0.76	Mean	0.35	0.32	0.51	0.95	0.67	0.64
Max	0.6	0.54	2.66	1.1	1.23	1.08	Max	0.45	0.4	0.64	1.02	0.84	0.8
Min	0.27	0.25	1.45	0.94	0.99	0.49	Min	0.28	0.25	0.4	0.82	0.54	0.5
Range	0.33	0.29	1.21	0.16	0.24	0.59	Range	0.17	0.15	0.24	0.2	0.29	0.3
Std. Dev.	0.11	0.1	0.42	0.05	0.1	0.19	Std. Dev.	0.05	0.05	0.08	0.06	0.1	0.1
nber of test	9	9	9	9	9	9	nber of test	8	8	8	8	8	8
0.9-1.1*	0	0	0	9	6	2	0.9-1.1*	0	0	0	7	0	0
3 bolts connection (1×3)							3 bolts connection (3×1)						
	CNR-DT	Bank/Chen	Euro-comp	Rosner et Rizkilla	Mottram	Prabha-karan		CNR-DT	Bank/Chen	Euro-comp	Rosner et Rizkilla	Mottram	Prabha-karan
Mean	0.43	0.39	2.51	0.99	1.18	0.77	Mean	0.4	0.36	0.67	1.04	0.76	0.72
Max	0.53	0.47	3.16	1.05	1.23	0.95	Max	0.54	0.49	1.42	1.17	0.98	0.97
Min	0.35	0.31	1.97	0.93	1.14	0.62	Min	0.33	0.29	0.47	0.74	0.62	0.59
Range	0.18	0.16	1.19	0.11	0.09	0.32	Range	0.21	0.19	0.95	0.43	0.36	0.38
Std. Dev.	0.07	0.06	0.43	0.04	0.04	0.13	Std. Dev.	0.08	0.07	0.34	0.15	0.13	0.14
nber of test	7	7	7	7	7	7	nber of test	6	6	6	6	6	6
0.9-1.1*	0	0	0	7	0	2	0.9-1.1*	0	0	0	3	0	0

0.9-1.1* Number of experimental to predicted ratios between 0.9 and 1.1

Table 7.5: Experimental/Predicted net-section failure with different design approaches (90°fibre orientation)

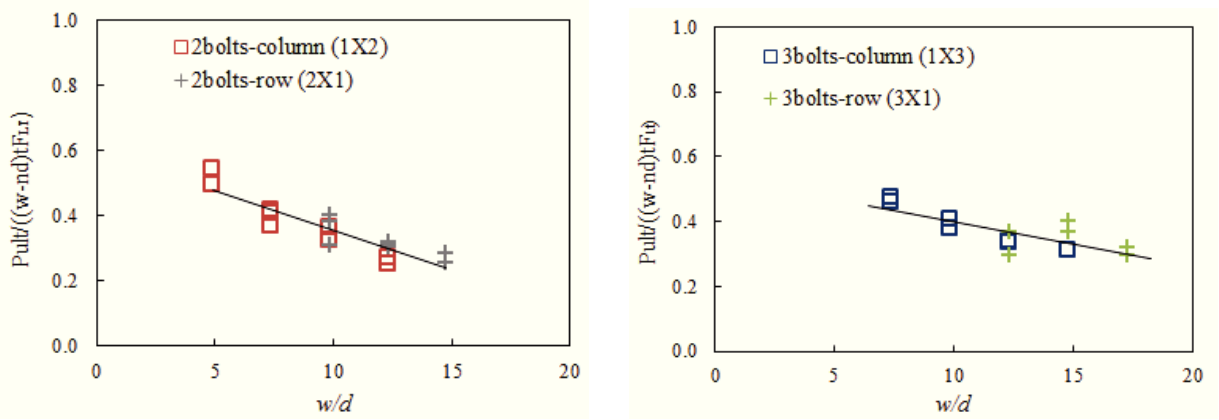
3 bolts connection (1×1)						4 bolts connection (2×2)					
	CNR-DT	Bank/ Chen	Euro-comp	Rosner et Rizkilla	Mottram		CNR-DT	Bank/ Chen	Euro-comp	Rosner et Rizkilla	Mottram
Mean	0.67	0.6	1.75	1.13	1.15	Mean	0.52	0.47	4.64	0.99	1.35
Max	1.32	1.19	3.32	2.03	2.03	Max	0.67	0.6	5.32	1.14	1.52
Min	0.14	0.13	0.36	0.6	0.64	Min	0.41	0.37	4.1	0.89	1.21
Range	1.17	1.06	2.96	1.42	1.39	Range	0.26	0.23	1.21	0.25	0.31
Std. Dev	0.36	0.33	0.93	0.39	0.38	Std. Dev	0.1	0.09	0.33	0.09	0.12
♯ of test	34	34	34	34	34	♯ of test	9	9	9	9	9
0.9-1.1*	0	0	5	11	12	0.9-1.1*	0	0	0	7	0
2 bolts connection (1×2)						2 bolts connection (2×1)					
	CNR-DT	Bank/ Chen	Euro-comp	Rosner et Rizkilla	Mottram		CNR-DT	Bank/ Chen	Euro-comp	Rosner et Rizkilla	Mottram
Mean	0.45	0.41	6.39	1.01	1.09	Mean	0.38	0.35	0.99	1.02	0.67
Max	0.56	0.5	7.59	1.08	1.17	Max	0.52	0.46	1.32	1.13	0.86
Min	0.29	0.26	5.31	0.85	0.91	Min	0.29	0.26	0.73	0.88	0.49
Range	0.27	0.24	2.28	0.24	0.26	Range	0.23	0.21	0.59	0.25	0.37
Std. Dev	0.08	0.08	0.81	0.07	0.08	Std. Dev	0.08	0.08	0.22	0.08	0.14
♯ of test	9	9	9	9	9	♯ of test	9	9	9	9	9
0.9-1.1*	0	0	0	8	5	0.9-1.1*	0	0	3	7	0
3 bolts connection (1×3)						3 bolts connection (3×1)					
	CNR-DT	Bank/ Chen	Euro-comp	Rosner et Rizkilla	Mottram		CNR-DT	Bank/ Chen	Euro-comp	Rosner et Rizkilla	Mottram
Mean	0.52	0.47	7.24	1.03	1.21	Mean	0.46	0.42	1.19	1.05	0.8
Max	0.68	0.61	8.21	1.09	1.27	Max	0.58	0.52	1.49	1.15	1.00
Min	0.39	0.35	6.18	0.93	1.09	Min	0.32	0.29	0.82	0.89	0.58
Range	0.29	0.26	2.02	0.16	0.18	Range	0.26	0.23	0.67	0.26	0.42
Std. Dev	0.09	0.08	0.68	0.04	0.05	Std. Dev.	0.08	0.07	0.22	0.08	0.13
♯ of tests	11	11	11	11	11	♯ of test	9	9	9	9	9
0.9-1.1*	0	0	0	11	1	0.9-1.1*	0	0	2	6	2

0.9-1.1* Number of experimental to predicted ratios between 0.9 and 1.1

7.5 Development of a new design method

Rosner et Rizkalla (1995b); Hassan *et al.* (1997b); Mottram (2010) single and multi-bolted connections with pultruded GFRP appear to be consistent with experimental test results. However, the fact that the evaluation of the joint efficiency changes with the bolts' geometrical arrangement diminishes the universality of the approach. Hence, an attempt to provide a net-section joint efficiency, apart from the bolt arrangement is studied. The new model is developed by empirical analysis with reported experimental results from Rosner et Rizkalla (1995a); Hassan *et al.* (1997a); Turvey (1998); Tajeuna *et al.* (2011).

At first, an evaluation of the sensitivity of the measured joint efficiency to the joint geometry is generated by plotting the joint net-section efficiency versus the width to the bolt diameter w/d ratios for different loading directions. The typical cases of 2 and 3 bolts joints are presented in Figure 7.4. It can be observed that the joint efficiency is related to the joint geometry, the number of bolts in the joint, and the loading direction, all these, apart from the bolts' arrangement. As it can be observed, (1×2) and (2×1) joint configurations follow the same trendline. The same observation is made with 3 bolts joints. This suggests that it is possible to define the joint's strength of GFRP pultruded material apart from the bolts' arrangement.



(a) Two bolts connexion (b) Three bolts connexion

Figure 7.4 – Joints efficiency versus (w/d) ratio in 0°fibre orientation

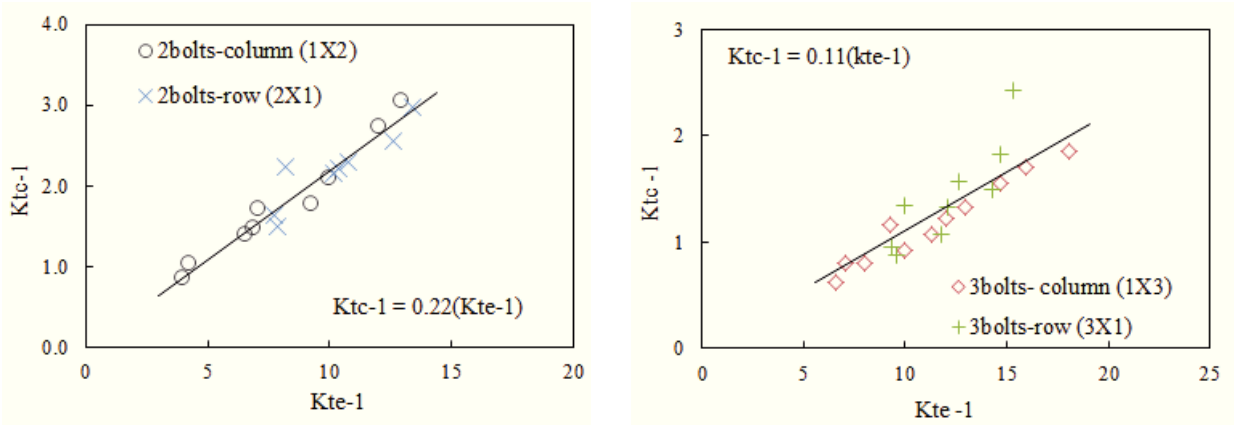
From the above observation, Hart-Smith (1980) defined stress concentration factor for single bolt isotropic material (k_{te}) was modified to account for the number of bolts in the net-section (Equation 7.9). Equation 7.10 was used to measure the average stress concentration factor from reported experimental results of connections with GFRP pultruded material (k_{tc}). The relationship between k_{tc} and k_{te} is shown in Figure 7.5a and 7.5b for typical cases of 2 and 3 bolts per joint in a 0°and 90°fibre orientation respectively. In line with Hart-Smith (1980) research, it is observed that there is a linear relationship that correlates k_{tc} and k_{te} in term of a coefficient C

by Equation 7.11. These correlation coefficients (C) are related to the number of bolts in a joint and the material fibre orientation.

$$K_{te} = 2 + \left(\frac{w}{d_h} - n\right) - 1.5\frac{\left(\frac{w}{d_h} - n\right)}{\left(\frac{w}{d_h} + n\right)}\left(1.5 - \frac{0.5}{n.\frac{e}{w}}\right) \tag{7.9}$$

$$K_{tc} = \frac{(w - nd_h)\,.t.F_{(Lt/Tt)}}{P_{ult}} \tag{7.10}$$

$$K_{tc} - 1 = C\,(K_{te} - 1) \tag{7.11}$$



(a) Two bolts in 0°fibre orientation (b) Three bolts in 90°fibre orientation

Figure 7.5 – Correlation coefficient

In Table 7.6, the measured values of the correlation coefficient (C) are compared with C values reported by Rosner et Rizkalla (1995b); Hassan *et al.* (1997b). It is observed that, as the number of bolts per joint increased, the C value decreased. The variation in the C value is a direct function of the number of bolts and the material fibre orientation with respect to the applied load. The C value is no longer related to the joint arrangement as per Hassan *et al.* (1997b). An attempt to define C in relationship with the total number of bolts (X) in the joint is presented in Figure 7.6. Equation 7.12 is proposed on an attempt basis for the C value prediction of (X) number of bolts in the joint. Additional experimental tests are required to refine this equation.

$$C = 0.32.X^{-T} \tag{7.12}$$

with T=0.6 for 0°fibre orientation and T=0.9 for 90°fibre orientation

Table 7.6: Measured values of C for 1 to 4 bolts

bolt/ joint	bolt confi-guration	Rosner/ Hassan et al.		Proposed values of c	
		0°	90°	0°	90°
1	(1×1)	0.33	0.25	0.32	0.34
2	(1×2)	0.22	0.15	0.22	0.17
	(2×1)	0.4	0.35		
3	(1×3)	0.16	0.11	0.16	0.11
	(3×1)	0.5	0.36		
4	(2×2)	0.3	0.2	0.15	0.11

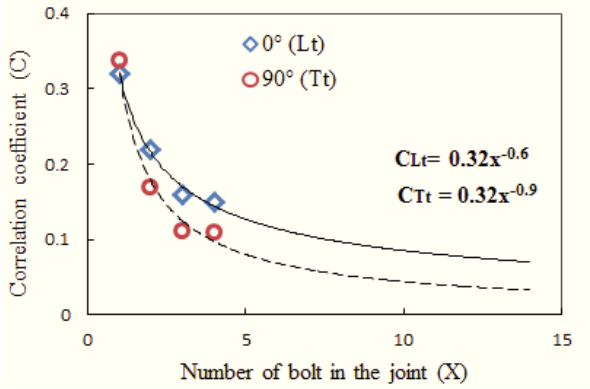


Figure 7.6 – Correlation coefficient to number of bolt in the joint

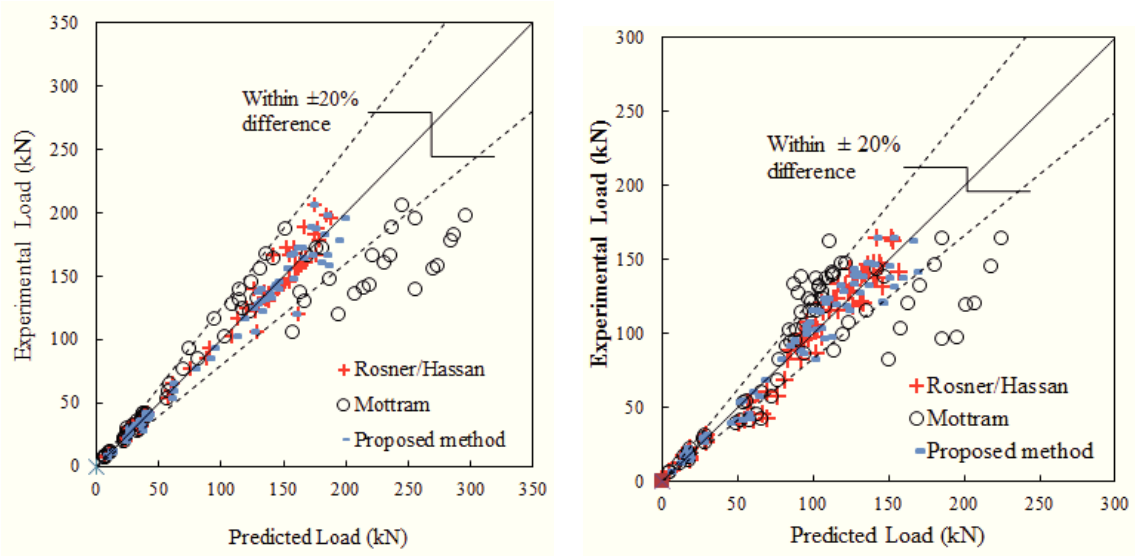
From the above finding, the net-section load prediction for connection with GFRP pultruded material can now be simplified by the following relation :

$$P_t = \left[0.32.X^{-T}\left(1+\left(\frac{w}{d_h}-n\right)-1.5\frac{\left(\frac{w}{d_h}-n\right)}{\left(\frac{w}{d_h}+n\right)}\left(1.5-\frac{0.5}{n\frac{e}{w}}\right)\right)+1\right]^{-1}(w-nd_h).t.F_{(Lt/Tt)} \tag{7.13}$$

Equation 7.13 is derived from Equations 7.9, 7.10, 7.11 and 7.12. In this equation, X is the total number of bolts in the joint, T is a factor related to the material loading directions and n is the number of bolts in net-section. When the loading direction coincides with the pultruded direction (0°fibre orientation), T is equal to 0.6. With the transversal direction (90°fibre orientation), T is taken as 0.9. However to predict conservative values for the off-axis cases, T can be taken as 0.6.

7.6 Validation of the new method

Equation 7.13 is used to predict the net-section failure loads. Experimental to predicted loads are presented in Figure 7.7. Out of the 139 predicted results for both loading directions, more



(a) Two bolts in 0°fibre orientation (b) Three bolts in 90°fibre orientation

Figure 7.7 – Experimental-to-Predicted loads

than 90% of the predicted values are within a 20% difference with the experimental results. Experimental to predicted loads with Rosner et Rizkalla (1995b); Hassan *et al.* (1997b); Mottram (2010) predicted equations are also presented. Predicted design loads with the new method equal Rosner's and Hassan's predicted results.

For further verification, Equation 7.13 is used for comparison purpose with 11 reported experimental results failing in net-section by Prabhakaran *et al.* (1996). Since this author used pultruded material different from Extren pultruder, the aim is to investigate if the predicted values are within a reasonable range of safety. This time only the average tensile strength provided by the pultruder is used since the authors failed to report the material's average tensile strength from their own coupons. Table 7.7 presents the ratios Pexp/Ppredicted. These ratios are within 1.00 and 1.25. Hence Equation 7.13 has a potential to give safe net-section strength prediction.

Table 7.7: Comparison of experimental and predicted net-section failure loads

Source (pultruder)	Joint configuration	fibre orientation	w (mm)	e (mm)	d_h (mm)	t (mm)	F_{tu} (MPa)	P_{exp} (kN)	P_{pred} (kN)	P_{exp}/P_{pred}
Prabhakaran et al. 1996 (Creative Pultrusion)	(1×2)	0	76.7	38.1	16.02	12.7	227.52	95.8	91.87	1.04
		0	76.7	38.1	16.02	12.7	227.52	103.59	91.87	1.13
	(2×2)	0	152.4	38.1	16.02	12.7	227.52	202.91	164.23	1.24
		0	152.4	38.1	16.02	12.7	227.52	205.13	164.23	1.25
		0	152.4	38.1	16.02	12.7	227.52	194.01	164.23	1.18
	4 bolts $(2\times2)_{stag}$	0	152.4	38.1	16.02	12.7	227.52	192.23	163.54	1.18
		0	152.4	38.1	16.02	12.7	227.52	202.46	163.54	1.24
		0	165.1	100.4	16.02	12.7	227.52	186.4	185.76	1.00
		0	165.1	100.4	16.02	12.7	227.52	191.78	185.76	1.03
		0	165.1	100.4	16.02	12.7	227.52	186.4	185.76	1.00
		0	162	25.4	16.02	12.7	227.52	186.9	156.35	1.20

7.7 Conclusion

Results of net-section strength predictions based on published design methods were compared with reported experimental results for different joint configurations with GFRP pultruded materials. It appears that the uses of steel-like design equations by Bank (2006); Chen et Lui (2005); CNR-DT-205 (2008) are inappropriate for GFRP pultruded material. (Hart-Smith, 1980) modified design approach by Rosner et Rizkalla (1995b); Hassan *et al.* (1997b) were found to perform satisfactorily. Whereas Mottram (2010) design prediction for bypass load case was within a reasonable range of safety. However, the design prediction for single-row bolts arrangement, was found to be non conservative. Nevertheless, the large consistance of these design predictions make them less appealing to the designer. From our empirical research, it was found that there is room for improvement. A new design equation of net-section strength was formulated apart from the bolt arrangement. Correlation coefficients were measured for a limited number of bolts in a joint. On an attempt basis, equations were proposed to predict these factors. The simplified design equation was compared with Rosner et Rizkalla (1995b); Hassan *et al.* (1997b); Mottram (2010) design approaches. The predicted results appear to be in good agreement with experimental results. The level of accuracy equals Rosner et Rizkalla (1995b) and Hassan *et al.* (1997b) predicted results.

Chapitre 8
Etude expérimentale des assemblages collés et boulonnés/collés aluminium-acier et PRFV-acier

8.1 Avant propos

Auteur et affiliation :
- Thérèse A.D. Tajeuna : étudiante au doctorat, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.
- Frédéric Légeron : Bridge and Tunnel UAE District Manager, Parsons Corporation.
- Sébastien Langlois : professeur adjoint, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.
- Pierre Labossière : professeur titulaire, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.
- Marc Demers : Ingénieur de recherche, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

Titre anglais : Experimental Investigation of Multi-Material Aluminum-to-Steel and GFRP-to-Steel Bonded and Bolted/Bonded Connections

Titre français : Etude expérimentale des assemblages collés et boulonnés/collés aluminium-acier et PRFV-acier

État de l'acceptation : Soumis le 24 juin 2015

Revue : Canadian Journal of Civil Engineering

Contribution au document : Cet article est essentiellement basé sur le comportement des assemblages collés et boulonnés/collés aluminium-acier et PRFV-acier à un boulon. Cet article permet d'évaluer la contribution de la colle dans les assemblages boulonnés/collés. Cette évaluation est en réponse au cinquième objectif de cette thèse. Il ressort de cette étude que les assemblages PRFV-acier répondent favorablement à l'ajout de la colle dans l'assemblage par une augmentation de la charge maximale de 30% comparativement aux assemblages simplement collés ou de 15% comparativement aux assemblages simplement boulonnés. Cependant la contribution de la colle dans les assemblages aluminium-acier n'est pas significative.

Résumé :

À partir d'essais expérimentaux, cet article décrit le comportement des assemblages collés et boulonnés/collés en simple plan de cisaillement. Deux types d'assemblages multi-matériaux sont considérés : Polymères Renforcés de Fibres de Verre (PRFV)-acier et aluminium-acier. Dans un premier temps, le comportement des assemblages multi-matériaux collés par les adhésifs méthacrylates d'une part et l'adhésif époxyde d'autre part est évalué. Puis la contribution de la colle dans les assemblages boulonnés PRFV-acier et aluminium-acier est analysée. Les résultats des essais montrent que dans les assemblages simplement collés à un boulon, la rupture se produit à l'interface adhérent-adhésif. Malgré son module d'élasticité moins élevé, l'adhésif méthacrylate produit une meilleure résistance que l'adhésif époxyde de par sa grande résistance au pelage, alors que la rigidité de la plaque contribue à accroître la résistance de l'assemblage. Pour les joints hybrides, l'adhésif permet d'accroître la capacité des assemblages PRFV-acier alors que son effet sur les assemblages aluminium-acier est marginal.

Abstract :

Through an experimental study, this paper describes the behavior of single-lap bonded and bolted/bonded connections. Two types of multi-material connections are considered : Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP)-to-steel and aluminum-to-steel. At first, the behavior of multi-material bonded connection using methacrylate and epoxy adhesives is evaluated. Then, the contribution of adhesive in GFRP-to-steel and aluminum-to-steel bolted connections is investigated. Tests results show that on single-lap simply bonded joints, failures mostly occur at the substrate to adhesive interface. Despite their lower elastic modulus, methacrylate adhesives were found to provide better strength than epoxy adhesive due to their high resistance in peeling, whereas the plate rigidity contributes to the enhancement of the joint strength. For bolted/bonded joints, the adhesive was found to increase the capacity of GFRP-steel bolted joint while its effect for aluminum-steel bolted joint was not significant.

8.2 Introduction

This study was initiated in the context of developing a high strength and low weight portable emergency bridge for railways. The use of aluminum or Glass Fibre-Reinforced Polymer (GFRP) elements is a promising option for secondary elements in such bridges due to their light weight, corrosion resistance, and low maintenance cost. For this type of application, bolted connections appear to be the most practical choice. However, connection strength could be critical and it was anticipated that a combination of bonded and bolted connections could provide advantages over simply bolted ones. For instance, since bolts introduce stress concentration, which in turn generate capacity reduction or even fracture in the plate, the contribution of an adhesive may be found to increase significantly the efficiency of the connection. This type of connection is called hybrid joint.

When connecting two metal plates together with adhesive, the basic failure modes observed are : adhesive (Figure 8.1a), cohesive (Figure 8.1b) or thin-layer cohesive (Figure 8.1c). The same modes are observed when connecting FRP plates. Additional failure modes observed for FRP materials are fibres tear (Figure 8.1d), light-fibres-tear (Figure 8.1e), stock-break (Figure 8.1f) (ASTM-D5573-99, 2005). For adhesive failure also called interfacial failure, the separation appears at the adhesive-adherent interface (Figure 8.1a). Cohesive failure is marked by the rupture of the adhesively bonded joint, such that the separation is within the adhesive (Figure 8.1b). Thin-layer cohesive failure is similar to cohesive failure, except that the failure is very close to the adhesive-substrate interface, characterized by a light dusting of adhesive on one substrate and a thick layer of the adhesive left on the other (Figure 8.1c). For fibres tear failure (Figure 8.1d), failure appears exclusively within the FRP matrix, characterized by the appearance of the reinforcing fibers on both rupture surfaces. Light-fibres-tear failure occurs within the FRP substrate, near the surface, characterised by the FRP resin matrix visible on the adhesive, with few glass fibers transferred from the substrate to the adhesive (Figure 8.1e). Stock-break failure mode (Figure 8.1f) is characterized by a break of the FRP substrate outside the adhesively bonded joint region, often near it. Any combination of two or more of the six classes of failure mode cited above is called mixed failure (ASTM-D5573-99, 2005). It is however to be noted that there is no such classification when multi-material plates are bonded together. When adhesive is combined with bolts in a connection loaded in tension, bearing, net-section, cleavage or shear failures (Figure 8.2) generally occur after the failure of adhesive.

In civil engineering related works, extensive studies have been carried out on the use of strengthening concrete or steel structure with adhesively bonded Carbon FRP (CFRP) strips and sheets. However, most experimental studies on joining FRP composite plates or aluminum plates with bolt and adhesive focused on aerospace and automotive applications. For instance, Kelly (2006) investigated the strength and fatigue life of the bonded/bolted hybrid single lap joints with CFRP using adhesives with different elastic modulus for automotive application. They found that with

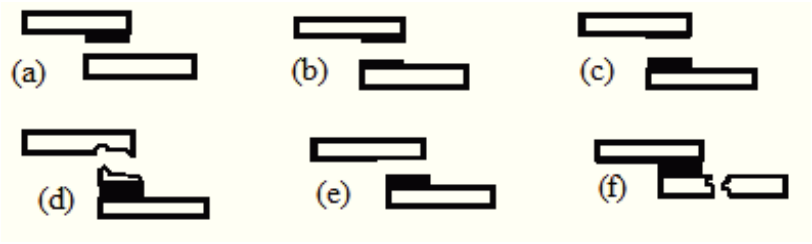


Figure 8.1 – Typical failure modes of bonded joints : (a) Adhesive failure, (b) Cohesive failure, (c) Thin-layer cohesive failure, (d) Fiber-tear failure, (e) Light-fiber-tear failure, (f) Stock-break failure (ASTM-D5573-99, 2005)

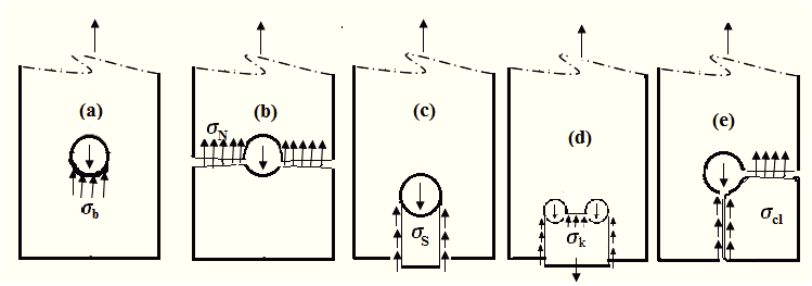


Figure 8.2 – Failure modes of bolted connections : (a) Bearing, (b) Net-section, (c) Shear tear-out, (d) Block shear (e) Cleavage

lower modulus adhesives, the hybrid joint allowed for load sharing between the adhesive and the bolts, and have greater strength and fatigue life in comparison to adhesive bonded joints. No significant improvement in the strength of hybrid joints was found with high modulus adhesive although the presence of bolt increased the joint fatigue life. Kweon *et al.* (2006) investigated failure loads of the bonded/bolted hybrid joints between carbon composite and aluminum plates. The hybrid joint was found to improve joint strength when the mechanical fastening is stronger than the bonding. Matsuzaki *et al.* (2008) proposes a bolted/co-cured hybrid joining method between GFRP and aluminum plates, and experimentally investigated the strength of these joints as compared to simply co-cured joints or simply bolted joints. Their joining technique was different from the conventional bonded, bolted or bolted/bonded joining technique in that the curing and the joining process for composite structures were achieved simultaneously so that adhesive and FRP adherent were united. For simply bolted and bolted/co-cured hybrid joints, the bolts were inserted before the co-curing process to avoid any damage of the glass fibers. Their study shows that bolted/co-cured hybrid joint have 1.84 times higher maximum shear strength compared to co-cured bonded joints. However, compared with bolted joint, no increase in the peak load was measured. Sadowski *et al.* (2011) performed an experimental and numerical analyses of hybrid double-lap joints. The double lap hybrid joint was made of aluminum plates, polyurethane adhesive and reinforced by five rivets. It was found that the five rivets reinforcement do not substantially increase the carrying force by the hybrid joint. One of the few analyses reported

for the benefit of civil engineering applications was performed by Hai *et al.* (2011). They performed an experimental investigation on the tensile behavior of double lap joints in pultruded hybrid CFRP/GFRP laminates. They found that adhesive bonding can improve considerably the slip resistance and the stiffness of the bolted joints. The energy absorption by the hybrid joint was found to be approximately equal to the summation of the energy absorption of the simply bonded and that of the simply riveted joints. However, as for Matsuzaki *et al.* (2008), no significant increase in the joint strength was found. Since limited research work is reported for civil engineering applications, the research program reported here was performed to cover some gaps in the contribution of the adhesive in aluminum-steel and GFRP-steel one-bolt connections. The behavior of simply bonded aluminum-to-steel and GFRP-to-steel joints loaded in tension is presented first. The effects of surface preparation, types of adhesives and plate rigidity on the joint strength are investigated. Then, the behavior of bolted/bonded (hybrid) connections is compared to simply bonded connections or simply bolted connections, for which results were reported in previous work by Tajeuna *et al.* (2011).

8.3 Experimental investigation

8.3.1 Overview of the program

Simply bonded and bolted/bonded (hybrid) connections were tested. GFRP specimens were cut from 6.35 mm thick pultruded plates while aluminum and steel were taken from 6.35 mm thick flat bars. GFRP pultruded plates were loaded along the longitudinal direction (0°) to achieve maximum tensile strength. The simply bonded (Figure 8.3a) and hybrid (Figure 8.3b) connections were loaded in a single-lap configuration.

Two methacrylate adhesives and one epoxy adhesive were used for the tests. Methacrylate type L is Loctite H8500 adhesive, methacrylate type W is the Weld-On SS605 adhesive and epoxy type S is the Sikadur 330 adhesive. Bonded connections with methacrylate types L and W were evaluated with sanded ($_s$) and non-sanded ($_{ns}$) GFRP plates. For bonded joints with Epoxy type S, GFRP plates were all sanded. On the other hand, all aluminum and steel plates were sandblasted.

GFRP-steel bonded interfaces range from 2000 to 3000 mm^2 for simply bonded connections and is approximately 3800 mm^2 for bolted/bonded (hybrid) joints. For aluminum-steel, bonded interfaces were approximately 1500 mm^2 for simply bonded connections and nearly 2800 mm^2 for hybrid connections. For each multi-material configuration, the geometric parameters were kept constant. GFRP-steel connections had an end-distance (e=3d) and a side-distance (s=2d). Aluminum-steel connections had e=s=1.5d.

Tables 8.1 and 8.2 present the list of the tested specimens and their geometric properties. The specimens were named with respect to the type of connector (bonded [B] or hybrid [H]), the joint configuration (GFRP-steel [G] or aluminum-steel [A]), the type of adhesive (types L, W or S), and the surface preparation (sanded [$_s$], non-sanded [$_{ns}$] or sandblasted [$_{sb}$]) and the specimen number (three to seven specimens per configuration [$_{01}$] to [$_{07}$]). For example BGS$_{01-ns}$stands for bonded GFRP-steel connection with adhesive type S, specimen number 01 with GFRP non-sanded interface. HAW$_{04-sb}$ stands for hybrid aluminum-steel joint with adhesive type W, specimen number 04 and sand blasted aluminum to steel interfaces. For GFRP-steel simply bonded connections, three specimens were tested for each type of adhesive and surface preparation. For GFRP-steel hybrid connections, seven specimens per configuration were tested. For aluminum-steel simply bonded connections, five specimens per configuration were tested for each type of adhesive. Five specimens were tested for the aluminum-steel hybrid connections.

8.3.2 Surface preparation of the bonded interfaces

The bonded surfaces of GFRP plates were prepared with two different techniques. The first technique involved no specific surface treatment on the GFRP plate (non-sanded). However, the plate surfaces were cleaned with acetone to remove all dust, grease and surface residue. For the second technique, GFRP plates were sanded with the medium grit sandpaper to remove the first coat without damaging the fibers. Then, an industrial vacuum was used to remove all dust from the sanded surface. The bonded surface of aluminum and steel plates were all sandblasted inside a sand blasting equipment. Then, the surfaces were vacuumed and cleaned with acetone to remove all dust and grease.

All specimens with adhesive types S and W were prepared according to the manufacturers technical data sheet (Sika-Construction, 2006; Loctite, 2009; Weld-On, 2007). To form the bond, the adhesive was applied on one plate. The surfaces were then pressed together with hands to remove air voids. Special attention was taken to maintain a uniform thickness of the adhesive. However, this thickness was not controlled, in order to more accurately reproduce field conditions. Bonded specimens with adhesive type L were prepared by the manufacturer technician. For all hybrid connections, the bolt was tightened in a snug-fit condition, immediately after applying the adhesive on the bonded surface, as it would be done in the field. According to the manufacturer technical data sheets, the curing time for the adhesives to achieve their full capacity at 24°C is within 24 hours for adhesives types L and W and 5 days for adhesive type S. In this study, 7 days curing time were allowed for bonded specimens with adhesives types L and W and 14 days for adhesive type S at 20°C. The hybrid specimens were cured at room temperature for 5 days.

Table 8.1: Experimental results of bonded joints

Specimen name	Bonded surface mm^2	Bonded Length L (mm)	Force (kN)	Shear Strength (MPa)	Displa-cement (mm)	Failure made
Bonded GFRP-steel						
BGS_{01-s}	2548	50.96	25.2	9.89	0.65	Mix adhesive
BGS_{02-s}	2800	56.00	23.6	8.41	0.60	and light-
BGS_{03-s}	2900	58.00	26.1	8.99	0.65	fiber tear
BGL_{01-s}	2207	44.14	11.5	5.19	0.34	
BGL_{02-s}	2439	48.78	15.7	6.45	0.46	adhesive
BGL_{03-s}	2142	42.84	8.5	3.99	0.33	
BGL_{01-ns}	2783	56.80	9.5	3.42	0.29	
BGL_{02-ns}	2597	55.66	21.5	8.29	0.54	adhesive
BGL_{03-ns}	2840	51.94	14.9	5.24	0.44	
BGW_{01-s}	2237	44.74	21.4	9.55	0.62	
BGW_{02-s}	2634	52.68	24.8	9.41	0.71	adhesive
BGW_{03-s}	2551	51.02	24.2	9.50	0.67	
BGW_{01-ns}	2435	48.70	16.9	6.95	0.48	
BGW_{02-ns}	2665	53.30	18.1	6.80	0.49	adhesive
BGW_{03-ns}	2408	48.16	14.3	5.95	0.39	
Bonded aluminum-steel						
BAS_{01-sb}	1520	41.08	23.6	15.54	0.27	
BAS_{02-sb}	1406	38.00	22.6	16.07	0.29	
BAS_{03-sb}	1482	40.05	19.1	12.90	0.26	adhesive
BAS_{04-sb}	1406	38.00	22.5	16.02	0.28	
BAS_{05-sb}	1480	40.00	23.3	15.72	0.28	
BAL_{01-sb}	1596	43.14	25.5	15.96	0.71	
BAL_{02-sb}	1444	39.03	26.4	18.29	0.43	
BAL_{03-sb}	1480	40.00	29.5	19.94	0.44	cohesive
BAL_{04-sb}	1406	38.00	26.5	18.82	0.41	
BAL_{05-sb}	1444	39.03	26.9	18.65	0.49	
BAW_{01-sb}	1367	36.95	27.9	20.41	0.57	
BAW_{02-sb}	1347	36.41	32.9	24.4	0.56	Mix interfacial
BAW_{03-sb}	1322	35.73	30.2	22.85	0.61	and thin layer
BAW_{04-sb}	1408	38.05	31.1	22.12	0.62	cohesive
BAW_{05-sb}	1505	40.68	36.8	24.47	0.66	

8.3.3 Experimental set-up and measurements

The tests were conducted up to failure of the joint in shear using a 500 kN hydraulic testing machine. The end connections were designed to make the loading axis to coincide with the interface of the two plates so that the connectors (bolt or adhesive) were principally loaded in shear (Figures 8.3a and 8.3b). The test set-up of multi-material connection is presented in Figure

Table 8.2: Experimental results of hybrid joints (d=12.7 mm)

Specimens name	Bonded surface (mm^2)	Bonded Length L (mm)	Force (kN)	Failure mode
Hybrid GFRP-Steel				
HGW_{01-s}	3767	75.34	46.41	
HGW_{02-s}	3767	75.34	42.92	
HGW_{03-s}	3717	74.34	48.11	Light fiber
HGW_{04-s}	3717	74.34	45.97	tear follows
HGW_{05-s}	3767	75.34	39.48	by cleavage
HGW_{06-s}	3817	76.34	46.62	
HGW_{07-s}	3767	75.34	47.6	
Hybrid aluminum-steel				
HAW_{01-sb}	1369	36.03	39.56	
HAW_{02-sb}	1406	37.00	42.60	Thin layer
HAW_{03-sb}	1369	36.03	39.08	cohesive follows
HAW_{04-sb}	1440	37.90	40.81	by shear
HAW_{05-sb}	1406	37.00	38.72	

8.3(c). Specimens were clamped by the grips of the testing machine at both ends. Tensile force was applied at the bottom end while the top end was fixed. The load was applied at the rate of 1 mm/min and the load and displacement were recorded by the control system of the testing machine.

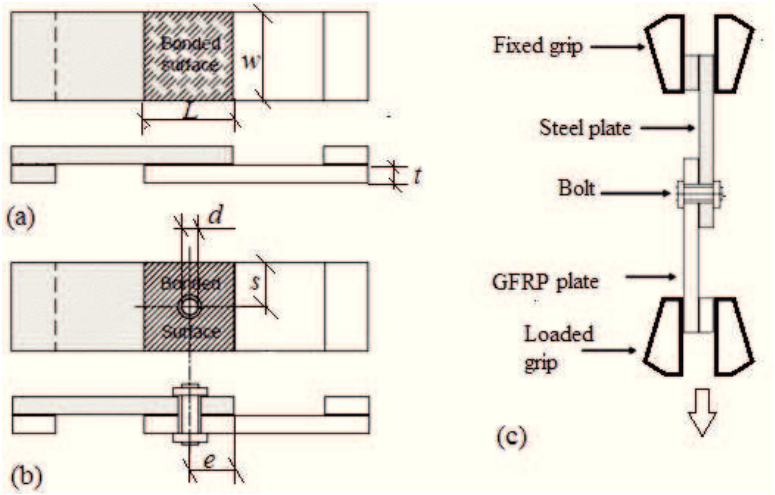


Figure 8.3 – Joints parameters (a) simply bonded (a)bolted/bonded (hybrid), (c) Typical test set-up of multi-material connections

8.3.4 Materials and properties

The GFRP specimens were taken from Extren 500 series panels. Extren 500 is manufactured by Strongwell Corporation. It is made of E-glass fibres and polyester resin. It is typically reinforced with 50% Continuous Strand Roving (CSR) and Continuous Strand Mat (CSM). The roving provided strength in longitudinal (pultrusion) direction while the mat provided multi-directional strength properties (Strongwell, 2002). Aluminum and steel were cut from 6061-T6 and grade 350W flat bars respectively.

Tension tests of GFRP coupons were conducted according to ASTM-D3039/D3039M (2006) for longitudinal and transversal tensile strength and ASTM-D3518/D3518M (2007) for in-plane shear strength. For grade 350W steel and 6061-T6 aluminum coupons, ASTM-A370 (2005) was used. Specimens were un-notched for GRFP and notched for aluminum and steel. As specified by the appropriate testing standard, strength was measured from the peak load divided by the net section area of each coupon. Strain was measured by an axial extensometer.

Figure 8.4 shows the stress-strain curve for aluminium and steel in tension and for GFRP in longitudinal tension, transversal tension and in-plane shear. As can be observed in this figure, GFRP material behaves linearly up to brittle failure. Steel and aluminum show elasto-plastic behaviors. The average mechanical properties of GFRP and aluminum tested coupons are summarized in Table 8.3. For steel, the average ultimate tensile and yield strengths were approximately 540 MPa and 370 MPa respectively. Adhesive properties taken from the manufacturers technical data sheets are also reported in Table 8.3. For hybrid connections, ASTM A325 bolts with d=12.7 mm and nominal washer were used. The bolts were not tested. However, their nominal guaranteed tensile strength is 825 MPa and nominal shear strength is 495 MPa, considering the shear strength equals to 0.6 times the nominal tensile strength.

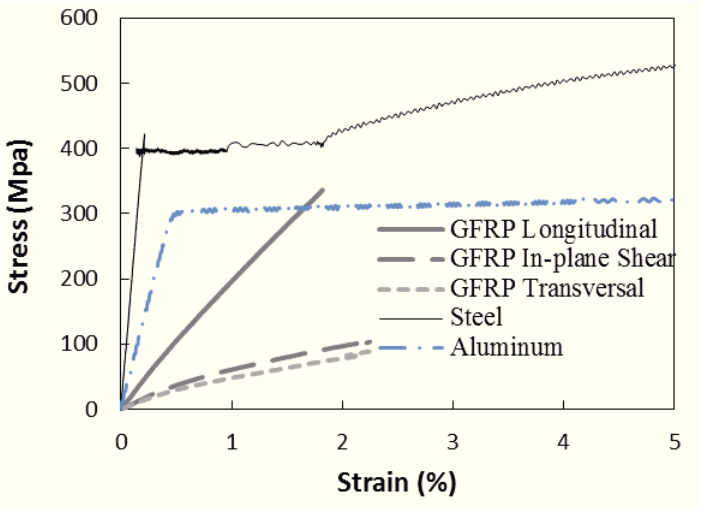


Figure 8.4 – Stress-strain relationships of materials

Table 8.3: Materials properties

	Extren 500 GFRP plate		6061-T6 aluminum flat bar		Epoxy	Methacrylates	
					Type S	Types L	Type W
	Tested	Extren Design Manual	Tested	CSA-S157 Design Manual	Reported values from manufacturers technical data sheets		
Modulus							
Longitudinal (GPa)	18.6	17.2	69.38	70	3.8	1.11	0.41-0.52
Transverse (GPa)	4.03	5.52	-	-	-	-	-
In plane Shear (GPa)	4.8	-	-	-	-	-	-
Strength							
Longitudinal tensile (MPa)	340	207	305.9	260	30	15	18-21
Transverse tensile (MPa)	88.4	48.3	-	-			
In plane shear (MPa)	104.16	-	-	-	-	-	-
Lap Shear (MPa)	-	-	-	-	-	15	19-22
Longitudinal Poisson ratio	-	0.33	-	0.3	-	-	-
Thickness (mm)	6.1	6.35	6.35	6.35	-	-	-

8.4 Experimental results of simply bonded connections

Table 8.1 presents the results of each simply-bonded connections. These results were used to evaluate the effect of surface preparation, type of adhesive and substrate rigidity on the behavior of the connections.

8.4.1 Effect of surface preparation using methacrylate adhesives

GFRP-steel bonded connections with methacrylate adhesive types L and W were used to evaluate the effect of surface preparation on the failure load and failure mode. This comparison is presented in Figure 8.5.

The failure modes of bonded connections with methacrylate adhesive type L is presented in Figures 8.5a and 8.5b for GFRP sanded and non-sanded interface respectively. For both surface preparations, it can be observed that failure occurred by a complete debonding of the adhesive from the GFRP plate (adhesive failure). The adhesive that remains on the steel plate for joints with non-sanded GFRP presents a discoloration from the GFRP coat. As shown in Figures 8.5(c) and 8.5(d), similar failure is observed for connections with methacrylate adhesive type W. Therefore, sanding the GFRP substrate does not change the failure mode of connections bonded with methacrylate adhesives.

The effect of surface preparation on connections failure load is presented in Figure 8.5(e) for adhesive type L. The shear stress-displacement curves of non-sanded GFRP plates show a pre-

sence of damage in the bonded interface by a sudden drop of the load of about 0.5 MPa. Then, the load increases linearly up to a complete brittle failure of the joint. For bonded joint with sanded GFRP plate, a linear elastic behavior is observed up to the brittle failure of the joint. Tests results show a wide variation of shear stresses within the joints of sanded and non-sanded GFRP plates. From the shear stress-displacement curves shown in Figure 8.5(e), it can be observed that the maximum shear stresses ranged from nearly 4 MPa to 6.5 MPa with a displacement of 0.3 mm to 0.4 mm for connections with sanded GFRP. For connections with non-sanded GFRP, the maximum shear stresses ranged from approximately 3.4 MPa to 8.3 MPa with a displacement of 0.3 mm to 0.6 mm. From these results, it was difficult to conclude whether it is better to sand or not the GFRP plate when adhesive type L is used. However, maximum joint capacity is observed on a connection with non-sanded GFRP plate. On the other hand, considering the values presented in Table 8.1, the average shear strength is approximately 5.2 MPa for sanded specimens and 5.6 MPa for non-sanded specimens. For GFRP-steel connections with methacrylate adhesive type W, Figure 8.5(f) shows a linear behaviour of the shear stress-displacement curves up to a brittle failure of the connections. The average peak load is nearly 9.5 MPa for an average displacement of 0.67 mm when the GFRP plate is sanded. With non-sanded GFRP plate, the average peak load is about 6.6 MPa for an average displacement of 0.45 mm. This represents a 31% increase on the joint capacity when the GFRP plate is sanded.

8.4.2 Structural performance of methacrylate compared to epoxy adhesives

In this part, the structural performance of methacrylate adhesives (types W and L) is compared to that of epoxy adhesive (type S) in bonded GFRP-steel and aluminum-steel configurations. As reported in Table 8.3, it is to be noted that the elastic modulus of epoxy adhesive type S is 7 to 9 times higher than the one of methacrylate adhesive type W and 3.4 times higher than the one of methacrylate adhesive type L. The effect of the adhesive elastic modulus is presented in Figure 8.6 for bonded GFRP-steel and aluminum-steel connections. The typical curves obtained from each type of adhesive are presented in Figures 8.6(d) and 8.6(h). All other results are presented in Table 8.1.

In Figure 8.6(a), it can be observed for bonded GFRP-steel connections with epoxy adhesive type S that part of the adhesive remained on the GFRP plate and the rest remained on the steel plate. The adhesive that remained on steel has a film of GFRP. This suggests the presence of debonding on the GFRP Continuous Strand Mat (CSM). Therefore, this failure can be classified as a mixed failure due to the combination of adhesive failure and light-fiber-tear failure. In the previous section, adhesive failure was noted for methacrylate adhesive types L and W regardless of the surface preparation. These failure modes are also presented in Figures 8.6(b) and 8.6(c). Therefore, epoxy adhesive type S seems to adhere better on GFRP than methacrylate adhesive.

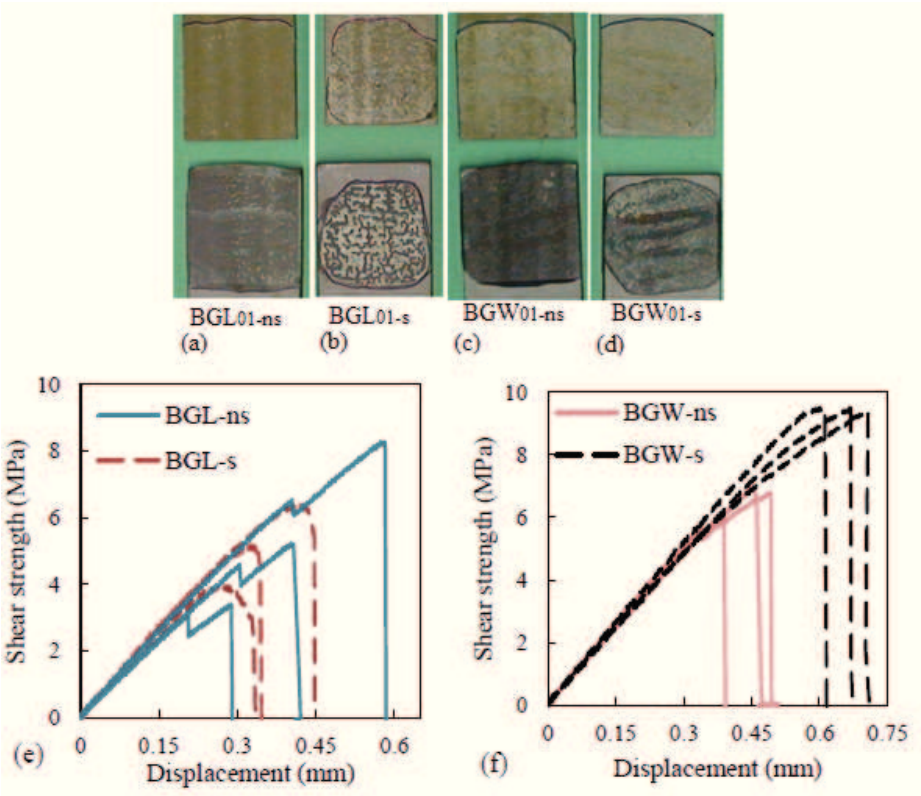


Figure 8.5 – Effect of surface preparations on GFRP-steel connections
- Failure modes of : (a) BGL_{01-ns} (b) BGL_{01-s}, (c) BGW01-ns (d) BGW_{01-s},
- Shear stress-displacement curves of : (e) BGL_{-ns} compared to BGL_{-s}. ; (f) BGW_{-ns} compared to BGW_{-s}

The typical curves of each type of adhesive, with sanded interface are compared in Figure 8.6(d). It can be observed that despite the difference in elastic modulus of methacrylate type W and epoxy type S, there is no major difference in term of joint capacity and displacement in GFRP-steel configuration. However, methacrylate type L provides an average strength that is 1.75 times lower than epoxy adhesive.

For aluminum-steel configuration with epoxy adhesive type S (Figure 8.6e), the failure mode is mainly due to debonding of the adhesive on the steel and/or aluminium substrates adhesive failure. With methacrylate type L, Figure 8.6(f) shows a cohesive failure characterized by separation or fracture within the adhesive while with methacrylate type W, failure occurred by partial separation of the adhesive on the aluminum substrate and the other part remains on the steel substrate (Figure 8.6g). This type of failure can be classified as a mix of adhesive and thin layer cohesive failure. Figure 8.6(h) shows the typical curves of aluminum-steel bonded connections using the three types of adhesive. It can be observed that the performances of methacrylate adhesives are higher than that of epoxy adhesive in term of strength and displacement. The displacement at which epoxy adhesive achieved its maximum shear strength is about 50% of the

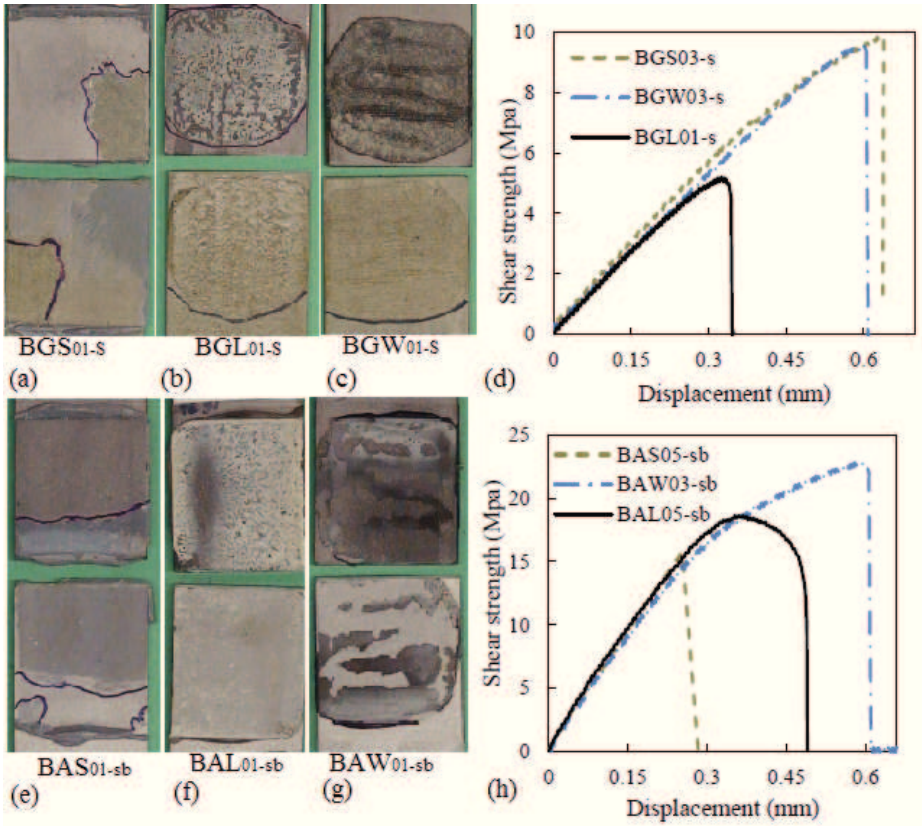


Figure 8.6 – Methacrylate compared to epoxy adhesive on GFRP-steel connections : (a) to (c) Failure modes, (d) Typical stress-displacement curves Methacrylate compared to epoxy adhesive on aluminum-steel connections : (e) to (g) failure modes, (h) Typical stress-displacement curves

maximum displacement of methacrylate adhesive type W and 66 the maximum displacement of methacrylate adhesive type L. Furthermore, the difference of average shear strength of epoxy adhesive is about 17% lower than methacrylate types L and 33% lower than methacrylate types W. These differences may be due to methacrylate adhesives having a higher resistance in peeling compared to epoxy adhesive. The low peeling resistance of epoxy adhesive may result from their weak capacity to undergo plastic deformations.

8.4.3 Structural performance due to plate rigidity

Figure 8.7 presents the average shear strength of aluminum-steel compared to GFRP-steel bonded connections. For this comparison, the average shear strength obtained with each type of adhesive and the surface preparation was considered. Figure 8.7 clearly shows that the high stiffness of the aluminum plate produces better structural performance for the bonded connections. For bonded specimens with methacrylate type W, the average shear strength of aluminum-steel

specimens is about 3.5 times higher than that of non-sanded GFRP-steel specimens and 2.4 times higher than sanded GFRP-steel specimens. For bonded specimens with methacrylate type L, the average shear strength of aluminum-steel specimens is 3.27 and 3.53 times higher than GFRP-steel configuration with non-sanded and sanded GFRP plates respectively. In the case of bonded specimens with epoxy adhesive type S, the average shear strength of aluminum-steel specimens is 1.7 times higher than that of sanded GFRP-steel specimens. Moreover, cohesive failure is more likely to occur when bonding two metal plates with methacrylate adhesives than when at least one of the substrate is a GFRP plate.

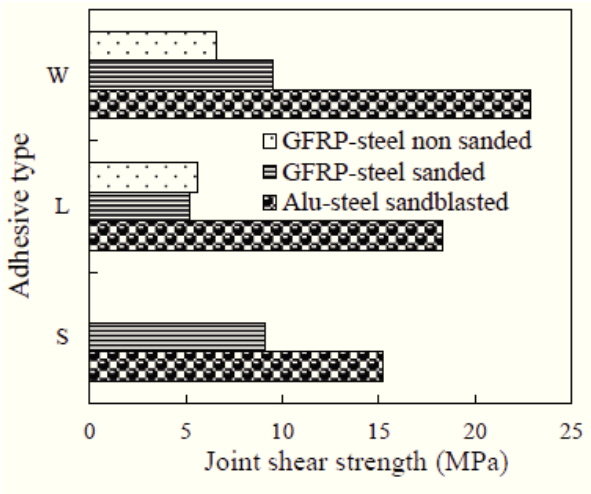


Figure 8.7 – Effect of Plates rigidity on joint strength

8.5 Hybrid joints compared to simply bolted or bonded joints

For hybrid connections, the geometric parameters were presented in Table 8.2. Methacrylate adhesive type W was used for this investigation. GFRP plates were all sanded while aluminum and steel plates were sandblasted. The experimental results for these hybrid connections are also presented in Table 8.2. These results were used to evaluate the behavior of hybrid connections as compared to simply bolted connections reported in previous work (Tajeuna *et al.*, 2011), or to simply bonded connections.

8.5.1 GFRP-to-steel hybrid connections

For GFRP-steel hybrid connections, Figure 8.8(a) and 8.8(b) shows a light-fiber-tear failure on the GFRP and steel bonded interfaces. This failure differs from that observed on simply bonded

connections presented in Figure 8.8(d) where adhesive failure was observed. This difference is probably due to the bolt clamping which provided more strength in the GFRP bonded interface. As a result, failure occurs within the GFRP substrate. This failure is followed by cracks on the GFRP plate starting from one side of the hole and progressing towards the free end (Figure 8.8c), named cleavage. In simply bolted connections with the same geometric parameters reported by Tajeuna *et al.* (2011), similar failure mode was also observed on some specimens (Figure 8.8d) while others experienced shear tear-out failure (Figure 8.8e) or net-section failure (Figure 8.8f). Some of these specimens also show signs of delamination within the GFRP layers due to the out of plane deformation on the outer face of GFRP plate (Figure 8.8e). Therefore, it is suggested that the strength provided by the adhesive in hybrid connections delay the out-of-plane deformation observed in simply-bolted single-lap configuration. This could explain that, a unique failure mode was observed on hybrid connections as compared to simply-bolted connections where various failure modes where observed with the same geometric paprameters.

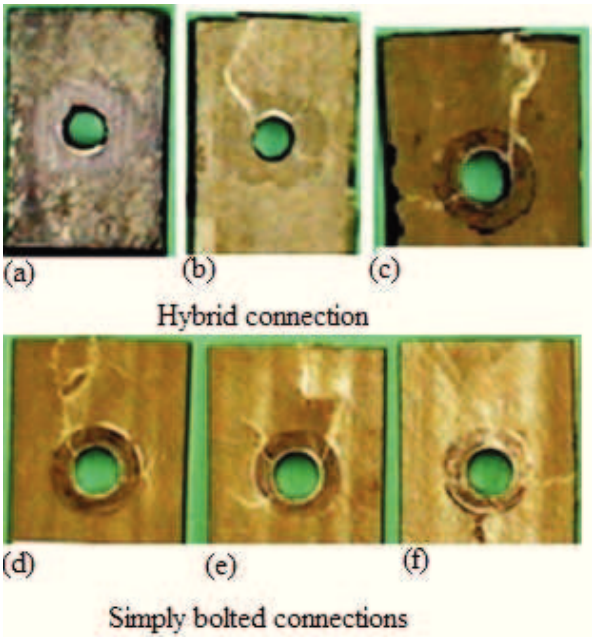


Figure 8.8 – Failure modes of Hybrid connections : (a) failure of the adhesive on steel inner face, (b) failure of the adhesive on GFRP inner face, (c)cleavage failure GFRP outer face. Failure modes of simply bolted connections : (d) cleavage failure on GFRP, (e) Shear failure on GFRP, (f) Net-section failure on GFRP

In Figure 8.9(a), the force-displacement curves of hybrid GFRP-steel connections are presented. From the load-displacement curve, a linearly elastic behavior up to an average peak load of 46 kN is observed with an average displacement of 1 mm. In this part of the curve, the effect of the bolt and the adhesive is combined. Then the curves suddenly drop down to about 27 kN. This drop in the joint capacity suggests that the adhesive has failed. This explanation is supported by the fact that a loud noise was heard at the peak load and the presence of cracks in the bonded

interface could clearly be observed. From this point, an increase of the curve is observed up to a partial failure in the GFRP plate at around 40 kN with 2.5 mm displacement. Then, the load drops down for a second time to 10 kN. From this point, the GFRP plate undergoes a progressive failure. The displacement to which the complete failure occurs is unknown because the tests were stopped at this last stage as maximum joint strength was already achieved. However, as presented in Figure 8.9(a), the test results of HGW04-S suggests that this displacement can exceed 4 mm.

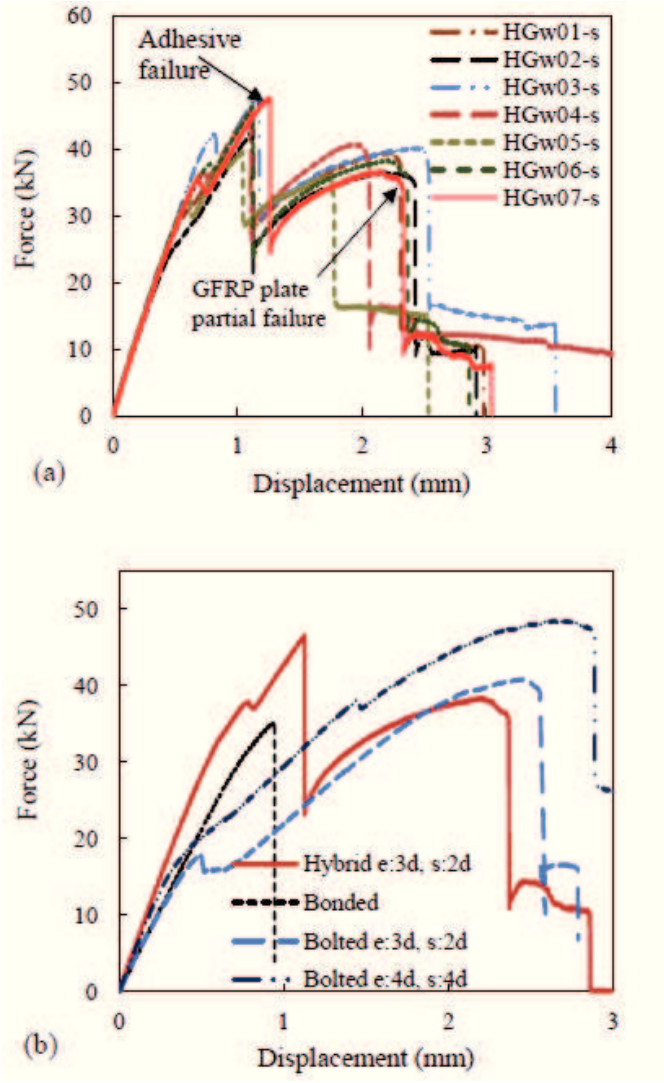


Figure 8.9 – GFRP-to-Steel (a) Force displacement curves of hybrid connections, (b) Force-displacement curves of hybrid compared to simply bolted and simply bonded connections

Figure 8.9(b) presents the comparison between typical force-displacement curves for simply bonded, simply bolted and hybrid connections. Prior to this comparison, a linear interpolation was performed to evaluate the strength of the simply bonded GFRP-steel connection corresponding

to the measured bonded interface in hybrid connection. This was necessary because simply bonded connections had a bonded interface of about 1500 mm^2 while that of hybrid connections was about 3700 mm^2 (see Table 8.1 and 8.2). Result of this interpolation is presented in Figure 8.9(b). For a bonded interface of 3700 mm^2, the average force is approximately 34 kN for a displacement of nearly 1 mm. Compared to simply bonded connections, the presence of bolt is found to enhance the stiffness and peak load in hybrid connection. The peak load of the hybrid connection is approximately 30% higher than the one for simply bonded connection. The typical force-displacement curve of simply bolted connections with s/d=2, e/d=3 and s/d=4, e/d=4 taken from Tajeuna *et al.* (2011) is also presented in Figure 8.9(b). It is seen that the peak load for hybrid connection, while occurring at a much lower displacement, is approximately 15% higher than that of bolted connection with s/d=2 and e/d=3. It can also be observed that the behavior of the hybrid connection after the peak load is similar to that of simply bolted connection with similar geometric parameters (s/d=2 and e/d=3). This confirms the assumption mentioned above which suggests that the initial failure observed in hybrid connection is due to the adhesive failure. When comparing with a two times wider simply bolted connection (s/d=8, e/d=4), it can be observed that the average peak load of hybrid connection is approximately 94% that of wider simply bolted connection. Therefore, single-lap GFRP-steel hybrid connection can represent a good avenue for permanent connection in terms of weight and cost.

8.5.2 Aluminum-to-steel hybrid connections

Figures 8.10(a) to 8.10(c) show the failure modes of aluminum-steel hybrid connection and that of simply bolted connection taken from Tajeuna *et al.* (2011). After failure of the hybrid connection, only a thin film of adhesive is observed on the steel plate (Figure 8.10a) and aluminum plate (Figure 8.10b). It seems that most of the adhesive retracted from the bonded interface during bolt tightening. After the test, less than 0.2 mm thick of the adhesive remains on the bonded interface. Therefore, thin layer cohesive failure is observed in hybrid connection as compared to mixed failure mode on simply bonded connection presented in Figure 8.6(g). Once the adhesive has failed, the hybrid connection behaves as simply bolted and failure occurs by shear tear-out of the aluminum specimen (Figure 8.10b). Similar failure mode was observed in simply bolted connections reported by Tajeuna *et al.* (2011) and presented in Figure 8.10(c).

In Figure 8.11(a), the force-displacement curves of aluminum-steel connections are presented. The force-displacement history of specimens HAW03-sb and HAW05-sb can be described in three steps. First, there is a linear elastic behavior up to a sudden failure at an average force of 15 kN and 0.25 mm displacement. Then, the load drops to approximately 10 kN with a displacement of 0.8 mm. From this point, an elasto-plastic behavior of the joint is observed up to the complete failure of the joint. At this last stage, the optimum peak load is measured at 40 kN for an average elongation of 8 mm at failure. However, from the force-displacement history

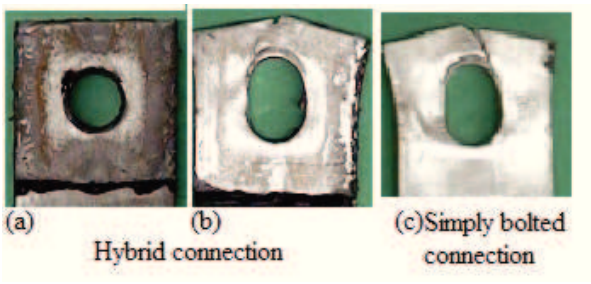


Figure 8.10 – (a) steel inner face, (b) aluminum inner face and shear failure (c) Shear failure of aluminum simply bolted connection

of specimens HAW01-sb, HAW02-sb and HAW04-sb, the drop in load due to adhesive failure as in the case of the two other specimens is not depicted. This is probably due to the fact that the adhesive thickness after bolt clamping was too small to have an effect on the force-displacement curve. As it was mentioned above, the measured adhesive thickness after the tests was less than 0.2 mm. Therefore, the hybrid joint behaved as a simply bolted joint.

In Figure 8.11(b), the typical force-displacement curve of aluminum-steel hybrid connection is compared to that of simply bonded and simply bolted connections taken from Tajeuna *et al.* (2011). The hybrid curve shows failure of the adhesive at 15 kN. This strength is half the strength of bonded joint. As mentioned above, this reduction is due to the spreading of the adhesive out of the bonded interface during tightening of the bolt. After the failure of the adhesive, the behavior of the hybrid joint is similar to that of the simply bolted joint. In summary, no benefit was observed by adding the adhesive in the aluminum-steel bolted connection. However, it could be useful to explore other procedures for producing the hybrid connection. The procedure used in this study, which consists of tightening the bolt immediately after applying the adhesive, was selected to reproduce practical field conditions. It also allowed to avoid breaking the bonded joint during the bolt tightening. It seems to have caused that the adhesive layer was very thin for the aluminum-steel connections.

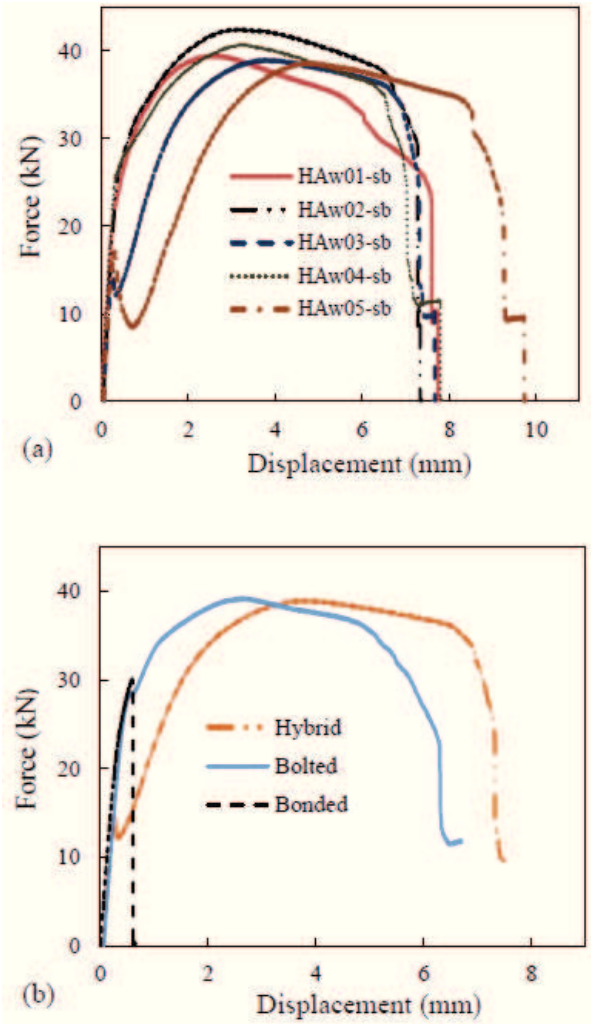


Figure 8.11 – Aluminum-to-steel : (a) Force displacement curves of hybrid connections, (b) Force-displacement curves of hybrid compared to simply bolted and simply bonded connections

8.6 Conclusion

An experimental analysis was performed to investigate the behavior of single-lap bonded and bolted/bonded connections. Multi-material GFRP-to-steel and aluminium-to-steel joints loaded in one shear plane (single-lap) were considered. The analysis was divided into two parts. The behavior of simply bonded joint was presented first. In this part, the effect of surface preparation, types of adhesives and adherent or substrate rigidity on the joint strength were investigated. Then, the behavior bolted/bonded (hybrid) joint was compared to simply bonded or simply bolted connections. From this analysis the following observations can be drawn :

For bonded connections ;

- Sanding or not sanding the GFRP plate did not change the failure mode of the bonded joint with methacrylate adhesives. Debonding of the adhesive was either observed on steel or on GFRP plates depending on the adhesive used.
- Despite their lower elastic modulus, methacrylate adhesives were found to provide better strength than epoxy adhesive in aluminium-steel configuration.
- In GFRP-steel configuration, the structural performance of methacrylate and epoxy adhesives was almost equivalent.
- A higher adherent (plate) rigidity produces a higher strength for bonded joints, regardless of the type of adhesive.

For hybrid connections ;

- The adhesive was found to increase the capacity of the bolted joint in GFRP-steel configuration.
- The effect of adhesive in aluminum-steel bolted joint was not significant.
- For both GFRP-steel and aluminum-steel connections, hybrid joint has adhesive failure before the joint failure. After adhesive failure, the hybrid joints behave as simply bolted joints.
- The adhesive in GFRP-steel bolted/bonded connection was found to reduce out-of-plane deformation due to secondary bending and made failure modes more consistent compared to simply bolted connections.

Complementary investigation should include the evaluation of alternative bonding procedure for aluminum-steel hybrid connections, and the experimental testing for bonding of typical multi-bolt structural joints.

Chapitre 9
Conclusion

Cette étude a été motivée par l'intégration de l'aluminium et des PRFV dans les ponts ferroviaires transportables. Les recherches menées antérieurement ont permis de noter que ces deux matériaux connaissent de plus en plus de succès dans les constructions des ponts. Cependant, un aspect important de cette intégration serait la conception des assemblages multi-matériaux aluminium-acier et PRFV-acier qui permettrait de transmettre des efforts tout en minimisant les dommages. Aussi, l'identification des configurations optimales pour ce type d'assemblage étaient nécessaire. Cette optimisation inclut l'identification des paramètres géométriques tels que : la pince longitudinale et transversale, le pas longitudinal et transversal, l'épaisseur de la plaque ou encore le nombre de boulons et leur arrangement dans la connexion. Les informations recueillies de la revue de littérature ne permettaient pas de d'identifier de manière satisfaisante les configurations optimales des assemblages boulonnés aluminium-acier ou PRFV-acier. De plus, certaines des configurations géométriques de ces études ne correspondaient pas à celles qui seraient utilisées dans le domaine du génie civil. C'est pourquoi, des études supplémentaires spécialement axées à l'identification des paramètres géométriques permettant d'optimiser la résistance de l'assemblage étaient nécessaires.

Une évaluation des équations de dimensionnement des assemblages boulonnés aux états limites ultimes a permis de constater que malgré l'avancement des recherches sur l'évaluation de la résistance et l'efficacité des joints en PRFV, plusieurs références de conception qui se disent adaptées aux matériaux pultrudés en PRFV, continuent de proposer des méthodes de calcul propres aux matériaux isotropes (CNR-DT-205, 2008; Bank, 2006; Chen et Lui, 2005). De plus certains auteurs semblent ne pas s'accorder aux différentes approches de dimensionnement (Hassan *et al.*, 1997b; Mottram, 2010). Quant aux assemblages en aluminium, ils sont très similaires à ceux recommandés pour l'acier. C'est pourquoi il était nécessaire d'effectuer une analyse critique de ces équations et de les améliorer au besoin.

La possibilité d'optimiser la résistance des connexions boulonnées aux paramètres géométriques minimum par l'ajout de la colle a également été examinée. Les études reportées sur ce type d'assemblage visaient des applications différentes (aéronautique, automobile, maritime) par conséquent, les matériaux utilisés étaient spécifiques à ces applications. De plus, les quelques essais reportés sur les plaques de PRFV n'étaient pas assemblés de manière conventionnelle. Peu d'études sont reportées sur les assemblages boulonnés/collés en aluminium. Aussi, il était nécessaire d'effectuer davantage d'études expérimentales pour comprendre le comportement des assemblages boulonnés/collés PRFV-acier et aluminium-acier. L'intérêt était d'évaluer si l'ajout de la colle à l'assemblage boulonné améliorerait la résistance ou le mode de rupture de ces assemblages.

9.1 Conclusion aux objectifs spécifiques

Les objectifs spécifiques ont été réalisés par le biais d'études expérimentales. Les assemblages à simple plan de cisaillement d'un et deux boulons sur une file ont été testés. Des simulations par éléments finis validés par des résultats expérimentaux ont été développées. Les résultats obtenus ont apporté un éclairage sur l'effet des paramètres géométriques tels que les pinces longitudinale et transversale, les pas longitudinal et transversal, l'épaisseur des plaques et le type de PRFV sur la résistance et le mode de rupture des connexions. La contribution de la colle dans les assemblages boulonnés/collés a également été évaluée. Pour une meilleure appréciation de cette contribution, les assemblages simplement collés ont aussi été testés. Ces essais ont permis d'évaluer l'effet de la préparation de la surface des PRFV et du type d'adhésif sur la résistance et le mode de rupture de l'assemblage. Les résultats obtenus des assemblages simplement collés d'une part et simplement boulonnés d'autre part ont tour à tour été comparés aux assemblages hybrides (boulonnés/collés).

Pour les assemblages boulonnés aluminium-acier, les paramètres optimaux ont été choisis sur la base des valeurs pour lesquelles la résistance nominale en cisaillement de trois nuances de boulons (A307, A325, et A490) est atteinte. La recommandation de AASHTO (2010) de limiter la section nette (A_{nt}) des éléments connectés à la valeur de 85% la section brute (A_{gt}) de la plaque a également été prise en considération. Bien que cette recommandation ne soit pas spécifiée pour les structures en aluminium, elle a été considérée pour définir la pince transversale et le pas longitudinal de manière à identifier une conception économique. Cette étude a permis d'identifier des paramètres géométriques optimums des assemblages en aluminium à un et deux boulons. Ces paramètres sont contenus dans les tableaux 4.7 à 4.9. Suite à l'analyse critique, l'équation 5.14 de résistance à la pression diamétrale et l'équation 5.16 de résistance à la traction et au cisaillement combinés ont été proposées. En outre, on note que :

– Pour la configuration à un boulon, l'analyse expérimentale sur les connexions aluminium-acier montre que pour atteindre la rupture par ovalisation excessive, e et s ne devraient pas être inférieure à $2.5d$. Au-delà de cette valeur, une ovalisation excessive sur la plaque d'acier et une déformation du boulon ont été observées. Les résultats des simulations numériques par éléments finis montrent que l'optimisation des paramètres géométriques permettrait d'augmenter la résistance des connexions (EC9, 1999; AASHTO, 2010; CSA-S157, 2007) à plus de 75% par rapport aux valeurs minimales recommandées par les références de conception. Bien que les valeurs maximales de e et s ont été observées respectivement à $4d$ et $3d$, les valeurs optimales sont liées à l'épaisseur de la plaque d'aluminium, au diamètre du boulon, et à la nuance du boulon. Les valeurs optimales reportées dans les tableaux 4.7 à 4.9 sont dans la limite des recommandations de références de conception (EC9, 1999; AASHTO, 2010) et du ratio de A_{nt}/A_{gt} <0.85.

- Pour les connexions de deux boulons sur une file, l'étude expérimentale a démontré qu'une rupture pure par ovalisation excessive est peu susceptible de se produire. Le pas $p = 3d$ a été jugé suffisant pour prévenir la rupture entre deux boulons sur une file. L'analyse par éléments finis indique que la pince transversale (s) est le paramètre principal qui contrôle la résistance de la connexion. Limiter s à la valeur minimale de $1.5d$ limiterait la résistance de l'assemblage à deux boulons sur une file à celle d'un assemblage à un boulon. Dans ce type de connexion, l'effet de p était évident après $3d$ tandis $e > 2d$ n'a pas d'effet significatif sur la résistance de la connexion. Pour ce type de configuration, les paramètres optimums proposés devraient être pris à e=$2d$, p=$3d$ tandis que s varie avec l'épaisseur de la plaque et la résistance au cisaillement nominal du boulon et doit être limitée à $4d$ bien qu'à cette valeur, le ratio A_{nt}/A_{gt} =0.86.
- Pour la configuration avec deux boulons dans une ligne, il a été observé que la résistance de la connexion augmente avec s et e jusqu'à la valeur limite de e=$3d$ et s=$4d$. L'augmentation de la résistance de la connexion augmente avec le pas transversal (g). Les valeurs optimales de ces paramètres sont contenues dans le tableau 4.9. Les valeurs optimales proposées permettent d'atteindre la résistance nominale en cisaillement des boulons et le rapport de $A_{nt}/A_{gt} < 0.85$.
- Comparativement aux assemblages à doubles plans de cisaillement, l'effet de la déformation hors-plan observé expérimentalement dans la configuration à simple plan de cisaillement avec s=$1.5d$ et e=$1.5d$ ne change pas le mode de rupture de la plaque d'aluminium. Cependant, restreindre l'excentricité par une configuration à doubles plans de cisaillement améliore légèrement la résistance de l'assemblage. Ce gain a été mesuré à approximativement 6%. Il a également été observé que la déformation hors-plan est plus prononcée dans les connexions avec une pince longitudinale longue et une plaque mince.
- De l'analyse critique des équations de prédictions recommandées dans les codes de conception, il ressort que les modes de rupture prédits correspondent dans la plupart des cas aux modes de rupture observés expérimentalement. L'équation de prédiction de la rupture à la section-nette proposée par les ouvrages de référence fournit des résultats satisfaisants. Cependant, les équations de prédiction de la rupture par ovalisation excessive et cisaillement par bloc pourraient être améliorées. C'est dans cette optique qu'ont été développées l'équation 5.14 de prédiction de la résistance à la pression diamétrale des assemblages à un et plusieurs boulons et l'équation 5.16 de prédiction à la traction et au cisaillement combinés. Ces équations sont basées sur des résultats expérimentaux publiés et des simulations numériques par éléments finis.

Pour les assemblages boulonnés PRFV-acier, en plus des essais expérimentaux, les simulations par éléments finis ont permis d'analyser deux types de matériaux dont le ratio du module d'élasticité transversal sur le module d'élasticité longitudinal E_{Tt}/E_{Lt}=0.2 considéré comme fortement orthotrope et E_{Tt}/E_{Lt}=0.8 considéré comme quasi-isotropique sont simulés. Les modes de rupture obtenus de cette simulation ont été d'une part comparés aux résultats expérimentaux obtenus dans notre programme expérimental et à ceux publiés par d'autres auteurs et d'autre part aux

prédictions de ASCE-Pre-Standard (2010). Cette étude a permis de cibler parmi les recommandations des paramètres géométriques faites par les codes de conceptions et les manufacturiers, ceux qui permettent d'obtenir une connexion optimale. De manière générale, il ressort que les valeurs de e/d=3, s/d=2 et p/d=4 permettraient d'optimiser de manière significative la résistance de la connexion. Les résultats expérimentaux obtenus de notre étude et ceux publiés par d'autres chercheurs ont permis d'évaluer la résistance à la section-nette proposée par différents ouvrages de référence. Suite à cette évaluation, l'équation 7.13 de résistance à la section nette a été proposée. En outre, les conclusions suivantes se dégagent de cette analyse :

- Pour les assemblages à un boulon, les résultats expérimentaux obtenus dans la présente étude montrent que l'augmentation de s de $2d$ à $4d$ et de e de $3d$ à $4d$, conduit à une résistance modérément plus élevée et un meilleur comportement de l'assemblage à la rupture. La rupture par ovalisation excessive n'a pas été observée en raison de l'utilisation d'un matériau fortement orthotrope. Les données expérimentales ainsi que l'analyse paramétrique par éléments finis montrent que ce mode de rupture se produirait pour des assemblages avec des plaques de PRFV quasi-isotrope. Avec s=1.5d recommandé par ASCE-Pre-Standard (2010), aucune augmentation significative de la capacité de l'assemblage n'a été observée pour des valeurs de $e > 3d$. De plus, les résultats paramétriques par éléments finis montrent que les valeurs de s=2d et e=3d recommandées par les manufacturiers Strongwell (2002) et Creative-Pultrusion (2001) permettent d'obtenir une résistance de 55% supérieure à la résistance obtenue avec les valeurs minimales recommandées par ASCE-Pre-Standard (2010).
- Pour les assemblages à deux boulons sur une file, les résultats expérimentaux obtenus dans la présente étude montrent que, pour s=4d et e=4d, l'augmentation du pas longitudinal p de $3d$ à $5d$ conduit seulement à une augmentation de 4% la capacité de la connexion. Cependant, les connexions avec des pas longs (p=5d) permettent d'atteindre un plus grand déplacement, donc un comportement plus sécuritaire. Les données expérimentales et l'analyse par éléments finis révèlent que la rupture par ovalisation excessive est peu probable avec ce type de configuration. Pour les connexions avec des plaques de PRFV fortement orthotrope, le cisaillement ou le clivage sont les modes de rupture prédominants. Pour les connexions avec des plaques de PRFV quasi-isotropes, la rupture par clivage a été observée pour les pinces longitudinales courtes et la rupture par section nette est prédominante lorsque $e > 2d$. Pour cette configuration, les valeurs recommandées de e et p par ASCE-Pre-Standard (2010) permettent d'optimiser la résistance à la rupture de la connexion alors que la valeur de s=2d recommandée par les manufacturiers (Strongwell, 2002; Creative-Pultrusion, 2001) améliore significativement la résistance de la connexion.
- Les modes de ruptures prédits par ASCE-Pre-Standard (2010) n'étaient toujours pas compatibles aux modes de rupture observés expérimentalement. De plus les prédictions de la résistance par ASCE-Pre-Standard (2010) sont conservatrices. Il a en outre été observé que le pas longitudinal n'a pas un effet considérable sur la résistance de la connexion surtout lorsque

la rupture par section nette contrôle le dimensionnement de la connexion. Par conséquent, la recommandation de ASCE-Pre-Standard (2010) de multiplier la résistance de la connexion par le rapport de $p/4d$ lorsque p est inférieur à la valeur minimale requise pourrait considérablement sous-estimer la résistance de la connexion pour les deux types de matériaux fortement orthotropes et quasi-isotropes.

– Il ressort en plus de l'analyse critique que les équations de prédiction de rupture en section nette recommandées par CNR-DT-205 (2008), Bank (2006) et Chen et Lui (2005) qui sont très similaires à celles recommandées pour l'acier ne sont pas appropriées pour les PRFV. Les prédictions obtenues à partir des équations recommandées par Rosner (1992), Mottram (2010) et Hassan *et al.* (1997b) qui sont basées sur l'approche semi-empirique développée par Hart-Smith (1980) produisent des résultats satisfaisants. Cependant, de par leur complexité, ces équations sont peu attrayantes pour le concepteur. C'est pour cette raison que l'équation 7.13 a été développée. Cette approche est aussi basée sur la méthode semi-empirique de Hart-Smith (1980). Comparativement aux autres approches, elle se veut plus simple et permet d'obtenir des résultats assez proches des résultats expérimentaux.

Pour les assemblages boulonnés/collés PRFV-acier et aluminium-acier, deux types d'adhésifs ont été utilisés. Les adhésifs méthacrylates Weld-On SS605 et Loctite H8500 ; et l'adhésif époxyde Sikadur 330. Le comportement de ces adhésifs dans les connexions simplement collés a dans un premier temps été analysé. Pour ces assemblages, deux types de préparation de surface des PRFV ont été analysés. Par la suite, l'adhésif méthacrylate Weld-On SS605 a été utilisé dans les assemblages boulonnés/collés. De manière générale, il ressort de cette étude que les assemblages PRFV-acier répondent favorablement à l'ajout de la colle dans l'assemblage par une augmentation de la charge maximale de 30% comparativement aux assemblages simplement collés ou de 15% comparativement aux assemblages simplement boulonnés. Cependant la contribution de la colle dans les assemblages aluminium-acier n'est pas significative. On note en outre que :

– Pour les assemblages simplement collés, le fait de sabler ou non la plaque PRFV ne change pas le mode de rupture de l'assemblage collé avec l'adhésif méthacrylate. En fonction de l'adhésif utilisé, le décollement de l'adhésif était observé soit sur l'acier soit sur la plaque de PRFV. Malgré leur faible module d'élasticité, il a été observé que les adhésifs méthacrylates fournissent une meilleure résistance que l'adhésif époxyde dans la configuration aluminium-acier. Dans la configuration GFRP-acier, la performance structurelle des adhésifs méthacrylates et époxyde était presque équivalente. Un adhérent (plaque) avec une grande rigidité produit une résistance plus élevée pour les assemblages collés, quel que soit le type d'adhésif utilisé.
– Pour les assemblages boulonnés/collés, il a été observé comme noté par d'autres auteurs que le boulon prend une part active dans le transport de charge seulement après que la colle ait rompue. La contribution de la colle dans l'assemblage boulonné est dépendante du type de colle et des adhérents utilisés.

– Dans le cas des assemblages multi-matériaux PRFV-acier, une augmentation significative de la résistance a été observée. Cette augmentation était presque égale à celle d'un assemblage simplement boulonné deux fois plus large. Comparativement aux assemblages simplement collés, la présence du boulon contribue à l'augmentation de la raideur de l'assemblage. Après la rupture de la colle, la connexion se comporte comme un assemblage simplement boulonné.
– Dans le cas des assemblages multi-matériaux aluminium-acier, la contribution de la colle était très marginale. Le comportement de l'assemblage boulonné/collé était identique à celui d'un assemblage simplement boulonné. Ceci s'explique par une surface de collage faible. Pour une surface de collage identique, la contribution de la colle pourrait être améliorée en choisissant un adhésif dont la résistance avoisine celle de la limite élastique de la plaque à coller.

En résumé, cette thèse a permis d'accroître la base de données scientifique pour la conception d'assemblages boulonnés ou boulonnés/collés. De plus les paramètres optimums des connexions boulonnées en aluminium et en PRFV ont été identifiés pour les configurations à un et deux boulons. L'étude a aussi permis d'évaluer la capacité des normes actuelles à prédire le mode de rupture et la résistance des connexions boulonnées pour ces matériaux et de nouvelles équations de résistance en section-nette des PRFV, de résistance à la pression diamétrale et de résistance en traction et cisaillement combinés de l'aluminium ont été proposées. Finalement, ces travaux et ses conclusions permettront de faciliter la conception d'assemblages boulonnés en aluminium et en PRFV pour l'application des ponts ferroviaires transportables et pour d'autres types de structures du génie civil.

9.2 Recommandations de futurs développements

En guise de recommandations, les points suivants sont encore à étudier :

– Pour les assemblages boulonnés aluminium-acier l'effet de l'épaisseur sur la résistance de la connexion doit être expérimentalement étudié pour vérifier certaines observations obtenues à partir du modèle par éléments finis. En l'occurrence, il s'agira de vérifier la linéarité de l'effet de l'épaisseur de la plaque sur la résistance de la connexion. Plus d'essais expérimentaux seraient nécessaire sur les plaques d'épaisseur de 12.7 à 25.4 mm car ces épaisseurs sont généralement utilisée dans les structures du génie civil telles que les ponts.
– Plus de données expérimentales en particulier pour les PRFV fortement orthotropes sont nécessaires pour valider certaines des observations paramétriques observées. Les zones qui demandent plus d'investigation sont identifiées dans les Figures 6.8(a) et 6.8(c) pour les configurations à un boulon et les Figures 6.10(a) et 6.10(c) pour les configurations à deux boulons. Ces zones ont la particularité de présenter très peu de points expérimentaux ou quelques disparités dans les résultats expérimentaux permettant de confirmer ou d'infirmer les prédictions par éléments finis. Pour les connexions avec des plaques de PRFV quasi-isotrope, plus de données expérimentales seraient en outre nécessaires pour définir la zone du mode de rupture

par ovalisation excessive (Bearing) identifiée dans les Figures 6.8(b) et 6.8(d). Cette zone est identifiée pour les valeurs de e et s supérieures à $3d$.

- Une plus large base de données expérimentale est requise pour l'analyse critique des équations de résistance en cisaillement, clivage et en pression diamétrale des assemblages boulonnés en PRFV.
- Pour les assemblages boulonnés/collés des plaques métalliques, le choix de l'adhésif devrait être tel que sa rupture soit atteinte lorsque la limite élastique d'une des plaques assemblées est atteinte pour une contribution significative. Dans le cas contraire, des méthodes alternatives telles que "L-Shaped attachment" ou "Stepped attachment" permettant d'augmenter la surface de la zone collée pourraient également être utilisées pour améliorer la résistance de l'assemblage.
- La pression de serrage des boulons n'était pas un critère d'étude dans ce projet. Nous nous sommes limités à une pression de serrage minimale (connection de type bearing). Il convient donc de vérifier si les paramètres optimums proposés conviendraient pour des pressions de serrage contrôlées tel que recommandé dans la construction des ponts ou tout autre domaine connexe.
- La présente recherche ne s'est limitée qu'aux assemblages concentriques des plaques en tension soumises aux efforts statiques. Il reste encore à étendre ce champ à d'autres types de sollicitations statiques ou dynamiques. Ceci se justifie du fait que les ponts ferroviaires durant le passage du train, sont soumis à différentes charges de vibration et ce, à répétition. Les études de fatigue constituent donc la prochaine étape de ce projet. Les recommandations en fatigue des ponts ferroviaires sont prescrites dans AREMA (2003)(norme de dimensionnement des structures ferroviaires utilisé par le Canadien National), en son chapitre 15, section 1.3.13. Il s'agira donc de vérifier que les paramètres optimums proposés dans cette thèse pour les assemblages aluminium-acier ou PRFV-acier permettent de satisfaire ces recommandations.
- Des essais sur des sections typiques telles que les profilés en L, en C, ou en I, utilisées en génie civil sont également souhaitables.

ANNEXE A
Éléments complémentaires

A.1 Essais expérimentaux assemblages boulonnés aluminium-acier : éléments complémentaire article 1

A.1.1 Montage

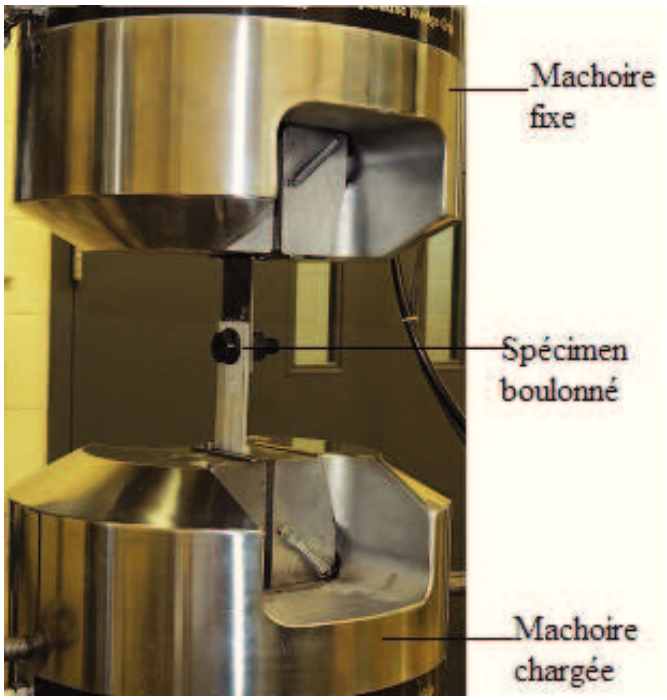


Figure A.1 – Montage des essais sur MTS 500

A.1.2 Courbes contrainte-déformation des matériaux

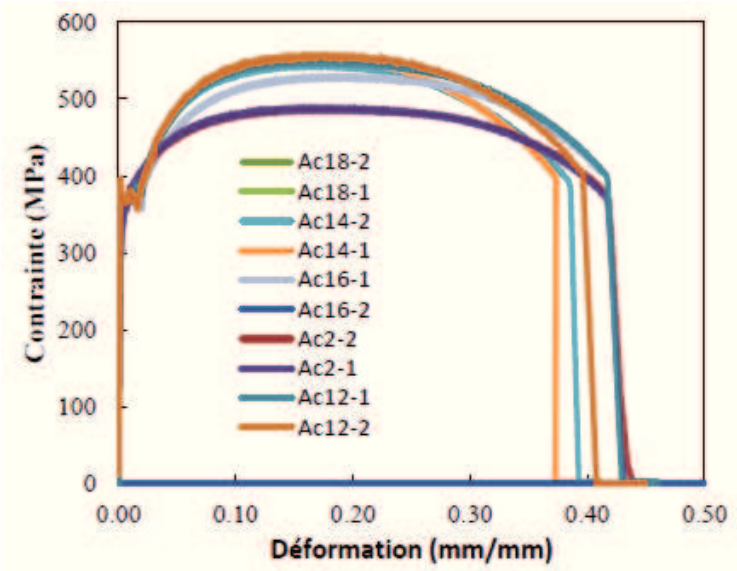


Figure A.2 – Courbes contrainte-déformation acier

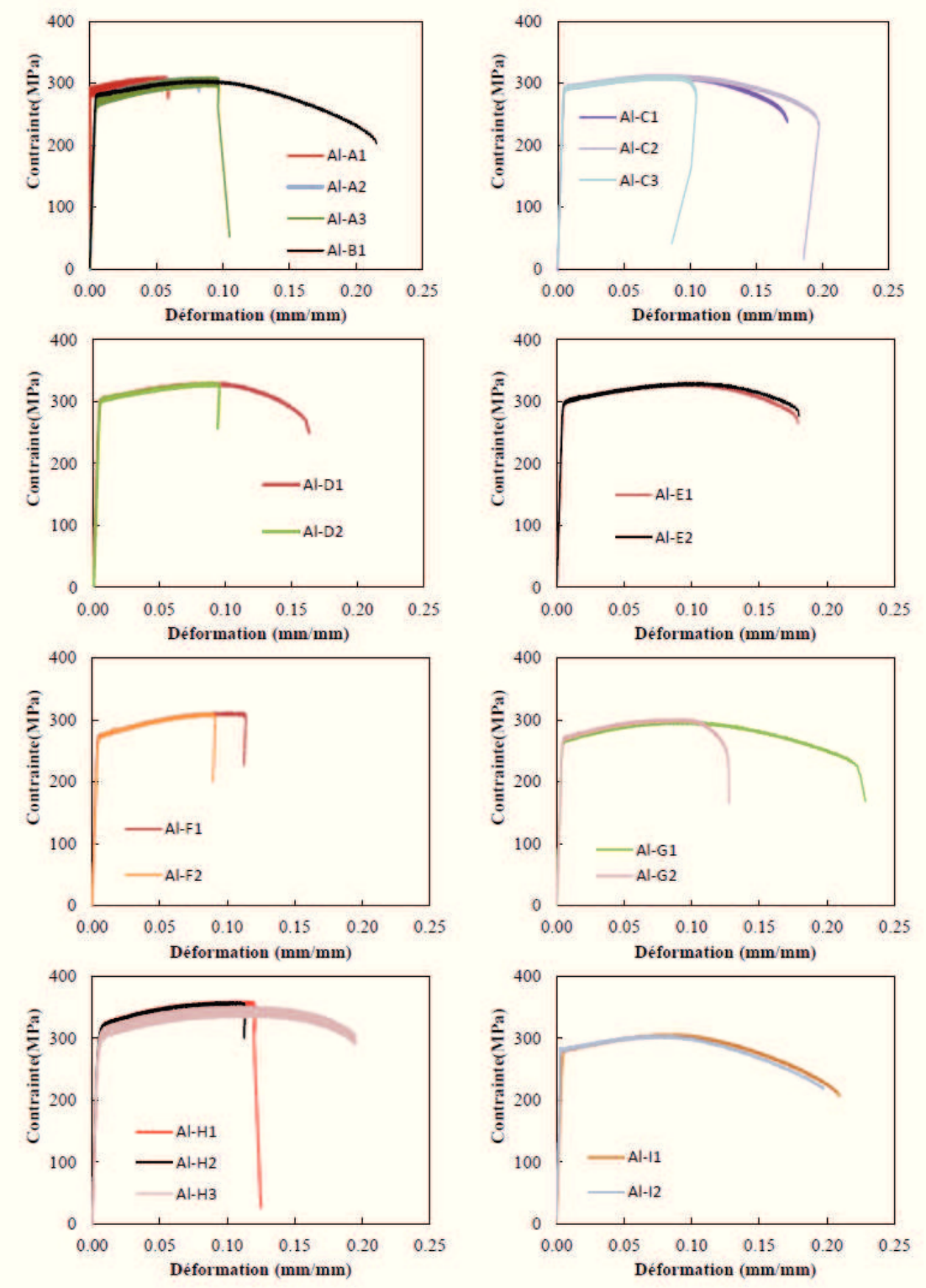
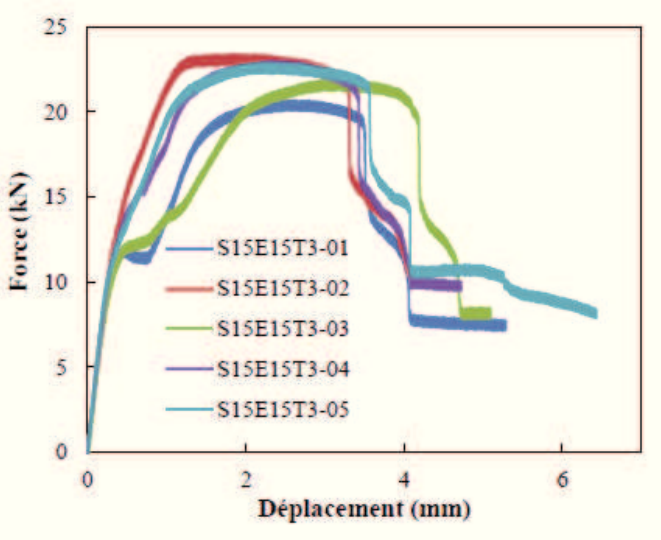


Figure A.3 – Courbes contrainte-déformation aluminium

A.1.3 Résultats des essais sur les assemblages boulonnés aluminium-acier

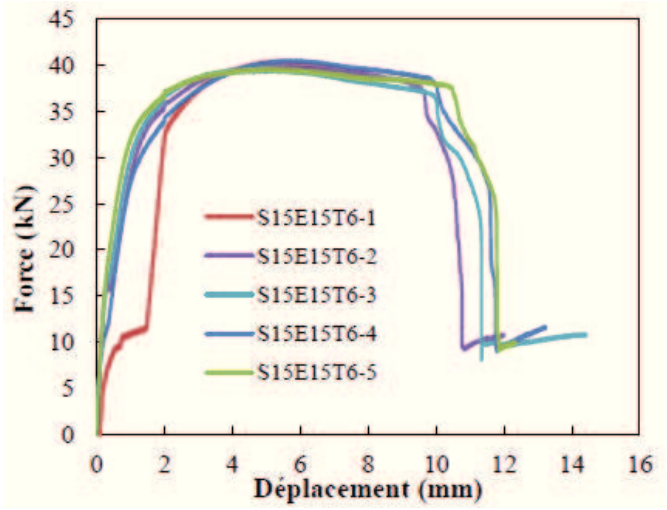
(a) Rupture en cisaillement



(b) Courbe Force-déplacement

Figure A.4 – Assemblage à un boulon S15E15T3

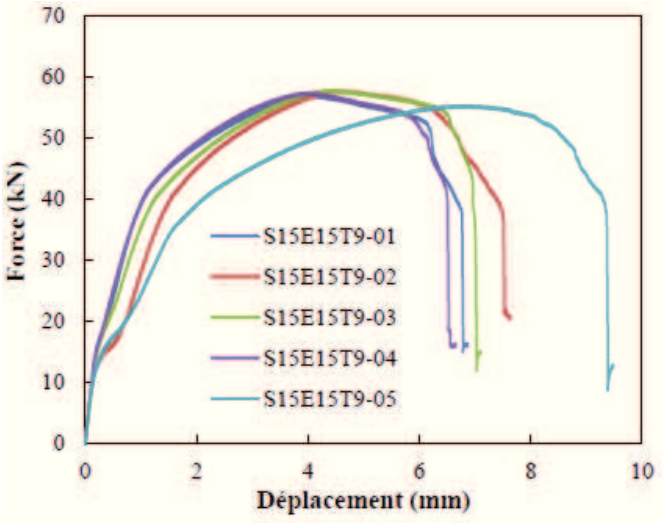
(a) Rupture en cisaillement



(b) Courbe Force-déplacement

Figure A.5 – Assemblage à un boulon S15E15T6

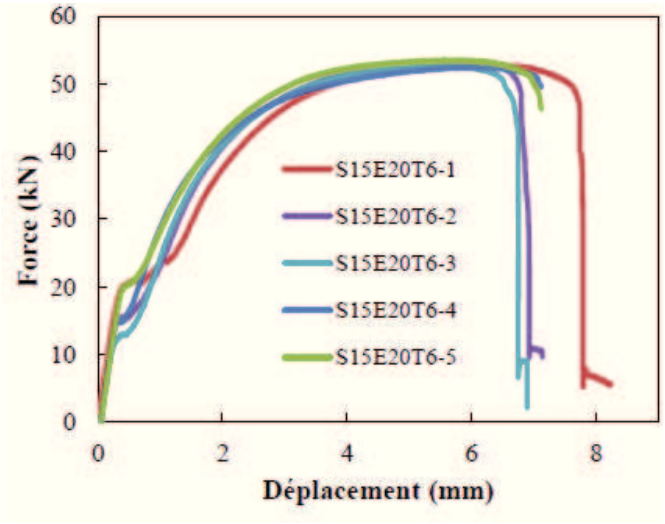
(a) Rupture en cisaillement



(b) Courbe Force-déplacement

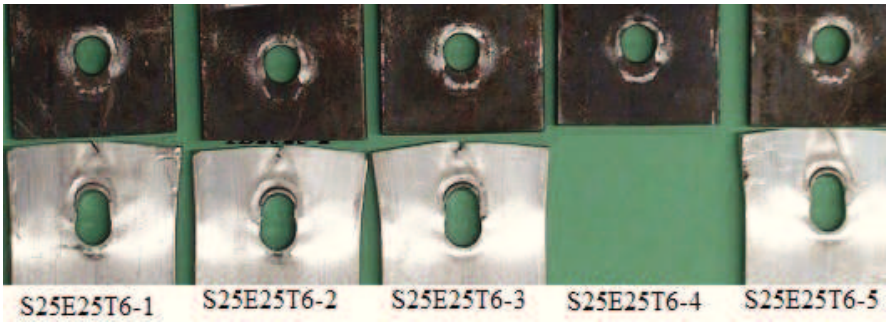
Figure A.6 – Assemblage à un boulon S15E15T9

(a) Rupture en section nette

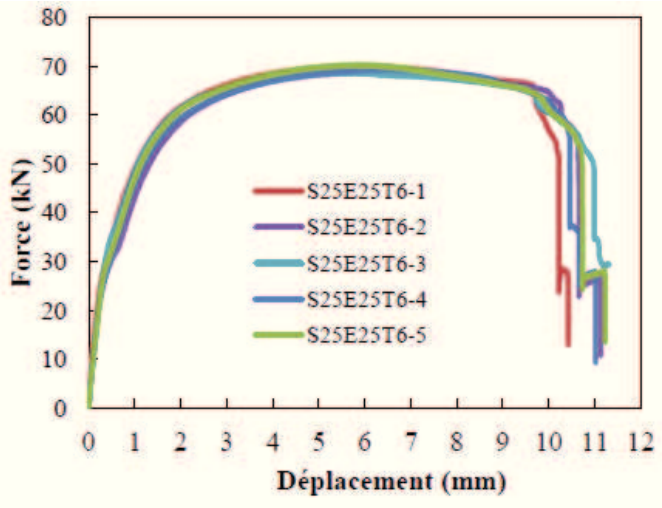


(b) Courbe Force-déplacement

Figure A.7 – Assemblage à un boulon S15E20T6

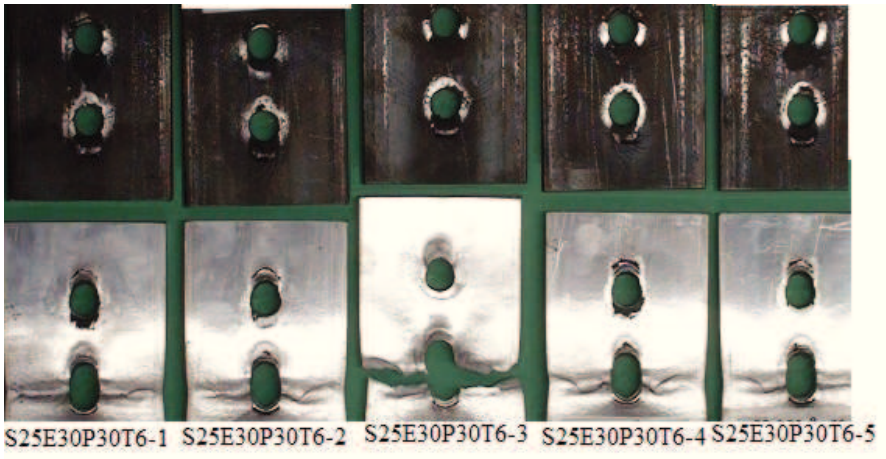


(a) Rupture par ovalisation excessive

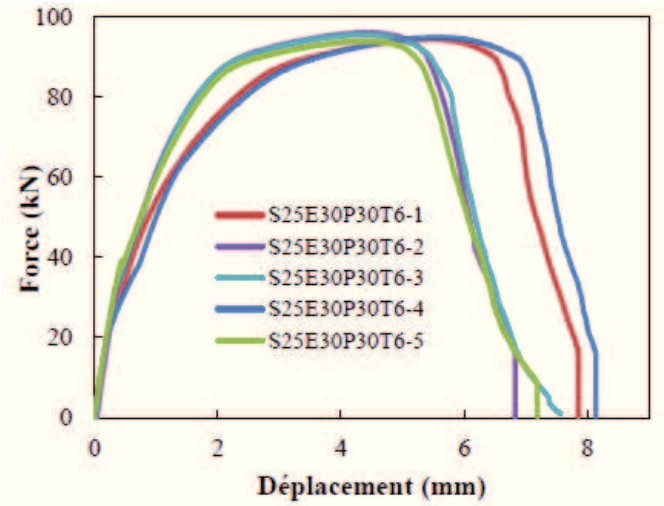


(b) Courbe Force-déplacement

Figure A.8 – Assemblage à un boulon S25E25T6



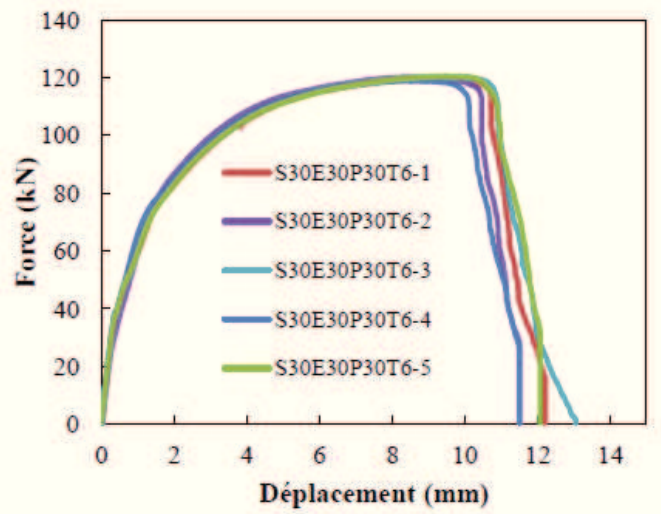
(a) Rupture en section nette



(b) Courbe Force-déplacement

Figure A.9 – Assemblage à deux boulons sur une file S25E30P30T6

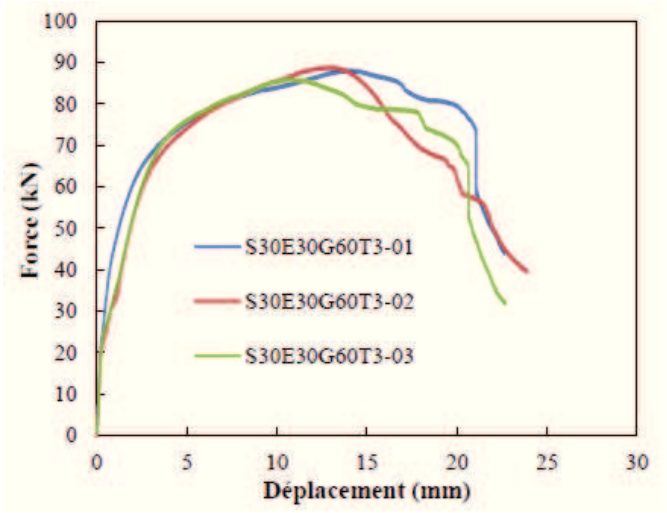
(a) Rupture en section nette



(b) Courbe Force-déplacement

Figure A.10 – Assemblage à deux boulons sur une file S30E30P30T6

(a) Rupture par ovalisation excessive



(b) Courbe Force-déplacement

Figure A.11 – Assemblage à deux boulons sur une ligne S30E30G60T3

A.2 Essais expérimentaux assemblages boulonnés PRFV-acier : éléments complémentaire article 3

A.2.1 Courbes contrainte-déformation des PRFV

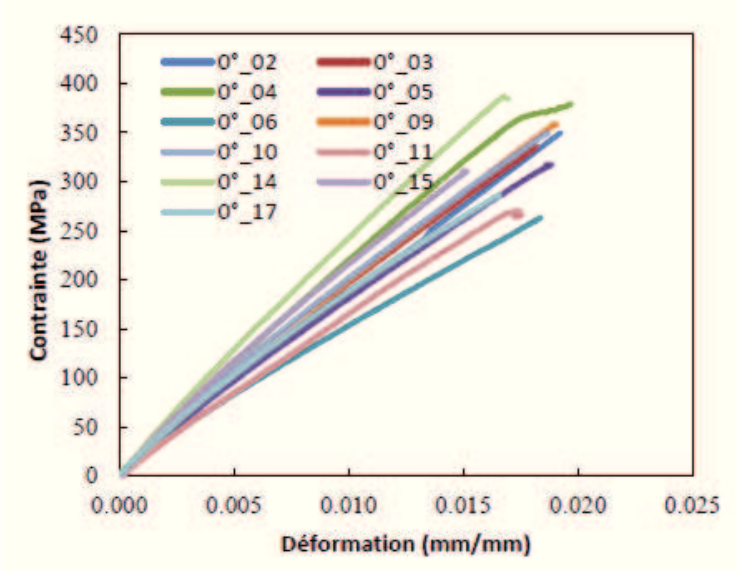


Figure A.12 – Courbes contrainte-déformation PRFV direction pultrudée (Lt)

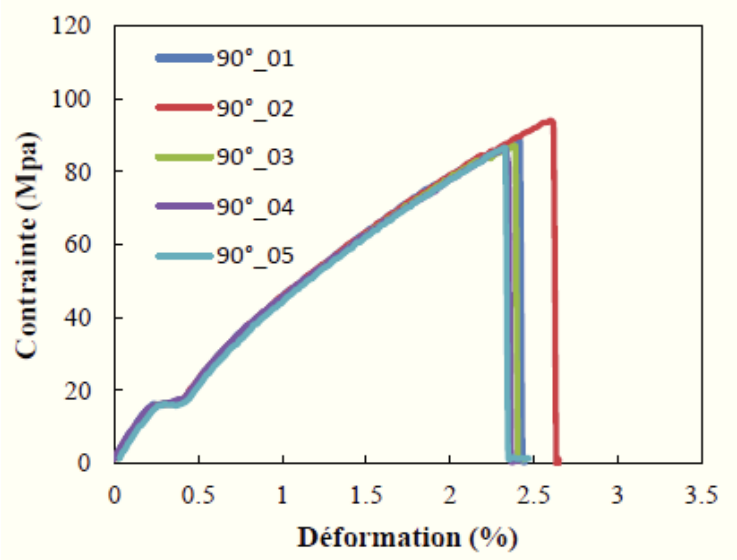


Figure A.13 – Courbes contrainte-déformation PRFV direction transversale à la pultrusion (Tt)

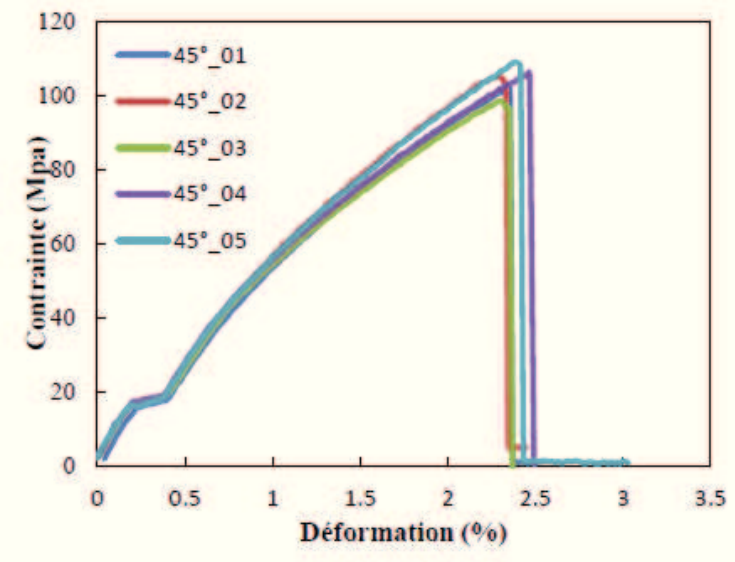
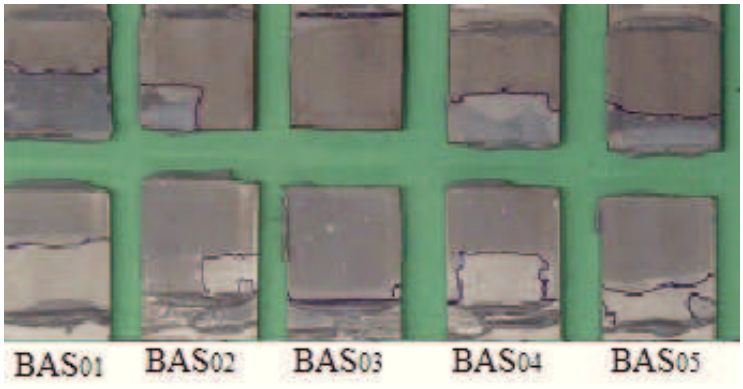


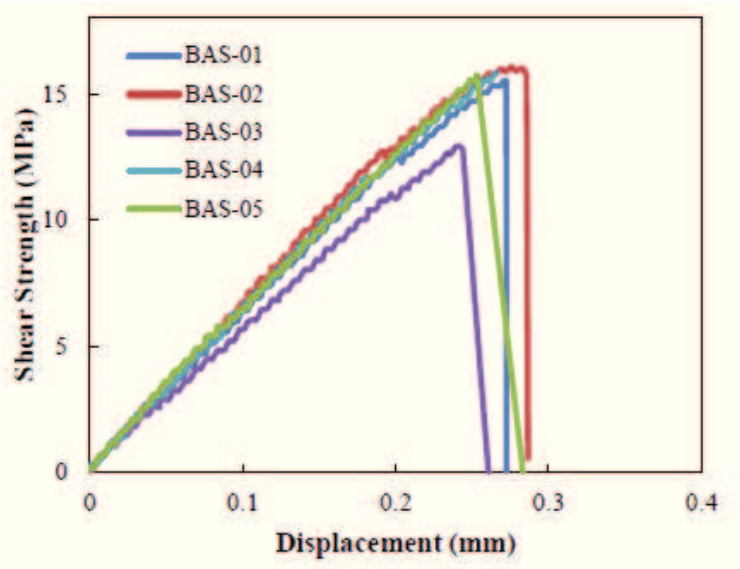
Figure A.14 – Courbes contrainte-déformation PRFV à 45°de la direction pultrudée (Sh)

A.3 Essais expérimentaux assemblages boulonnés multi-matériaux : éléments complémentaire article 5

A.3.1 Assemblages collés aluminium-acier



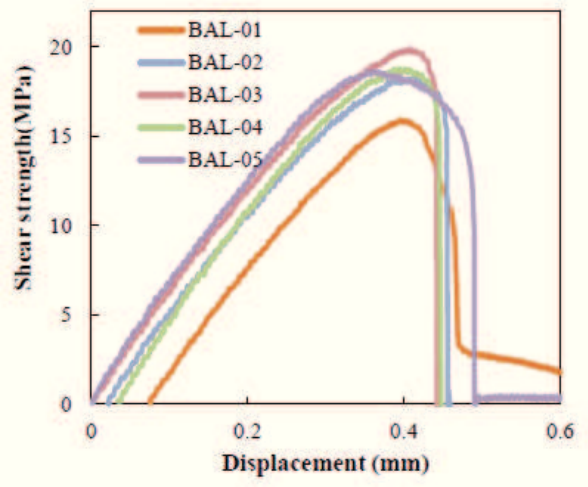
(a) Adhesive failure



(b) Shear strength-displacement

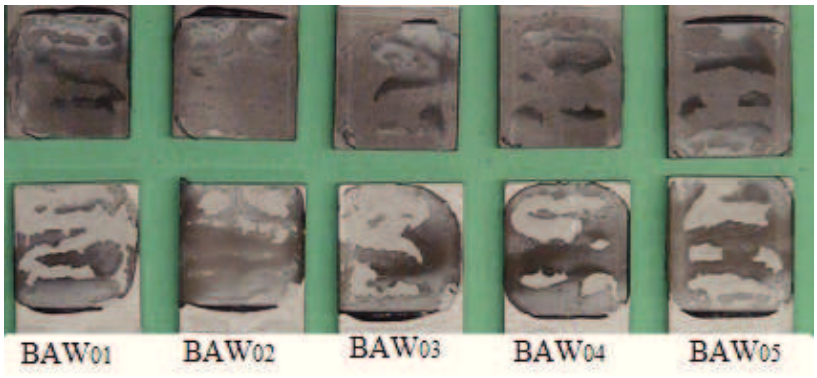
Figure A.15 – Assemblage collé aluminium-acier avec époxyde type S

(a) Cohesive failure

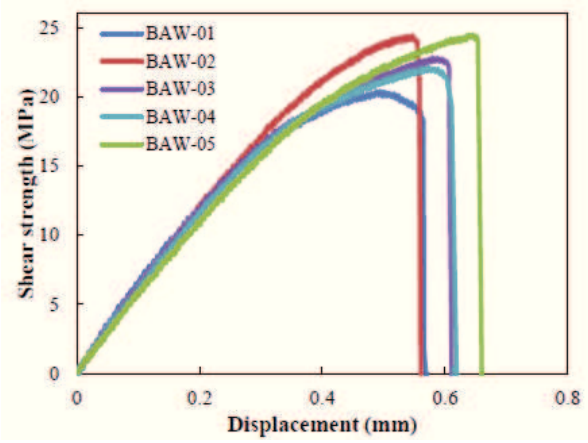


(b) Shear strength-displacement

Figure A.16 – Assemblage collé aluminium-acier avec methacrylate type L



(a) Mix adhesive and thin layer cohesive failure



(b) Shear strength-displacement

Figure A.17 – Assemblage collé aluminium-acier avec methacrylate type W

A.3.2 Assemblages collés PRFV-acier

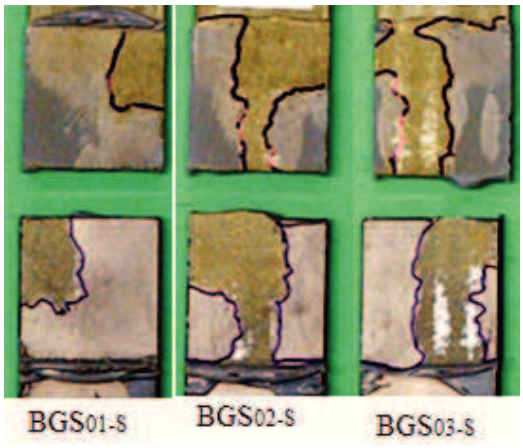
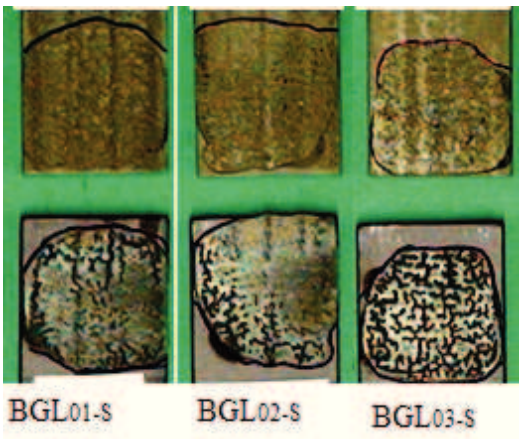
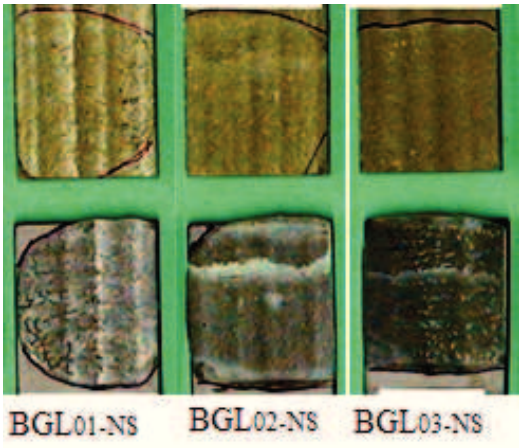


Figure A.18 – Rupture mixe assemblage collé PRFV-acier époxyde type S

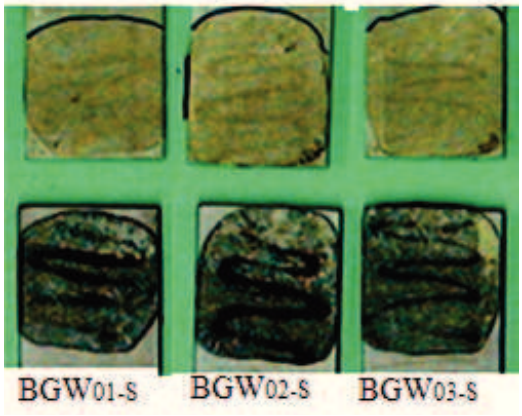


(a) BGLS adhesive failure

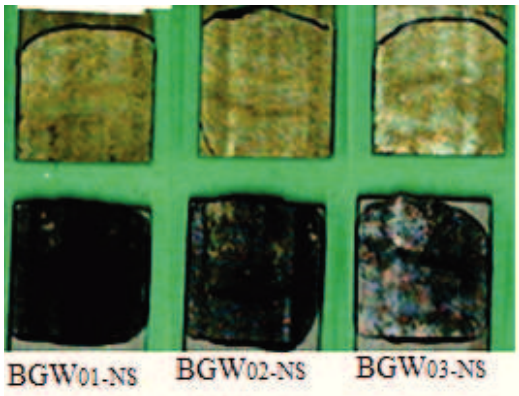


(b) BGLS adhesive failure

Figure A.19 – Assemblage collé PRFV-acier avec methacrylate type L



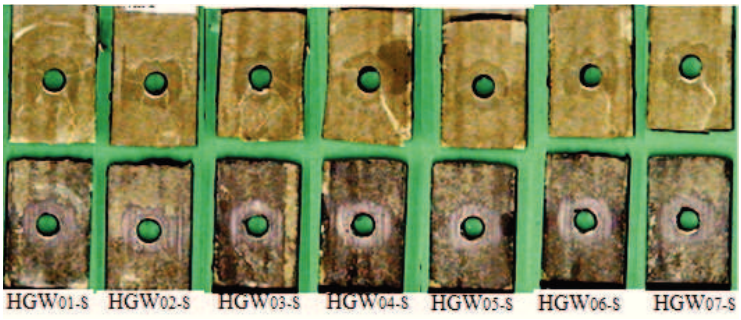
(a) BGWS adhesive failure



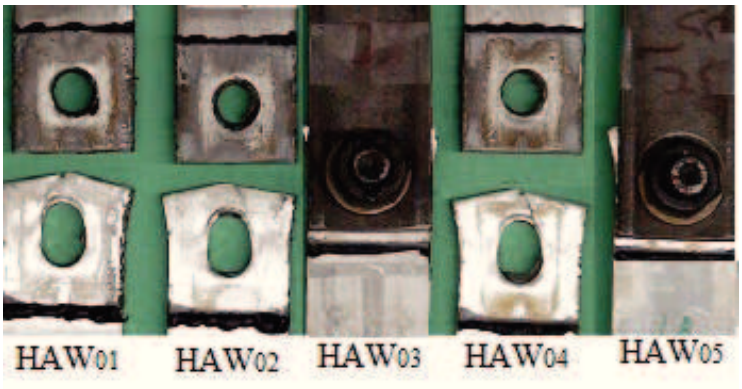
(b) BGWNS adhesive failure

Figure A.20 – Assemblage collé PRFV-acier avec methacrylate type W

A.3.3 Assemblages boulonnés/collés PRFV-acier



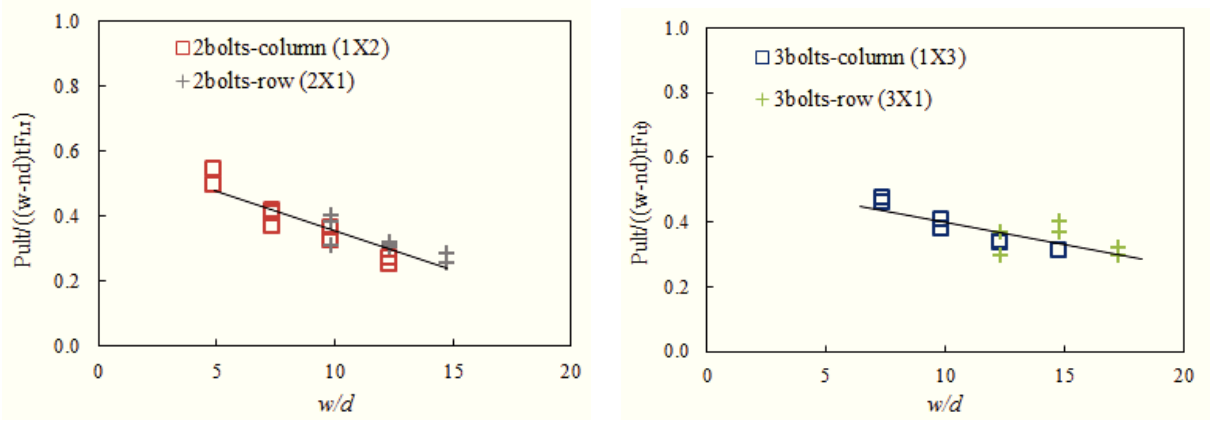
(a) PRFV-acier



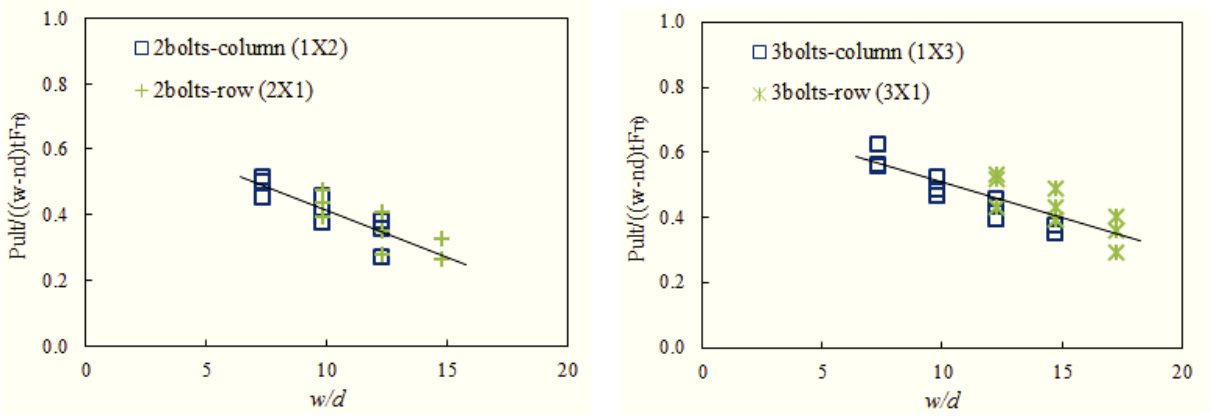
(b) aluminium-acier

Figure A.21 – Assemblage boulonné/collé

A.4 Étude numérique : éléments complémentaires article 4



(a) in 0°fibre orientation



(b) in 90°fibre orientation

Figure A.22 – Joint efficiency versus w/d ratio

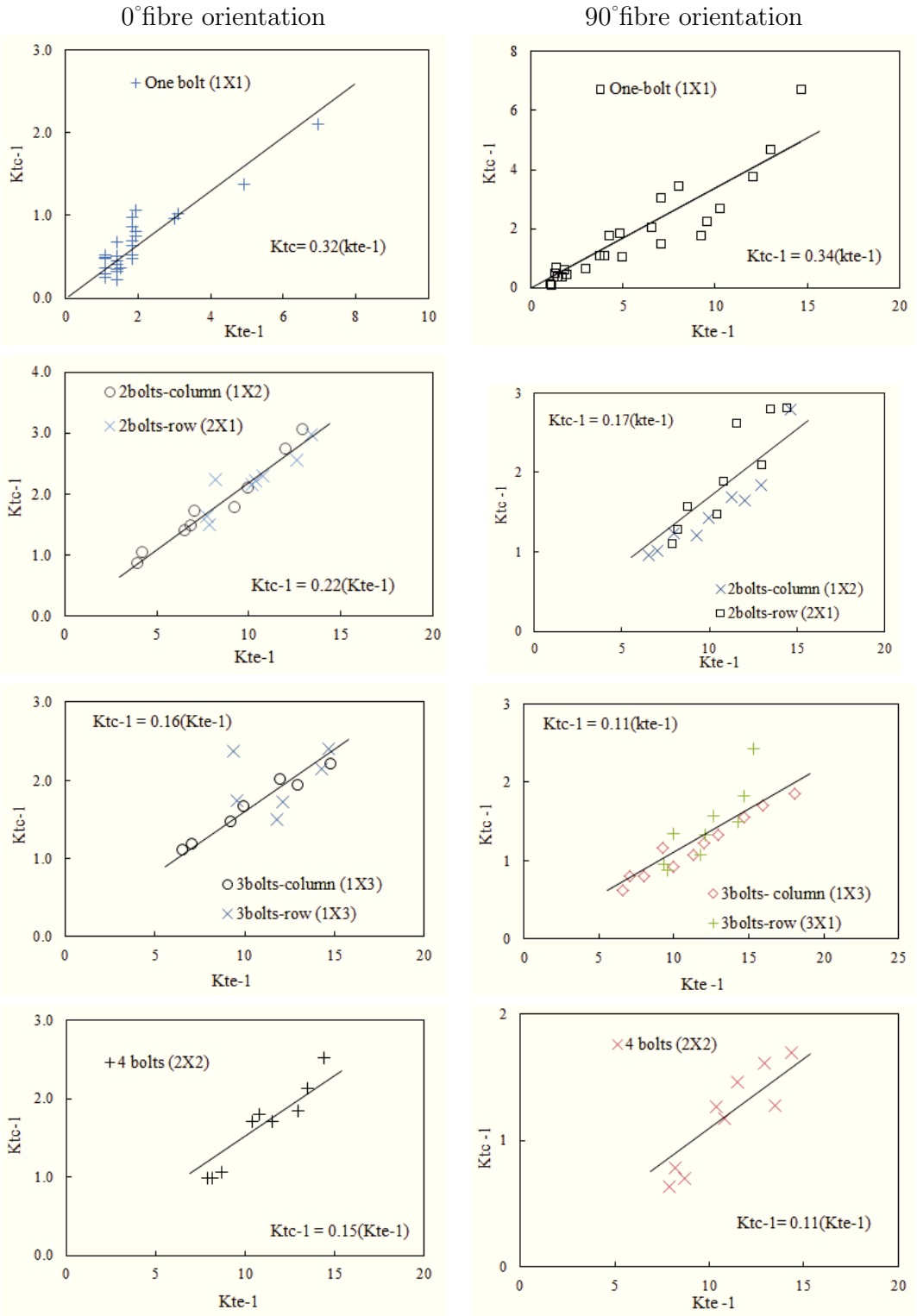


Figure A.23 – Correlation coefficient for one to four bolt(s)

LISTE DES RÉFÉRENCES

AASHTO (2010). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 5e édition. American Association of State Highway and Transportation Officials.

Abd-El-Naby, S. et Hollaway, L. (1993a). The experimental behaviour of bolted joints in pultruded glass/polyester material. part 1 : Single-bolt joints. *Composites*, volume 24, numéro 7, p. 531–538.

Abd-El-Naby, S. et Hollaway, L. (1993b). The experimental behaviour of bolted joints in pultruded glass/polyester material. part 2 : Two-bolt joints. *Composites*, volume 24, numéro 7, p. 539–546.

ADM (2010). *Aluminum Design Manual*. The Aluminum Association, Washington, D.C.

AISI-S100 (2007). *American Iron and Steel Institute*. North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members.

Alcan (1970). *Construire en aluminium / Aluminium du Canada, ltée.*, aluminium du canada édition.

AREMA (2003). *Chapter 15 STEEL STRUCTURES*. AREMA (American Raiway Engineering and Maintenance-of-Way Association).

Aribert, J., Lachal, A. et Dinga, D. (1999). Modélisation du comportement d'assemblages métallique semi-rigides de type poutre-poteau boulonnée par platine d'extrémité. *Construction métallique*, , numéro 1, p. 25–46.

ASCE-Pre-Standard (2010). *Pre-Standard for Load and Resistance Factor Design (LRFD) of Pultruded Reinforced Polymer structure (Final)*. ASCE.

ASD (2003). *Aluminum Standards and Data*. The Aluminum Association, Washington, D.C.

ASTM-A370 (2005). *Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products*, *volume 01. 03*, 12e édition. ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM-B557 (2002). *Tension testing wrought and cast aluminum and magnesium alloy products*, 02e édition. ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM-D3039/D3039M (2006). *Standard Test Method for Tensile Properties of PolymerMatrix Composite Materials*, *volume 15.03*, 00e édition. ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM-D3518/D3518M (2007). *Standard Test Method for In-Plane Shear Response of Polymer Matrix Composite Materials by Tensile Test of a ± 45 degree LaminateMatrix*, *volume 15.03*, 94e édition. ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM-D5573-99 (2005). *Standard Practice for Classifying Failure Modes in Fiber-Reinforced-Plastic (FRP) Joints*, 99e édition. ASTM International, West Conshohocken, PA.

Augustyn, J., Laguna, J. et Sliwka, W. (1982). Ultimate load of connections made with high strength bolts and endplate subjected to tenion or bending. ; charge limite des assemblages par boulons hr et plaque d'extremite sollicites en traction ou en flexion. *Construction Metallique*, volume 19, numéro 2, p. 35–59.

Bai, Y. et Burkett, W. (2006). Rapid bridge replacement : Processes, techniques, and needs for improvements. *Journal of Construction Engineering and Management*, volume 132, numéro 11, p. 1139–1147.

Bank, L. (2006). *Composite for construction Structural Design with FRP Materials*. Wiley and Sons, INC, 560 p.

Beaulieu, D. (2003). *Calcul des charpentes d'aluminium,*. Les Presses de l'aluminium, Canada.

Beaulieu, D., Picard, A., Tremblay, R., Grondin, G. et Massicotte, B. (2003). *Calcul des charpentes d'acier*, *volume 1*. Institut Canadienne de la construction en acier, Canada, 794 p.

Braham, M., Cerfontaine, C. et Jaspart, J. (1999). Calcul et conception économique des assemblages de profilés reconstitués soudés. *Construction métallique*, , numéro 1, p. 5–24.

CAN/CSA-S16 (2005). *Limit States Design of Steel Structures*, *volume S16*. Canadian Standards Association, Canada, 80 p.

CAN/CSA-S6-06 (2011). *Canadian Highway Bridge Design Code*, *volume S6-06*. Canadian Standards Association, Canada, 800 p.

Chen, W. et Lui, E. (2005). *The Handbook of structural Engineering*, 2e édition. CRC Press.

Clarke, J. (1996). *Structural Design of Polymer Composites EUROCOMP Design Code and Handbook*. London. E-FN SPON.

CNR-DT-205 (2008). *Guide for the Design and Construction of Structures Made of FRP Pultruded Elementsl*. `http://www.cnr.it/documenti/norme/IstruzioniCNR_DT205_2007_eng.pdfl` (page consultée le 15 mars 2014).

Cognard, P. (2003). *Collage des composites-Généralités-Conception, calcul et dimensionnement des joints collés*. `http://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/mecanique-th7/assemblage-des-materiaux-par-collage` (page consultée le 15 Juin 2015).

Cooper, C. et Turvey, G. (1995). Effects of joint geometry and bolt torque on the structural performance of single bolt tension joints in pultruded grp sheet material. *Composite Structures*, volume 32, numéro 1, p. 217–226.

Creative-Pultrusion (2001). *The Pultex Pultrusion Design Manual*. `http://www.creativepultrusions.com/products-solutions/standard-structural/pultexc2ae-pultrusion-design-manual/` (page consultée le 15 mars 2014).

CSA-S157 (2007). *Strength Design in Aluminum/Commentary on CSA S157-05, Strength design in aluminum*, 05e édition. Canadian Standards Association, Mississauge, Ont.

Develay, R. (1992). *Propriétés de l'aluminium et des alliages d'aluminuim corroyés*. `http://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/annex/m441docniv10004/annexe.html` (page consultée le 15 Juin 2015).

EC9 (1999). *Design of all aluminium structures,*, Eurocode 9, *volume 9*. ENV.

Erki, M. (1995). Bolted glass-fibre-reinforced plastic joints. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 22, numéro 4, p. 736–744.

Fibreline-Composite (2003). *Fibreline Design Manual*. `http://ebookily.org/pdf/fiberline-fiberline-design-manual` (page consultée le 15 mars 2014).

Hai, N. D., Mutsuyoshi, H., Shiroki, K. et Ishihama, T. (2011). Development of an effective joining method for a pultruded hybrid cfrp/gfrp laminate. Dans *Advances in FRP Composites in Civil Engineering*. Springer, p. 103–106.

Hart-Smith, L. (1980). Mechanically-fastened joints for advanced composites phenomenological considerations and simple analyses. Proceedings of 4th Conference on fibrous Composites in Structural Design, N.Y., USA.

Hassan, N. K., Mohamedien, M. A. et Rizkalla, S. H. (1997a). Multibolted joints for gfrp structural members. *Journal of Composites for Construction*, volume 1, numéro 1, p. 3–9.

Hassan, N. K., Mohamedien, M. A. et Rizkalla, S. H. (1997b). Rational model for multibolted joints for gfrp members. *Journal of composites for construction*, volume 1, numéro 2, p. 71–78.

Hirt, M. A., Bez, R. et Nussbaumer, A. (1996). *Construction métallique : Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement*, *volume 10*. Traité de Génie Civil, 346-367 p.

Kelly, G. (2006). Quasi-static strength and fatigue life of hybrid (bonded/bolted) composite single-lap joints. *Composite Structures*, volume 72, numéro 1, p. 119 – 129.

Kim, T. S., Jo, Y. H. et Choi, Y. C. (2012a). Numerical investigation on structural behaviour and curling influence of aluminum alloy bolted connections. *Applied Mechanics and Materials*, volume 166, p. 885–889.

Kim, T. S., Jo, Y. H., Kim, S. H. et Lee, Y. T. (2012b). Ultimate behavior of single shear bolted connections with thin-walled aluminum alloys (6061-t6). *Advanced Materials Research*, volume 446, p. 3441–3445.

Kulak, G. (2006). *Boulons à haute résistance dans les ouvrages de génie civil*, *volume 1*. Canadian Institute of Steel Construction, Canada, 64 p.

Kulak, G. L. et Grondin, G. Y. (1998). *Limit states design in structural steel*. Canadian Institute of Steel Construction.

Kweon, J.-H., Jung, J.-W., Kim, T.-H., Choi, J.-H. et Kim, D.-H. (2006). Failure of carbon composite-to-aluminum joints with combined mechanical fastening and adhesive bonding. *Composite Structures*, volume 75, numéro 1-4, p. 192 – 8.

Loctite (2009). *Loctite H8500 Technical Data Sheet*. `http://krayden.com/tds/henk_loctite_speedbonder_h8500_tds.pdf` (page consultée le 15 mars 2014).

Matsuzaki, R., Shibata, M. et Todoroki, A. (2008). Improving performance of gfrp/aluminum single lap joints using bolted/co-cured hybrid method. *Composites Part A : Applied Science and Manufacturing*, volume 39, numéro 2, p. 154 – 63.

Menzemer, C., Ortiz-Morgado, R., Iascone, R. et Srivatsan, T. (2002). An investigation of the bearing strength of three aluminum alloys. *Materials Science and Engineering : A*, volume 327, numéro 2, p. 203–212.

Menzemer, C., Srivatsan, T. et Fei, L. (1999). Design criteria for bolted connection elements in aluminum alloy 6061. *Journal of Mechanical Design*, volume 121, numéro 3, p. 348–358.

Mottram, J. (2010). Prediction of net-tension strength for multirow bolted connections of pultruded material using the hart-smith semiempirical modeling approach. *Journal of Composites for Construction*, volume 14, numéro 1, p. 105–114.

Mottram, J. et Turvey, G. (2003). Physical test data for the appraisal of design procedures for bolted joints in pultruded frp structural shapes and systems. Progress in structural Engineering and Materials, 5(4) : 195-222.

Mottram, J. T. et Zafari, B. (2011). Pin-bearing strengths for bolted connections in fibre-reinforced polymer structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers : Structures and Buildings*, volume 164, numéro 5, p. 291–305.

Oppe, M. et Feldmann, M. (2008). Load bearing behaviour of mechanically fastened connections in glass-fibres reinforced polymers. Dans *Proceeding of the 4th International Conference on FRP Composite in Civil Engineering (CICE2008)*. CICE, Zurich.

Prabhakaran, R., Razzaq, Z. et Devara, S. (1996). Load and resistance factor design (LRFD) approach for bolted joints in pultruded composites. *Composites Part B : Engineering*, volume 27, numéro 3, p. 351–360.

Ramaskrishna, S., Hamada, H. et Nishiwaki, M. (1995). Bolted joints of pultruded sandwich composite laminates. *Composite Structures*, , numéro 32, p. 227–235.

Rosner, C. et Rizkalla, S. (1995a). Bolted connections for fiber-reinforced composite structural members : experimental program. *Journal of Materials in civil Engineering*, volume 7, numéro 4, p. 223–231.

Rosner, C. N. (1992). *Single-bolted connections for orthotropic fibre-reinforced composite structural members*. Thèse de doctorat, University of Manitoba.

Rosner, C. N. et Rizkalla, S. H. (1995b). Bolted connections for fiber-reinforced composite structural members : analytical model and design recommendations. *Journal of materials in Civil Engineering*, volume 7, numéro 4, p. 232–238.

Sadowski, T., Golewski, P. et Zarzeka-Raczkowska, E. (2011). Damage and failure processes of hybrid joints : Adhesive bonded aluminium plates reinforced by rivets. *Computational Materials Science*, volume 50, numéro 4, p. 1256 – 62.

Sharp, M. (1993). *Behavior and design of aluminum structures*. McGraw, NY.

Sika-Construction (2006). *Sikadur 330 Product Date sheet* (page consultée le 15 mars 2014).

Strongwell (2002). *Extren Design Manual*. `http://www.strongwell.com/tools/design-manual/l` (page consultée le 15 mars 2014).

Subodh, K. et Kaufman, J. (2007). Aluminum alloys for bridges and bridge decks. *The Minerals, Metals and Materials Society*.

Tajeuna, T. (2008). Inventaire des ponts en aluminium. *Document non publié disponible sur demande*, volume 1.

Tajeuna, T. (2009). Inventaire des ponts en matériaux composites (PRFV/PRFC). *Document non publié disponible sur demande*, volume 2.

Tajeuna, T., Légeron, F. et Labossière, P. (2011). Static behavior of multi-material connections. 35th Annual Symposium of IABSE / 52nd Annual Symposium of IASS / 6th International Conference on Space Structures, London, England.

Tajeuna, T., Légeron, F. et Labossière, P. (2013). Design recommendations of net-section failure prediction for GFRP pultruded connections. CSCE 2013 general conference, Montreal, QC.

Tajeuna, T., Légeron, F. et Labossière, P. (2014). Design prediction for aluminum bolted connections. CSCE 2014 General conference, Halifax, NS.

Tajeuna, T., Légeron, F., Labossière, P., Demers, M. et Langlois, S. (2015). Effect of geometical parameters of aluminum-to-steel bolted connections. *Engineering Structures*, volume 102, p. 344–357.

Thoppul, S. D., Finegan, J. et Gibson, R. F. (2009). Mechanics of mechanically fastened joints in polymer–matrix composite structures–a review. *Composites Science and Technology*, volume 69, numéro 3, p. 301–329.

Tinl, N., Menzemer, C., Manigandan, K. et Srivatsan, T. (2013). The bearing strength and fracture behavior of bolted connections in two aluminum alloys. *Journal of materials engineering and performance*, volume 22, numéro 11, p. 3430–3438.

Trépanier, M. et Légeron, F. (2008). *Dessins Préliminaires : Conception de pont transportable ferroviare en acier*. p. 004,–006–B1.

Turvey, G. (1998). Single-bolt tension joint tests on pultruded grp plate effects of tension direction relative to pultrusion direction. *Composite structures*, volume 42, numéro 4, p. 341–351.

Turvey, G. (2012). Failure of single-lap single-bolt tension joints in pultruded glass fiber reinforced plate. 6th International Conference on Composite in Construction Engineering (CICE), Rome, Italy.

Turvey, G. et Wang, P. (2003). Open-hole tension strength of pultruded grp plates. *Structures and Building*, volume 156, numéro 1, p. 93–101.

Wang, Y. (2002). Bearing behavior of joints in pultruded composites. *Journal of composite materials*, volume 36, numéro 18, p. 2199–2216.

Wang, Y. Q., Yuan, H. X., Shi, Y. J. et Zhang, G. X. (2011). Bearing performance and design method of aluminum alloy bolted connections. *Applied Mechanics and Materials*, volume 71, p. 882–889.

Weld-On, C. (2007). *SS600 Series Adhesives Technical Data Sheet*. `http://es.ipscorp.com/pdf/structural/SA_SS600_TechSheet_Sep07.pdf` (page consultée le 15 mars 2014).

Zafari, B. et Mottram, J. T. (2011). *Pin-bearing strengths for design of bolted connections in pultruded structures*. Advances in FRP Composites in Civil Engineering, Springer, p. 99–102.

Zhang, G., Shi, Y., Wang, Y. et Cheng, M. (2006). Analysis and design of bearing strength of bolted connection in aluminum alloy. *Journal of Guilin University of Technology*, volume 26, p. 501–505.