



**DÉVELOPPEMENT DE MÉTHODES D'ANALYSE POUR LE  
CODE S6 POUR LA CONCEPTION DE PONTS À TREILLIS  
PONY EN ALUMINIUM**  
Projet R815.1

Préparé par :  
Groupe de recherche en génie des structures (GRS)  
Département des génies civil, géologique et des mines  
Polytechnique Montréal

Bruno Massicotte  
Professeur titulaire, Polytechnique Montréal

Rakesh Ranjan  
Professionnel de recherche, Polytechnique Montréal

Jhon Paez  
Professionnel de recherche, Polytechnique Montréal

Maxime Bolduc  
IDAE inc.

Emre Yildiz  
IDAE inc.

Réalisé pour le compte du ministère des Transports

Janvier 2023

La présente étude a été réalisée à la demande du ministère des Transports et a été financée par le Ministère.

Les opinions exprimées dans le présent rapport n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs et ne reflètent pas nécessairement les positions du ministère des Transports.

## **REMERCIEMENTS**

Les auteurs remercient le ministère des Transports du Québec pour le financement reçu dans le cadre de ce projet de recherche.

## SOMMAIRE

Les ponts à treillis pony ont été largement utilisés dans le passé, dû à la facilité de les construire et leur faible coût. Après la Seconde Guerre mondiale, de nombreux ponts à treillis pony ont été mis hors service en raison de la demande plus élevée de capacité de charge. Les méthodes d'évaluation appliquées pour estimer la capacité de chargement des ponts à treillis pony étaient trop conservatrices, ce qui a entraîné une sous-estimation de leur capacité de charge. La capacité de charge réduite calculée à l'aide des méthodes disponibles a diminué la confiance nécessaire pour l'utilisation de ponts à treillis pony pour augmenter la demande en capacité de charge. Depuis lors, plusieurs chercheurs ont étudié le problème complexe du flambement latéral de la corde supérieure comprimée des ponts à treillis pony, qui a abouti à des dispositions de conception dans les codes de conception internationaux tels que BS 5400-3:2000.

Le code de calcul des ponts routiers canadien, CSA S6: 2019, a introduit une annexe (A5.2) portant sur les méthodes d'analyse des ponts à treillis pony. Une méthode simplifiée permet de calculer la longueur effective de la corde en compression des ponts à treillis pony en acier partiellement contreventés avec des cadres en U intermédiaires. Pour les treillis en aluminium, seule une méthode numérique est applicable.

Ce projet de recherche visait à explorer plusieurs façons pour améliorer les méthodes existantes et à proposer des méthodes améliorées pour les analyses simplifiées et raffinées spécifiques aux ponts à treillis pony en aluminium.

Ce rapport final présente les résultats d'analyses simplifiées et raffinées réalisées sur différents ponts à treillis pony en acier et en aluminium. Ces analyses ont permis :

- de mieux comprendre le comportement des ponts à treillis pony;
- d'étudier les enjeux pour les méthodes d'analyse propres aux ponts en aluminium;
- de vérifier et d'améliorer la méthode simplifiée du code S6;
- de proposer une méthode pour l'analyse raffinée;

de faire des recommandations destinées à améliorer le code S6, notamment pour les treillis en aluminium.

## SYNTHÈSE DES CONCLUSIONS

Le projet de recherche a permis de conclure que la méthode d'analyse simplifiée introduite dans le code CSA-S6:19 est inappropriée. L'approche de Timoshenko, élaborée à partir d'une approche analytique rigoureuse, a permis d'introduire des améliorations à la méthode simplifiée, un développement original issu de ce projet de recherche qui favorisera les ponts constitués d'éléments tubulaires comme les ponts en aluminium.

Le projet a fait la démonstration que l'utilisation des méthodes raffinées est souhaitable pour ce genre d'ouvrage vu l'accès aux outils de calculs avancés. Néanmoins, l'utilisation de ces méthodes doit être bien balisée et la comparaison des résultats obtenus des analyses raffinées avec une méthode simplifiée est nécessaire.

La conception de ponts routiers à treillis pony en aluminium amène des défis importants. Les concepts élaborés pour les passerelles piétonnières ne sont fort probablement entièrement transposables aux ponts routiers, notamment pour les assemblages aux nœuds de la corde inférieure. Les considérations de fatigue et l'utilisation de membrures tubulaires, en particulier pour les entretoises, méritent une attention particulière. Plusieurs options sont envisageables pour accroître la performance de ce type d'ouvrage et favoriser l'utilisation de l'aluminium.

Pour les ponts routiers, il est recommandé de faire l'étude détaillée des joints entretoise-treillis. Les exemples de configurations de joints présentés dans ce rapport montrent des détails simples de réalisation, mais complexes pour la détermination des contraintes locales. Plusieurs éléments subissent des variations d'efforts importants. Le choix de détails plus favorables pour leur performance en fatigue est grandement recommandé.

L'étude détaillée des assemblages entretoise-treillis devient une nécessité pour les développements futurs des ponts à treillis pony en aluminium vu l'utilisation d'assemblages rigides soudés. La résistance des zones affectées thermiquement soumises à des efforts de fatigue est probablement la principale préoccupation pour le déploiement de ce type d'ouvrages pour les ponts routiers.

## TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION	1
1.1	Contexte	1
1.2	Description ponts à treillis pony	2
1.2.1	Concepts structuraux	2
1.2.2	Comportement des ponts à treillis pony	5
1.3	Bénéfices attendus pour le Ministère	8
1.4	Principes de développement durable	8
1.5	Objectifs	9
1.6	Portée et organisation du rapport	10
2	MÉTHODES D'ANALYSE	11
2.1	Niveaux d'analyse et définitions	11
2.2	Méthodes simplifiées	12
2.2.1	Principe	12
2.2.2	Charge de flambement élastique	14
2.3	Analyses raffinées	17
2.3.1	Principe	17
2.3.2	Analyse de bifurcation	18
2.3.3	Analyse incrémentale non linéaire géométrique	18
3	COMPARAISON DES MÉTHODES D'ANALYSE	21
3.1	Sélection des ouvrages et méthodes d'analyse	21
3.2	Pont de référence	21
3.3	Calcul des rigidités ressorts	22
3.4	Calcul de la capacité selon les méthodes simplifiées	24
3.5	Analyse raffinée de référence	25
3.5.1	Méthodologie	25
3.5.2	Analyses de conception	26
3.5.3	Patrons de chargement pour les analyses de stabilité de bifurcation	26
3.5.4	Analyses incrémentales non linéaires géométriques	28
3.5.5	Effet de l'amplitude des charges déstabilisatrices	30
3.5.6	Méthode des déplacements initiaux	31
3.5.7	Effet de l'utilisation d'extensions rigides	31
3.5.8	Sommaire des analyses raffinées	33
3.6	Conclusions de l'analyse du pont de référence	33
4	ÉTUDE DE LA RIGIDITÉ DES ASSEMBLAGES	34
4.1	Introduction	34
4.2	Étude de la rigidité rotationnelle	36
4.2.1	Contexte	36

4.2.2	Méthodologie	36
4.2.3	Résultats	39
4.2.4	Recommandations	42
4.3	Conclusions et recommandations	45
4.3.1	Modification de la norme CSA-S6	45
4.3.2	Études subséquentes	45
5	ÉTUDE DE PONTS EXISTANTS EN ALUMINIUM	47
5.1	Introduction	47
5.2	Passerelles en aluminium de type Warren modifié avec montants	47
5.2.1	Introduction	47
5.2.2	Analyses 3D	49
5.2.3	Comparaisons des méthodes de calcul	54
5.3	Passerelle en aluminium de type Warren	55
5.3.1	Introduction	55
5.3.2	Analyses 3D	56
5.3.3	Comparaisons des méthodes de calcul	58
5.4	Conclusions	58
6	AMÉLIORATIONS DES MÉTHODES D'ANALYSE DU CODE S6	59
6.1	Évaluation des méthodes d'analyse	59
6.2	Amélioration de la méthode simplifiée	59
6.2.1	Charge de flambement élastique	59
6.2.2	Rigidité des ressorts transversaux – Approche analytique	61
6.2.3	Rigidité des ressorts – Approche numérique	61
6.2.4	Rigidité des ressorts rotationnels à la connexion entretoise/membrures du treillis	61
6.3	Recommandations pour les analyses raffinées	62
7	SOMMAIRE, CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	63
7.1	Sommaire	63
7.2	Conclusions	64
7.3	Recommandations	64
8	RÉFÉRENCES	66

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Pont à treillis pony en aluminium (Paez, 2020)	1
Figure 1.2	Pont à treillis pony en acier sur la rivière Valley (Paez, 2020)	2
Figure 1.3	Pont à treillis pony en acier sur la rivière Valley (Paez, 2020)	3
Figure 1.4	Vues d'un pont à treillis pony (Hatch, 2018)	3
Figure 1.5	Vue d'un pont à treillis pony en aluminium avec surcharge véhiculaire maximale de 58 kN situé à Saint-Hubert (Paez, 2020)	4
Figure 1.6	Vue en élévation – Pont à treillis pony avec 9 panneaux (Hatch, 2018)	4
Figure 1.7	Arrangements typiques de ponts à treillis	5
Figure 1.8	Coupe transversale typique d'un pont à treillis pony (Paez, 2020)	6
Figure 1.9	Modes de flambement de la corde supérieure (Paez, 2020)	6
Figure 1.10	Mode de flambement de la corde supérieure (Paez, 2020)	8
Figure 2.1	Déformée d'un poteau retenu par ressorts élastiques latéraux	13
Figure 2.2	Flambement en flexion-torsion de la corde supérieure d'un pont en treillis de type Pony (Paez, 2020)	13
Figure 2.3	Principes de calcul de la flexibilité des éléments	16
Figure 2.4	Rigidité des joints entretoise-membrures verticales pour les ossatures en acier CSA-S6 (CSA, 2019a)	16
Figure 2.5	Analyse de stabilité	19
Figure 3.1	Modèle du pont étudié (Paez, 2020)	22
Figure 3.2	Vue isométrique du modèle structural 3D de type poutres	26
Figure 3.3	Déformée obtenue de l'analyse de stabilité 3D pour des charges de 100 kN aux nœuds inférieurs des treillis	27
Figure 3.4	Charges concentrées aux nœuds inférieurs des treillis	28

Figure 3.5	Cas de charges déstabilisatrices appliquées sur les cordes supérieures	29
Figure 3.6	Décalage aux assemblages des éléments de type poutre (Paez, 2020)	32
Figure 4.1	Utilisation d'assemblages boulonnés dans les ponts à treillis pony historiques	34
Figure 4.2	Utilisation d'assemblages soudés dans les ponts à treillis pony modernes	34
Figure 4.3	Assemblages soudés et boulonnés de profilés tubulaires en aluminium pour les membres principales	35
Figure 4.4	Modèle d'éléments finis 3D d'un demi-cadre en U	37
Figure 4.5	Maillage d'un de demi-cadres en U	37
Figure 4.6	Schémas des modèles utilisés pour déterminer $k_j$	38
Figure 4.7	Configurations des joints étudiées	39
Figure 4.8	Rigidité du joint en fonction de l'inertie de l'entretoise – Profilés en acier	42
Figure 4.9	Rigidité des joints entretoise-membrures verticales pour l'analyse simplifiée	44
Figure 5.1	Photos des ponts Hall et Wellington, courtoisie de Edouard Plante et Parc Canada	48
Figure 5.2	Modèle du pont	49
Figure 5.3	Modèle structural	50
Figure 5.4	Modèle 3D pour les analyses de stabilité	51
Figure 5.5	Premier mode de flambement avec 9 charges verticales sur les entretoises	52
Figure 5.6	Cas de charges déstabilisatrices appliquées sur les cordes supérieures	53
Figure 5.7	Pont à treillis pony en aluminium du ruisseau Daigneault	55
Figure 5.8	Modèle du pont	56

Figure 5.9	Premier mode de flambement	57
Figure 5.10	Cas de charges déstabilisatrices appliquées sur les cordes supérieures	57
Figure 6.1	Types de treillis pony considérés dans la méthode simplifiée	60
Figure 7.1	Utilisation de la soudure pour les assemblages d'éléments secondaires	65

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Niveaux d'analyse	11
Tableau 3.1	Ouvrages sélectionnés	21
Tableau 3.2	Propriétés des sections	23
Tableau 3.3	Rigidité des membrures et composantes des treillis	23
Tableau 3.4	Rigidité des ressorts	24
Tableau 3.5	Paramètres de la méthode de la norme CSA-S6:19	25
Tableau 3.6	Charge de flambement élastique selon les méthodes simplifiées	25
Tableau 3.7	Efforts de compression dans les cordes supérieurs	27
Tableau 3.8	Charges de flambement non linéaire – $C_{cr}$ (kN)	30
Tableau 3.9	Charges de flambement non linéaire – Effet de l'amplitude des charges déstabilisatrices – Cas #4	30
Tableau 3.10	Effet des extensions rigides sur la charge de flambement élastique	32
Tableau 4.1	Caractéristiques des configurations de joints étudiées	38
Tableau 4.2	Comparaison des rigidités rotationnelles des joints – profilés en acier	40
Tableau 4.3	Comparaison des rigidités rotationnelles des joints – profilés en aluminium	40
Tableau 4.4	Rigidités des joints entretoise/membrures verticales pour la méthode simplifiée	43
Tableau 5.1	Sections des membrures	48
Tableau 5.2	Vérification de la rigidité des cadres en U	51
Tableau 5.3	Analyses de stabilité avec un nombre variable de charges concentrées	52
Tableau 5.4	Résultats des analyses non linéaires géométriques	53

Tableau 5.5	Résultats des analyses de stabilité	54
Tableau 5.6	Comparaison des méthodes de calcul	54
Tableau 5.7	Sections retenues des membrures	56
Tableau 5.8	Comparaison des méthodes de calcul	58
Tableau 6.1	Comparaison des méthodes de calcul pour le treillis en acier	60
Tableau 6.2	Comparaison des méthodes de calcul pour les ponts Hall et Wellington	60
Tableau 6.3	Comparaison des méthodes de calcul pour le pont ruisseau Daigneault	61

## GLOSSAIRE

CSA	Association canadienne de normalisation
ÉLF	État limite de fatigue
ÉLUL	État limite ultime
ÉLUT	État limite d'utilisation
MEI	Ministère de l'Économie et de l'Innovation du Québec
MTQ	Ministère des Transports du Québec
SQDA	Stratégie québécoise de développement de l'aluminium

## SYMBOLES

Liste de symboles non définis dans le code CSA-S6

$C_a$	Charge de flambement analytique
$C_b$	Charge de bifurcation
$C_{cr}$	Charge de flambement d'une analyse incrémentale
$C_e$	Charge de flambement élastique considérée pour la conception
$C_0$	Force de compression dans la corde supérieure causée par les charges appliquées sur l'ouvrage pour une analyse de bifurcation
$F$	Force transversale déstabilisatrice notionnelle appliquée sur la corde supérieure
$I_e$	Inertie flexionnelle d'une entretoise d'un cadre en U
$I_v$	Inertie flexionnelle d'une membrure verticale d'un cadre en U
$J_c$	Inertie torsionnelle de la corde supérieure
$J_i$	Inertie torsionnelle d'une membrure inclinée
$J_v$	Inertie torsionnelle d'une membrure verticale
$k_R$	Rigidité d'un ressort associée à la rigidité d'un cadre en U
$k_0$	Rigidité de référence d'un joint entretoise-membrure vertical d'un cadre en U
$L_p$	Portée d'un pont à treillis de type pony
$L_R$	Espacement des ressorts au niveau de la corde supérieure
$P$	Charge appliquée sur le tablier ou la corde inférieure du treillis
$P_E$	Charge d'Euler d'un poteau biarticulé
$\lambda_0$	Facteur de majoration adimensionnel obtenu d'une analyse de bifurcation

## 1 INTRODUCTION

### 1.1 Contexte

Le gouvernement du Québec a lancé en juin 2015 la Stratégie québécoise de développement de l'aluminium 2015-2025 (SQDA), dont l'objectif est d'accroître l'utilisation de l'aluminium et de favoriser le développement de la filière industrielle québécoise de deuxième et de troisième transformation de l'aluminium. Afin d'atteindre ces objectifs, la SQDA, sous l'égide du ministère de l'Économie et de l'Innovation (MEI), a identifié différentes mesures dont celle sur "l'utilisation de l'aluminium dans les infrastructures du ministère des Transports". Cette mesure est dotée de crédits dont une partie est destinée à l'utilisation des treillis pony en aluminium comme montré sur la figure 1.1 pour les ponts routiers, les ponts à usages récréatifs (sentiers de véhicules motorisés de loisir, piétonniers, etc.) et les ponts temporaires.



**Figure 1.1 Pont à treillis pony en aluminium (Paez, 2020)**

Une méthode d'analyse pour les ponts pony a été introduite dans l'édition 2019 de la norme CSA-S6 (Annexe 5.2) pour l'analyse des treillis de type pony en acier ou en aluminium. Toutefois, pour les ponts en aluminium, la méthode proposée comporte des limitations dues au manque de connaissances scientifiques sur l'efficacité des assemblages entre les pièces. Des études récentes ont démontré que la méthode de calcul proposée pourrait nécessiter des améliorations, notamment sur la stabilité globale de ce type de ponts.

Deux catégories de méthodes d'analyses sont nécessaires : simplifiées, de type analytique, et raffinées, impliquant des modèles 3D linéaires ou non linéaires. Ces méthodes doivent, entre autres, tenir compte des modes de défaillances possibles, mais aussi de la rigidité des connexions. Le projet de recherche vise à répondre à ces paramètres pour les treillis pony en aluminium.

## 1.2 Description ponts à treillis pony

### 1.2.1 Concepts structuraux

Les ponts à treillis pony sont des ouvrages à tablier inférieur ou intermédiaire dans lesquels un système de contreventements discrets assure la stabilité latérale des membrures supérieures, comme illustrés sur la figure 1.2, alors que le tablier formé des entretoises, longerons et du platelage offre une retenue latérale au niveau des cordes inférieures tendues. Il existe trois principaux modes de défaillance pour un pont en treillis : 1) la rupture d'un élément en traction, 2) le flambement d'un élément en compression et 3) le flambement latéral global de l'ensemble de l'ouvrage. Dans les ponts à treillis pony, le flambement global de l'ouvrage est toutefois contrôlé par le flambement des membrures supérieures comprimées qui sont partiellement retenues contre le flambement hors plan par les membrures formant les âmes des deux treillis.



**Figure 1.2** Pont à treillis pony en acier sur la rivière Valley (Paez, 2020)

Les ponts à treillis pony sont composés notamment de deux treillis, généralement en acier (voir figure 1.2 et figure 1.3), mais aussi plus récemment en aluminium comme montré sur la figure 1.5. Ils sont de hauteur relativement basse avec un tablier inférieur contreventé généralement situé au niveau de la corde inférieure et une corde supérieure sans système de contreventement latéral supérieur. Chaque treillis est composé d'un ensemble de membrures verticales, diagonales et horizontales formant les panneaux (voir figure 1.6). Ces membrures sont principalement soumises à des efforts axiaux de traction et de compression. Les deux treillis sont reliés à leurs nœuds inférieurs par des

entretoises qui transmettent aux treillis les charges de gravité provenant d'éléments formant le tablier du pont.



---

**Figure 1.3** Pont à treillis pony en acier sur la rivière Valley (Paez, 2020)



---

**Figure 1.4** Vues d'un pont à treillis pony (Hatch, 2018)



Figure 1.5 Vue d'un pont à treillis pony en aluminium avec surcharge véhiculaire maximale de 58 kN situé à Saint-Hubert (Paez, 2020)

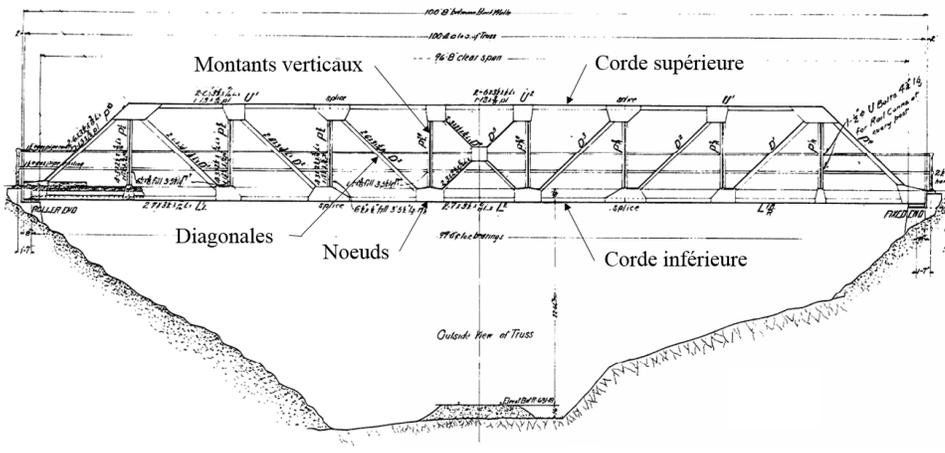
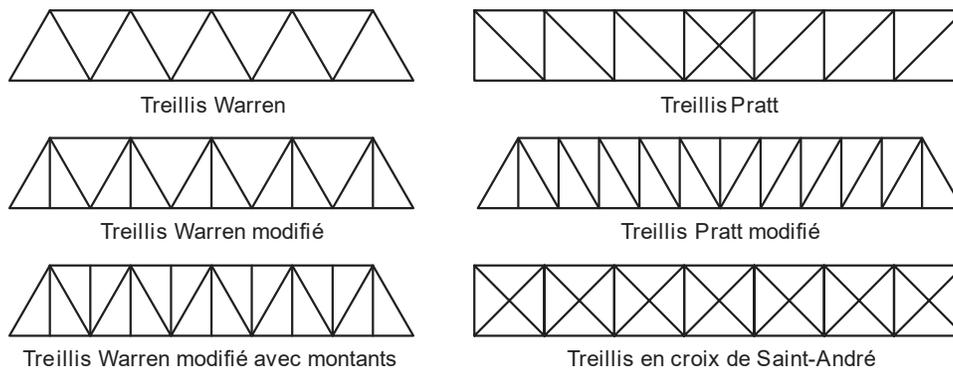


Figure 1.6 Vue en élévation – Pont à treillis pony avec 9 panneaux (Hatch, 2018)

Les assemblages reliant les diverses pièces du treillis font également partie des composantes principales du pont à treillis pony. La figure 1.7 montre plusieurs configurations typiques de treillis qui sont utilisés dans les ponts.



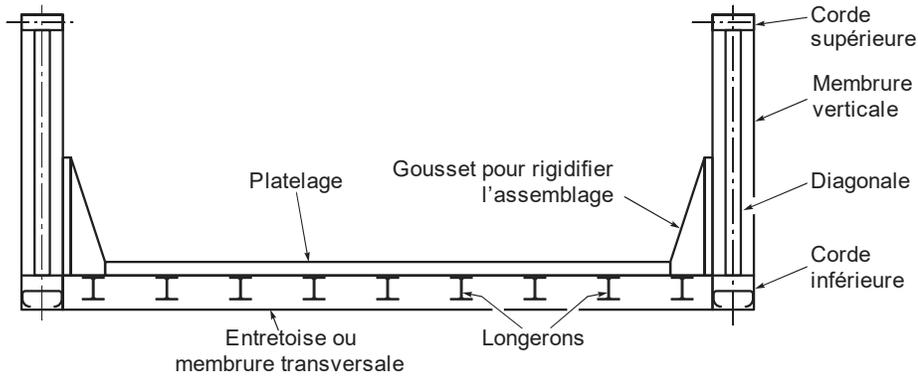
**Figure 1.7 Arrangements typiques de ponts à treillis**

### **1.2.2 Comportement des ponts à treillis pony**

Dans le cas des ponts à treillis simplement appuyés dont la corde supérieure en compression est retenue latéralement à chaque nœud par un système de contreventements latéraux supérieurs, la capacité du treillis est contrôlée, soit par la résistance des membrures en traction, soit par la capacité au flambement des membrures individuelles en compression constituant chaque panneau. Pour un pont à treillis pony, l'absence d'un système de retenue latérale indépendant en partie supérieure pour la corde en compression augmente la complexité d'évaluer la capacité de la corde supérieure et, par conséquent, la stabilité globale du pont.

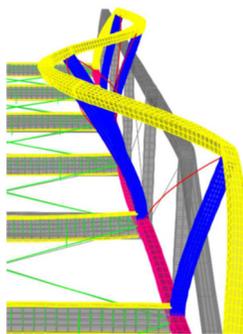
Si les membrures en traction sont dimensionnées adéquatement, la capacité du treillis pony dépendra notamment de la capacité au flambement de la corde supérieure dans la direction perpendiculaire au plan du treillis puisque le rapport d'élançement de la corde supérieure en compression est souvent plus élevé dans cette direction.

La stabilité latérale en compression de la corde supérieure des treillis pony peut être traitée comme un problème du flambement d'un poteau continu soumis à une charge axiale de compression et retenu latéralement par des supports élastiques équidistants. Dans ce cas, les supports élastiques sont considérés comme des ressorts linéaires latéraux, situés à chaque nœud de la corde supérieure, dont la rigidité axiale provient de la rigidité flexionnelle des membrures verticales et inclinées des treillis ainsi que celle des entretoises comme illustré sur la figure 1.8.

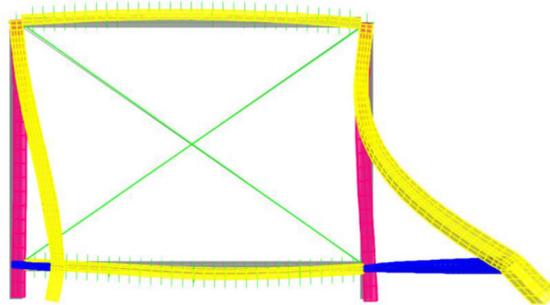


**Figure 1.8** Coupe transversale typique d'un pont à treillis pony (Paez, 2020)

La configuration des cadres transversaux dépend du type de treillis utilisé dans le pont. Les cadres peuvent être composés d'entretoises (membrures transversales ou "floor beams") et des montants (membrures verticales), avec ou sans la contribution des membrures diagonales inclinées qui forment les panneaux du treillis. Les cadres transversaux assurent à la corde comprimée un support vertical pour le flambement dans le plan ainsi qu'un support latéral pour le flambement hors plan, comme illustré sur la figure 1.9.



a) Flambement de la corde supérieure



b) Vue en plan de la déformée de l'extrémité du pont

**Figure 1.9** Modes de flambement de la corde supérieure (Paez, 2020)

Plus un cadre transversal est rigide transversalement, plus il fournit un support latéral important à la corde supérieure. La rigidité latérale des cadres transversaux est principalement influencée par la rigidité en flexion des membrures verticales et des entretoises ainsi que par la flexibilité de leurs assemblages. La rigidité des diagonales du treillis se connectant aux nœuds

supérieurs des montants contribue également au support latéral de la corde supérieure, mais dans une moindre proportion en comparaison à l'apport des membrures verticales. La contribution des diagonales dépend de leur rigidité en flexion hors plan, de la rigidité en flexion hors plan des entretoises qui sont connectées rigidement aux extrémités inférieures des diagonales, de la rigidité en flexion hors plan des cordes inférieures ainsi que de la flexibilité des assemblages des diagonales au niveau de la corde inférieure.

De nombreux effets secondaires dus à l'intégration de toutes les composantes de la structure du pont font en sorte que l'étude du problème de la stabilité latérale du treillis pony soit plus laborieuse à analyser avec des méthodes analytiques pratiques. Lorsqu'une charge verticale est appliquée sur l'entretoise d'un cadre transversal, la flexion subie par cette membrure produit un déplacement latéral au nœud supérieur de la membrure verticale, réduisant ainsi la rigidité latérale équivalente fournie par le cadre transversal (Holt, 1951). De plus, le déplacement latéral de la membrure verticale vers l'intérieur du cadre cause un effort de flexion dans la corde supérieure dans la direction perpendiculaire au plan du treillis ce qui introduit une imperfection initiale à l'analyse du flambement latéral de la corde supérieure en compression.

La flexibilité des connexions entre les membrures du treillis et les conditions aux appuis du pont ont également un effet sur le comportement latéral du pont. Plus les assemblages entre les composantes du cadre transversal sont rigides, plus le cadre fournit une rigidité latérale importante à la corde supérieure en compression.

Il en est de même pour la rigidité torsionnelle fournie par les montants, les diagonales et leurs assemblages ainsi que pour le degré de retenue à la torsion de la corde supérieure aux appuis d'extrémité. Les assemblages dans ces points de fixation apportent une certaine rigidité torsionnelle qui fait en sorte que, lorsque la corde supérieure est déformée latéralement par l'effet de la charge sur l'entretoise, l'effort de flexion latérale qui s'est introduit dans la corde est repris dans une certaine mesure par la résistance en torsion de la membrure verticale et par la résistance en flexion hors plan du treillis de la diagonale.

Une distorsion de la section transversale de la corde supérieure est aussi induite par l'effort de torsion qui résulte de la déformation latérale différentielle entre deux cadres transversaux adjacents. Cette déformation différentielle est généralement produite par l'effet de la variation de la charge transversale appliquée sur deux entretoises adjacentes lors du chargement du pont et par la différence entre les rigidités latérales fournies par les cadres transversaux aux nœuds supérieurs des panneaux. Les facteurs qui affectent la distorsion de la section transversale de la corde supérieure et son comportement au flambement latéral sont la rigidité torsionnelle propre de la corde, la rigidité torsionnelle de

l'assemblage entre la corde supérieure et la verticale ainsi que les conditions de support aux appuis d'extrémité de la corde supérieure.

Le flambement latéral de la corde supérieure d'un treillis pony (figure 1.10) est donc résisté par la rigidité latérale fournie par les cadres transversaux du treillis, par les conditions aux appuis d'extrémité de la corde et, dans une certaine mesure, par la rigidité torsionnelle fournie par les composantes du cadre transversal du treillis.

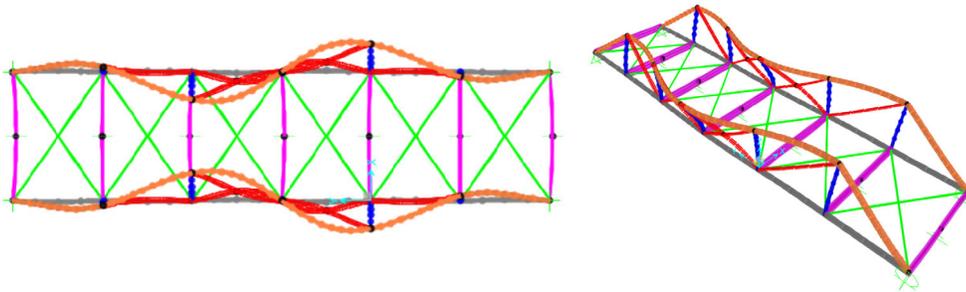


Figure 1.10 Mode de flambement de la corde supérieure (Paez, 2020)

### 1.3 Bénéfices attendus pour le Ministère

Ce projet de recherche permettra au Ministère de concevoir de façon plus efficace des ponts à treillis pony en aluminium par rapport aux méthodes prescrites dans la nouvelle version de la norme S6 (CSA S6:19).

De manière générale, les résultats de ce projet de recherche contribueront à mieux définir le potentiel d'utilisation de l'aluminium comme matériau pour les treillis pony pour les ponts routiers, les ponts à usages récréatifs et les ponts temporaires. Le Ministère pourra également contribuer de façon plus efficace à l'atteinte des objectifs établis dans la Stratégie québécoise de développement de l'aluminium (SQDA).

### 1.4 Principes de développement durable

Le présent projet de recherche rejoint les principes de la stratégie de développement durable adoptée par le Gouvernement du Québec pour les aspects suivants.

**Effacité économique** : Ce projet contribue à faciliter l'utilisation innovante de l'aluminium dans les ouvrages routiers du Québec, incitant l'industrie à transformer l'aluminium primaire à l'intérieur des

frontières du Québec plutôt qu'à l'extérieur, ce qui est favorable à la prospérité économique et au progrès social de différentes régions du Québec.

**Protection de l'environnement** : Ce projet favorise l'utilisation dans les ouvrages d'art d'un matériau doté d'une excellente résistance à la corrosion atmosphérique et qui est ainsi moins susceptible de se détériorer, au cours de la vie utile d'un ouvrage, que les matériaux traditionnels comme l'acier ou le béton normal, ce qui réduit les risques de dispersion de résidus de détérioration dans l'environnement et réduit les besoins en opération d'entretien susceptibles de générer des rebuts non recyclables.

**Accès au savoir** : Ce projet permet l'acquisition de connaissances sur le comportement d'un matériau innovant dans le domaine des ouvrages d'art.

## 1.5 Objectifs

L'objectif général du projet consiste à établir les méthodes d'analyse simplifiées et raffinées des ponts à treillis pony en aluminium qui prennent en considération de façon plus réaliste la rigidité des membrures et le mode de fabrication des assemblages entre les pièces en vue d'appliquer les règles de conception de la norme S6. Les méthodes développées devront considérer les modes de défaillance envisageables pour ce type de construction. Les ouvrages visés sont les ponts routiers à une voie, des passerelles pour véhicules récréatifs et les passerelles piétonnières.

Les objectifs spécifiques du projet de recherche visent à :

- développer une méthode simplifiée pour l'analyse des ponts à treillis pony en aluminium qui sera proposée pour être incluse dans la prochaine édition de la CSA S6:25;
- développer une méthodologie pour l'analyse raffinée des ponts à treillis pony en aluminium en tenant compte de la rigidité de tous les éléments et de la flexibilité des connexions entre ces éléments.

Ainsi à travers ce projet de recherche plusieurs façons pour améliorer les méthodes simplifiées et raffinées existantes pour l'analyse des ponts à treillis pony en aluminium seront explorées. En particulier l'accent sera mis sur l'évaluation de l'applicabilité des méthodes existantes pour les ponts en aluminium par rapport aux ponts en acier.

Au terme de ce projet de recherche, l'ensemble des informations techniques sera en place pour proposer des recommandations afin d'améliorer les exigences de l'Annexe 5.2 du code S6 pour les méthodes d'analyse simplifiées et raffinées de ponts à treillis pony en acier ou en aluminium.

## **1.6 Portée et organisation du rapport**

Ce rapport final présente l'ensemble des activités réalisées dans le cadre de ce projet. Outre le chapitre d'introduction, le rapport compte 6 chapitres additionnels : le chapitre 2 présente une synthèse des méthodes d'analyses retenues, le chapitre 3 applique les différentes méthodes d'analyse pour l'étude d'un pont en acier, le chapitre 4 présente les résultats de l'étude d'assemblages entretoises – montant vertical. Le chapitre 5 applique les recommandations pour l'analyse simplifiée et raffinée à deux ouvrages existants en aluminium. Des recommandations pour l'amélioration du code CSA S6 sont présentées au chapitre 6. Les conclusions et recommandations pour des études additionnelles sont énoncées au chapitre 7.

## 2 MÉTHODES D'ANALYSE

### 2.1 Niveaux d'analyse et définitions

Le tableau 2.1 identifie les différents niveaux d'analyse pouvant être adoptés pour les ponts à treillis pony, du plus simple au plus complexe. Les approches utilisées dans la présente étude sont identifiées dans le tableau.

**Tableau 2.1 Niveaux d'analyse**

Identification	Description	Résultat
Méthodes analytiques <sup>(1)</sup>	Équations théoriques considérant explicitement la contribution de ressorts transversaux	Charge de flambement élastique $C_a$
Analyse de stabilité 1D	Analyse numérique de flambement en flexion d'un poteau retenu transversalement par des ressorts	Charge de flambement élastique $C_b$
Analyse de stabilité 2D	Analyse numérique de flambement de la corde supérieure d'un treillis plan où le déplacement transversal et la rotation hors plan sont retenus au niveau de la corde inférieure	Valeur critique du chargement appliqué $Q_b^{(2)}$
Analyse de stabilité 3D <sup>(1)</sup>	Analyse numérique de flambement d'un modèle tridimensionnel complet du pont utilisant des éléments de type poutre	Valeur critique du chargement appliqué $Q_b^{(2)}$
Analyse non linéaire géométrique 3D <sup>(1)</sup>	Analyse numérique élastique incrémentale non linéaire d'un modèle tridimensionnel complet du pont utilisant des éléments de type poutre incluant les non-linéarités géométriques	Valeur critique du chargement appliqué $Q_{cr}^{(3)}$ et comportement élastique non linéaire
Analyse non linéaire 3D avec matériaux non linéaires	Analyse numérique non linéaire incrémentale d'instabilité d'un modèle tridimensionnel complet du pont incluant les non-linéarités géométriques et la plastification des matériaux	Valeur maximale ultime du chargement appliqué $Q_u^{(4)}$ et comportement non linéaire <sup>(4)</sup>

(1) : Méthodes privilégiées et retenues dans la présente étude

(2) : La force de flambement élastique critique  $C_b$  de la corde supérieure est fonction du chargement  $Q_b$  appliqué.

(3) : La force de flambement élastique critique  $C_{cr}$  de la corde supérieure est fonction du chargement  $Q_{cr}$  appliqué.

(4) : La résistance ultime  $C_u$  de la corde supérieure est fonction du chargement  $Q_u$  appliqué.

Comme ces différentes méthodes conduisent à des résultats différents qui seront comparés, la notation adoptée permet de les différencier, sachant que la charge de flambement élastique utilisée pour la conception est dénotée  $C_e$ . La charge élastique obtenue d'une analyse élastique est dénotée  $C_a$ . La charge de bifurcation d'une analyse numérique de flambement est dénotée  $C_b$  alors que la charge de flambement suite à une analyse non linéaire géométrique est dénotée  $C_{cr}$ . La résistance ultime en compression issue d'une analyse considérant les non-linéarités des matériaux et géométriques est dénotée  $C_u$ .

Pour toutes les méthodes d'analyse, à l'exception de la méthode d'analyse non linéaire 3D avec matériaux non linéaires, la charge de flambement élastique utilisée pour la conception est donnée par

$$C_e = \min(C_a; C_b; C_{cr}) \quad (2.1)$$

De cette valeur, on tire le coefficient d'élanement  $\lambda$  utilisé pour la conception de la pièce en compression :

$$\lambda = \sqrt{C_y / C_e} \quad (2.2)$$

avec

$$C_y = AF_y \quad (2.3)$$

## 2.2 Méthodes simplifiées

### 2.2.1 Principe

Les méthodes analytiques sont toutes basées sur le principe où la corde supérieure est associée à un poteau birotulé, de longueur égale à la portée du pont, et retenue latéralement par des ressorts élastiques également espacés, comme illustré sur la figure 2.1.

Les méthodes analytiques permettent de déterminer la capacité élastique  $C_b$  du poteau. Deux propriétés entrent dans le calcul de  $C_b$  : la rigidité flexionnelle de la corde supérieure  $EI_c$ , associée au flambement transversal (hors plan du treillis), et la rigidité élastique  $k_R$  des ressorts. Les méthodes négligent la contribution de la rigidité torsionnelle de la corde supérieure associée à la rotation qu'elle subit lors du flambement, comme illustré sur la figure 2.2. La contribution de la rigidité en torsion pour le calcul de  $C_b$  est discutée plus loin dans ce rapport.

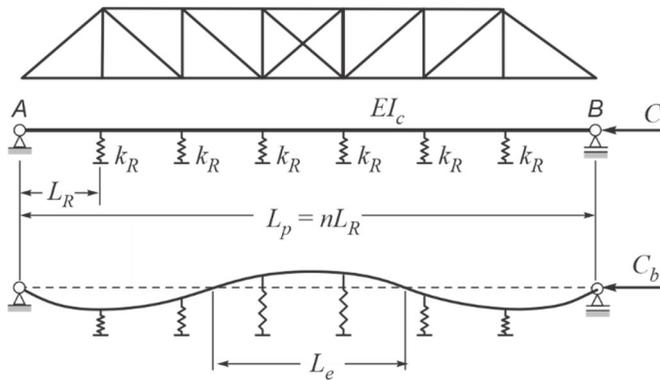


Figure 2.1 Déformée d'un poteau retenu par ressorts élastiques latéraux

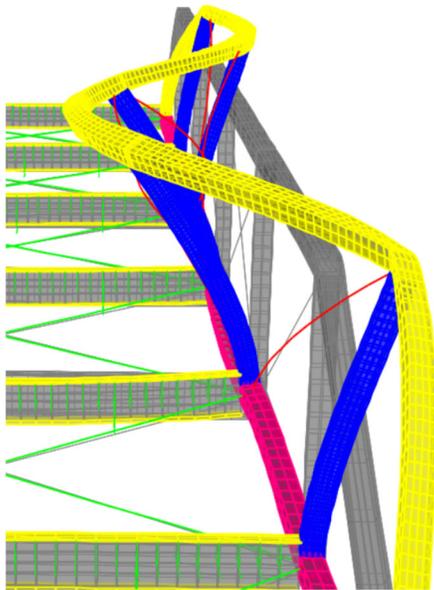


Figure 2.2 Flambement en flexion-torsion de la corde supérieure d'un pont en treillis de type Pony (Paez, 2020)

Trois méthodes simplifiées ont été retenues pour la suite de l'étude : la méthode de Timoshenko (1963), la méthode de l'Eurocode (CEN, 1993) et la méthode du code S6:19 (CSA, 2019a). La méthode de Timoshenko a été retenue, car elle est simple et parce qu'elle permettra d'apporter des améliorations à la méthode du code S6. La méthode de l'Eurocode constitue une approche normative qu'il convient de conserver, surtout pour sa simplicité. La méthode du code S6 est utilisée essentiellement parce qu'il s'agit de l'approche de référence que l'on vise

à améliorer, mais aussi parce qu'elle définit explicitement le calcul de la rigidité des ressorts de la corde supérieure, valeur qui sera utilisée pour les autres méthodes également.

Les deux paramètres suivants sont communs à toutes les méthodes analytiques, où les paramètres géométriques sont définis sur la figure 2.1 :

$$P_E = EI_c \left( \frac{\pi}{L_p} \right)^2 \quad (2.4)$$

$$L_e = \pi \sqrt{\frac{EI_c}{C_e}} \quad (2.5)$$

### **2.2.2 Charge de flambement élastique**

Les charges de flambement élastiques ont été obtenues en considérant différentes hypothèses simplificatrices. Comme il sera présenté plus loin, ces méthodes conduisent à des résultats considérés conservateurs, car elles supposent une force de compression uniforme alors que la corde supérieure des ponts en treillis supporte une charge maximale uniquement dans la portion centrale de la travée.

#### Approche de l'Eurocode

La charge critique de flambement  $C_a$  est calculée selon l'expression suivante :

$$C_a = 2 \sqrt{\frac{k_R EI_c}{L_R}} \quad (2.6)$$

Cette expression correspond à celle obtenue par Engesser (1885) pour des ressorts discrets.

#### Approche de Timoshenko

L'approche de Timoshenko (1963) est basée sur l'hypothèse de ressorts uniformément répartis. Cette approche conduit à la relation suivante pour le calcul de  $C_a$  :

$$C_a = P_E + 2 \sqrt{\frac{k_R EI_c}{L_R}} \quad (2.7)$$

Comme il sera illustré plus loin dans ce rapport, l'avantage de la méthode de Timoshenko est qu'elle permet de considérer la contribution de la rigidité torsionnelle de la corde supérieure, un avantage pour les sections tubulaires utilisées pour les ponts modernes, en particulier pour les ponts en aluminium.

Approche de la norme CSA S6:19

La résistance élastique est donnée par la relation suivante :

$$C_a = EI_c \left( \frac{\pi}{L_e} \right)^2 \quad (2.8)$$

où la longueur effective  $L_e$  doit être prise comme la valeur maximale des trois longueurs suivantes, sans toutefois être supérieure à la portée  $L_p$  du pont :

$$L_{e1} = k_1 L_1 \quad (2.9)$$

$$L_{e2} = 4.44 \sqrt{\frac{EI_c}{k_E L_p}} \quad (2.10)$$

$$L_{e3} = L_R \quad (2.11)$$

Le paramètre  $k_1$  est déterminé avec les expressions suivantes où  $d_3$  est défini sur la figure 2.3 :

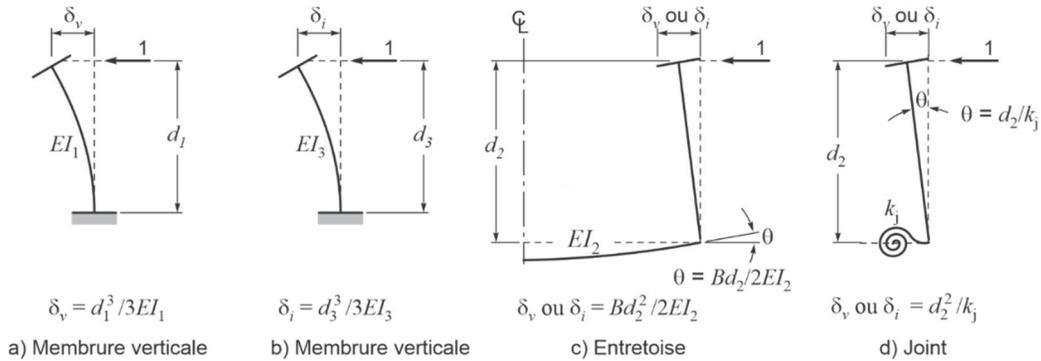
$$k_1 = 2.22 + \frac{0.69}{0.5 + 0.707(L_1/L_2)^3} \quad (2.12)$$

$$L_1 = \left( \frac{EI_c L_R}{k_R} \right)^{1/4} \quad (2.13)$$

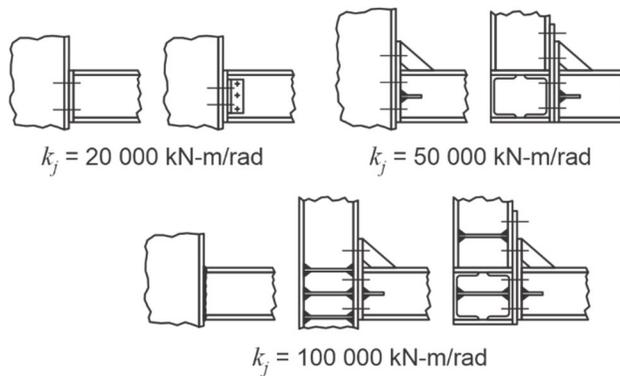
$$L_2 = \left( \frac{EI_c}{k_E} \right)^{1/3} \quad (2.14)$$

$$k_E = \frac{3EI_3}{d_3^3} \quad (2.15)$$

Il convient de noter que ces quatre dernières équations ne respectent pas l'esprit de la méthode de la norme britannique de laquelle elle est tirée. Ce point est explicité plus en détail dans les clarifications présentées dans ce qui suit.



**Figure 2.3** Principes de calcul de la flexibilité des éléments



**Figure 2.4** Rigidité des joints entretoise-membrures verticales pour les ossatures en acier CSA-S6 (CSA, 2019a)

Clarification à l'approche de la norme CSA S6:19

Deux clarifications doivent être apportées à la méthode de la norme S6 afin qu'elle respecte la méthode de la norme britannique. Une première porte sur le calcul de  $k_I$ . Le second terme de cette équation s'applique uniquement aux poutres dont la corde supérieure débute à l'appui. Pour les ponts en treillis de type Pony, cela s'applique uniquement aux treillis Pratt (voir figure 1.7). Pour les poutres treillis où la corde supérieure est inclinée vers l'appui dans les panneaux d'extrémités, seul le premier terme de l'équation doit être retenu. En posant :

$$C_a = EI_c \left( \frac{\pi}{L_{el}} \right)^2$$

avec  $k_I = 2.22$  et  $L_{e1}$  obtenue de l'équation plus haut, on obtient la relation suivante qui correspond à celle retenue par l'Eurocode :

$$C_a = 2 \sqrt{\frac{k_R EI_c}{L_R}} \quad (2.16)$$

Seule cette équation devrait est nécessaire pour les poutres en treillis Warren (figure 1.7) et treillis Pratt modifié (figure 1.7).

La seconde clarification s'applique uniquement aux treillis de type Pratt (figure 1.7). Pour le calcul de  $L_2$  et de  $L_{e2}$ , le paramètre  $k_E$  doit être remplacé par le paramètre  $k_R$  du cadre en U d'extrémité requis pour le calcul de  $k_I$ . Pour les treillis Pratt, on obtient ainsi :

$$L_2 = \left( \frac{EI_c}{k_R} \right)^{1/3} \quad (2.17)$$

ce qui conduit à la relation suivante pour  $k_I$  :

$$k_I = 2.22 + \frac{0.69}{0.5 + 0.707 \left( \frac{k_R L_R^3}{EI_c} \right)^{1/4}} \quad (2.18)$$

Pour le calcul de la longueur effective, on obtient pour tous les types de treillis de type Pratt :

$$L_{e2} = 4.44 \sqrt{\frac{EI_c}{k_R L_p}} \quad (2.19)$$

Ces modifications sont identifiées dans ce rapport comme étant l'approche S6 corrigée. Une version améliorée de la méthode sera proposée à la fin de ce rapport.

## 2.3 Analyses raffinées

### 2.3.1 Principe

Le tableau 2.1 identifie les différents niveaux d'analyse pouvant être réalisés pour les ponts à treillis pony. Compte tenu des avantages amenés par les modèles 3D, seuls ceux-ci seront considérés dans ce qui suit. Deux types d'analyses élastiques 3D du pont sont considérés dans ce rapport :

- l'analyse de flambement, ou bifurcation, donnant la valeur critique du chargement ( $C_b$ );
- l'analyse élastique incrémentale considérant les non-linéarités géométriques ( $C_{cr}$ ).

### 2.3.2 Analyse de bifurcation

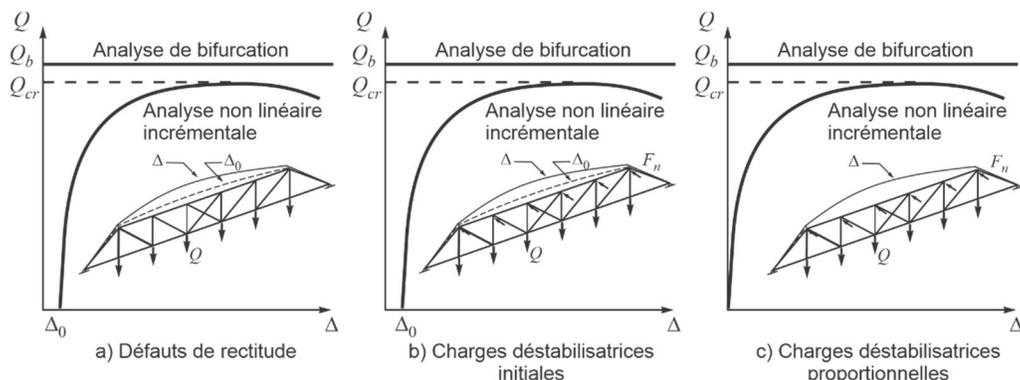
L'analyse de bifurcation ou de stabilité du pont est faite avec des charges appliquées sur l'ouvrage. Plusieurs conditions de chargement peuvent être appliquées qui s'apparentent ou non aux charges réelles. Différents patrons de chargement seront utilisés dans ce rapport pour fin de comparaison. Les charges appliquées produisent un effort de compression maximal dans la corde supérieure, dénoté  $C_0$ . L'analyse de stabilité donne un facteur multiplicatif adimensionnel dénoté  $\lambda_0$  de sorte que la charge de flambement élastique correspondante est obtenue de la relation suivante :

$$C_b = \lambda_0 C_0 \quad (2.20)$$

### 2.3.3 Analyse incrémentale non linéaire géométrique

L'analyse incrémentale non linéaire géométrique consiste à augmenter progressivement les charges exercées sur l'ouvrage en considérant l'équilibre dans la position déformée de l'ouvrage. Lorsque les charges appliquées induisent de faibles déplacements transversaux, il est d'usage de forcer l'instabilité soit en imposant un déplacement initial (défaut de rectitude), soit en appliquant des charges déstabilisatrices aux éléments comprimés qui induisent des déplacements, aussi appelés charges notionnelles.

La figure 2.5 illustre les résultats obtenus d'une analyse de bifurcation et d'analyses non linéaires géométriques. Les deux méthodes utilisent le même modèle structural et doivent être utilisées séquentiellement. L'analyse de bifurcation donne une valeur limite maximale pour un pont sans défaut de rectitude. Outre la valeur maximale, le mode de flambement critique obtenu sera utilisé pour réaliser la seconde analyse incrémentale. L'analyse non linéaire incrémentale nécessite l'introduction d'un déplacement transversal initial  $\Delta_0$  (figure 2.5a), ou encore l'application de charges déstabilisatrices  $F_n$ . Dans les deux cas, le logiciel doit être en mesure de faire l'équilibre dans la condition déformée et de prendre simultanément en considération les effets de second ordre pour le déplacement des nœuds (appelés effets  $P-\Delta$ ), mais également l'instabilité des membrures comprimées entre les nœuds (appelés effets  $P-\delta$ ).



**Figure 2.5** Analyse de stabilité

L'analyse avec charges déstabilisatrices peut être faite en une ou deux étapes. Dans ce dernier cas, illustré sur la figure 2.5b, les forces déstabilisatrices sont d'abord appliquées, suivies par l'application progressive des charges de gravité. Pour une analyse en une seule étape, montrée sur la figure 2.5c, les charges déstabilisatrices sont appliquées simultanément et proportionnellement aux charges de gravité. Dans tous les cas, la charge de gravité est augmentée progressivement jusqu'à l'atteinte d'une instabilité numérique, ou non-convergence de la solution.

Lorsque des déplacements initiaux sont utilisés, leur amplitude peut être prise égale aux tolérances de construction ou à un ratio de la longueur des éléments. Plus ceux-ci seront élevés, moins grande sera la résistance obtenue. L'amplitude des charges déstabilisatrices peut être ajustée de sorte à obtenir les mêmes déplacements initiaux que celui choisi en fonction des tolérances de construction, ou encore en utilisant des forces égales à une fraction de la force de compression dans la membrure à l'étude. CALTRAN (2019) recommande d'utiliser des déplacements initiaux transversaux de la corde supérieure correspondant à  $L_R/1000$  entre les points d'attache des cadres transversaux,  $L_P/1000$  sur la longueur totale de la corde supérieure et des défauts de verticalité de  $d_2/500$  de la corde supérieure relativement à la corde inférieure.

Les charges de gravité causant le flambement peuvent être appliquées au niveau des nœuds des cordes inférieures. Le patron des charges déstabilisatrices doit faire en sorte que cela produise les effets déstabilisateurs maximaux. La déformée du treillis associée au premier mode de flambement élastique peut s'avérer un bon indicateur quant au sens d'application des charges déstabilisatrices.

L'approche des charges déstabilisatrices est celle adoptée dans ce rapport, car elle est d'usage plus simple avec les logiciels d'analyse structurale courants. La charge appliquée obtenue d'une analyse incrémentale non linéaire géométrique

produit une force de compression dans la corde supérieure. Celle-ci sera dénotée  $C_{cr}$  dans ce rapport. Lorsque les charges déstabilisatrices sont d'amplitude et d'orientation adéquates, on obtient  $C_{cr} < C_b$ . La valeur de  $C_{cr}$  doit être comparée à la valeur de  $C_a$  obtenue des méthodes analytiques simplifiées.

La méthode d'analyse non linéaire géométrique adoptée est inspirée de celle de l'annexe O de la norme des charpentes d'acier CSA-S16:19 (CSA 2019b). Selon cette norme, dans le cas de pont à treillis pony, l'amplitude des charges horizontales appliquées à tous les nœuds des cordes supérieures dans une approche en deux étapes (figure 2.5b) doit être égale à 0.002 fois la force de compression pondérée maximale dans les cordes supérieures, mais avec une réduction de la rigidité des éléments. La norme CSA-S6 a plutôt opté pour une amplitude égale à 0.005 fois la force de compression pondérée, mais sans réduction de la rigidité des membrures, cette approche étant considérée conservative.

Cette dernière approche nécessite la connaissance de la charge de compression pondérée et est donc fonction du chargement alors que la résistance au flambement devrait être une quantité indépendante de la force appliquée. L'approche avec des charges déstabilisatrices appliquées proportionnellement aux charges de gravité (figure 2.5c) donne une valeur indépendante des charges pondérées. Celle-ci sera utilisée en adoptant une amplitude pour les charges déstabilisatrices égales à 0.005 fois les efforts de compression dans la corde supérieure. Pour les ponts analysés dans la présente étude, les deux approches conduisent sensiblement aux mêmes résultats, légèrement conservateurs.

### 3 COMPARAISON DES MÉTHODES D'ANALYSE

#### 3.1 Sélection des ouvrages et méthodes d'analyse

Plusieurs ouvrages caractéristiques seront considérés dans la suite de l'étude : un ouvrage en acier et deux ouvrages en aluminium, comme indiqué au tableau 3.1. L'ouvrage en acier a été retenu, car il est de construction récente et il a fait l'objet d'études antérieures par Wallish (2010) et Paez (2020).

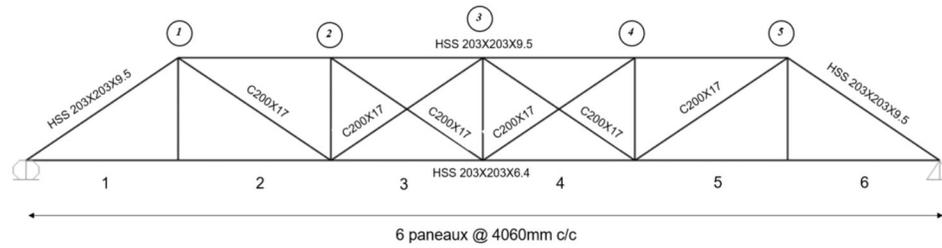
**Tableau 3.1 Ouvrages sélectionnés**

Ouvrages	Description	Objectifs
Alberta	Pont routier de référence en acier de conception récente analysé par Wallish (2010) de 24.4 m de portée et de 5.4 m de largeur carrossable (voir figure 3.1)	Valider les différentes méthodes d'analyse d'un ouvrage dont les caractéristiques géométriques s'apparentent aux ouvrages en aluminium
Ponts Hall et Wellington, Montréal	Ponts piétonniers identiques en aluminium de 27.0 m de portée et 4.3 m de largeur carrossable (voir figure 3.1) Charge uniforme de 4.0 kN/m <sup>2</sup> ou un petit véhicule d'entretien de 6.0 t	Ouvrages de référence pour la réalisation d'analyses raffinées et l'amélioration des méthodes simplifiées.
Ruisseau Daigneault, Brossard	Pont piétonnier en aluminium ayant 44.0 m de portée et 4.0 m de largeur carrossable, le plus long au Canada. Charge uniforme de 3.6 kN/m <sup>2</sup> et une charge concentrée de 1.6 kN ou un petit véhicule d'entretien de 5.9 t.	Ouvrage avec géométrie simple des treillis (Warren)

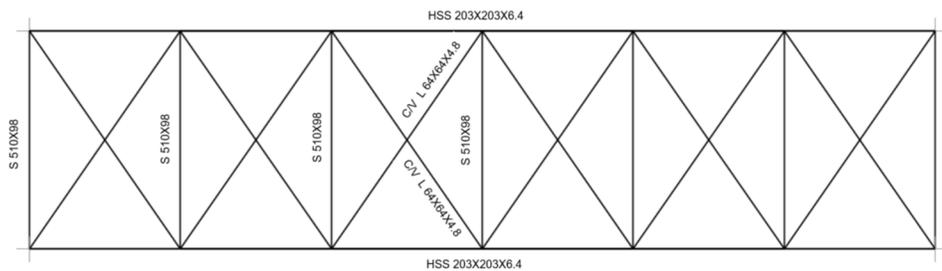
#### 3.2 Pont de référence

Un pont en acier à treillis pony servira comme exemple pour comparer les différentes méthodes d'analyse et réaliser une étude de sensibilité. Le pont sélectionné est tiré du rapport de Wallish (2010) qui a analysé un pont à treillis pony existant en acier. L'ouvrage a une portée de 24.36 m, une largeur de 5.84 m et une hauteur de 2.79 m. Le pont est composé de 6 panneaux espacés de 4.06 m. La géométrie du pont et les sections des membrures considérées dans le modèle sont présentées sur la figure 3.1.

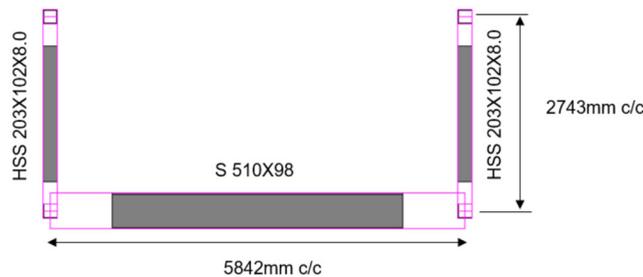
Développement de méthodes d'analyse pour le code S6 pour la conception de ponts à treillis pony en aluminium



a) Vue en élévation d'un treillis



b) Vue en plan du contreventement horizontal et de la corde inférieure



c) Détails du cadre transversal

**Figure 3.1** Modèle du pont étudié (Paez, 2020)

### 3.3 Calcul des rigidités ressorts

Le tableau 3.2 indique les propriétés des sections utilisées dans le calcul de  $k_R$ . Les termes des équations applicables aux ponts à treillis pony de type Pratt modifié sont présentés au tableau 3.3.

**Tableau 3.2 Propriétés des sections**

<b>Paramètres géométriques</b>			
Type de treillis	Pratt modifié		
Portée du pont	$L_p$	24360	mm
Espacement des noeuds supérieurs	$L_R$	4060	mm
Espacement des noeuds inférieurs	$s$	4060	mm
Longueur des verticales	$d_1$	2489	mm
Longueur effective des verticales	$d_2$	2743	mm
Longueur des diagonales	$d_3$	4724	mm
Espacement des treillis	$B$	5842	mm
<b>Propriétés des membrures et éléments structuraux</b>			
Corde supérieure	HSS203x203x9.5	$I_{cs}$	43.90 x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>
Corde inférieure	HSS203x203x6.4	$I_5$	31.3 x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>
Verticale	HSS203x102x8.0	$I_1$	20.70 x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>
Diagonale	C200x17	$I_3$	13.50 x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>
Entretoise	S510x98.2	$I_2$	497.0 x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>
		$I_4$	1.15 x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>
Joint entretoise-verticale	Soudé	$k_j$	100000 kN-m/rad

**Tableau 3.3 Rigidité des membrures et composantes des treillis**

<b>Rigidité des membrures et composantes</b>		
Verticale	$3EI_1/d_1^3$	805.5 N/mm
Diagonale	$3EI_3/d_3^3$	76.83 N/mm
Entretoise	$2EI_2/Bd_2^2$	9632 N/mm
Joint	$k_j/d_2^2$	13291 N/mm
Diagonale intermédiaire	$1/f_i s$	376.5 N/mm

Les résultats du calcul de la rigidité des ressorts à chacun des nœuds selon les indications de la norme S6:19 sont donnés au tableau 3.4. La valeur moyenne de la rigidité  $k_R$  des cinq ressorts que constituent les cadres transversaux est égale à 772 N/mm. Cette valeur sera utilisée dans la suite de ce rapport pour les méthodes analytiques.

**Tableau 3.4 Rigidité des ressorts**

Joint	Paramètre	Membrure	Entretoise	Joint	Tablier	$\delta$ (mm/kN)	$k_R = 1/\delta$ (N/mm)
<b>Joint 1 et 5</b>							
Diagonale	$\delta_i$	13.02	1.30	0.08	2.66	17.04	58.68
Verticale	$\delta_v$	1.24	0.10	0.08		1.42	703.9
							<b>762.6</b>
<b>Joint 2 et 4</b>							
Diagonale	$\delta_i$	10.93	1.30	0.08	2.66	14.96	66.86
Verticale	$\delta_v$	1.24	0.12	0.08		1.44	694.3
							<b>761.1</b>
<b>Joint 3</b>							
Diagonale 1	$\delta_i$	13.02	1.30	0.08	2.66	17.04	58.68
Diagonale 2	$\delta_i$	13.02	1.30	0.08	2.66	17.04	58.68
Verticale	$\delta_v$	1.24	0.12	0.08		1.44	694.3
							<b>811.6</b>
<b>Joint 1 à 5</b>							
Verticale	$\delta_v$	1.24	0.10	0.08		1.42	703.9
							<b>703.9</b>

On constate que la contribution des membrures verticales à la rigidité est dominante pour ce type de treillis. Négliger l'apport des diagonales conduit à une valeur de  $k_R$  égale à 704 N/mm. En considérant que la valeur de  $C_e$  est proportionnelle à la racine carrée de  $k_R$  et que la valeur de  $\lambda$  est également proportionnelle à la racine carrée de  $C_e$ , une sous-estimation de 8.8% de  $k_R$  en négligeant la contribution des diagonales pour cet exemple, conduit à une surestimation de  $\lambda$  de 2%, ce qui est légèrement du côté conservateur.

On note également que la contribution de la corde inférieure (tablier) à la ductilité est relativement faible, celle-ci étant en moyenne de l'ordre de 1%. Vu l'origine inconnue des équations associées à ce paramètre, celui-ci pourrait être omis pour une méthode simplifiée.

### 3.4 Calcul de la capacité selon les méthodes simplifiées

Les détails du calcul avec la méthode proposée par la norme CSA-S6:19 (CSA, 2019a) sont donnés au tableau 3.5 alors que le tableau 3.6 présente les valeurs de la charge élastique obtenues des méthodes simplifiées décrites au chapitre 2. La sous-estimation obtenue avec la méthode actuellement proposée dans la norme CSA-S6-19 est significative. Toutefois, la méthode corrigée conduit essentiellement au même résultat que la méthode de l'Eurocode (CEN, 2006) et, comme il sera vu plus loin, que celui obtenu des analyses non linéaires géométriques.

**Tableau 3.5 Paramètres de la méthode de la norme CSA-S6:19**

Paramètre	Valeur
$k_R$	772 kN/mm
$k_E$	77 kN/mm
$k_I$	2.64
$L_{e1}$	2607 mm
$L_{e2}$	4853 mm

**Tableau 3.6 Charge de flambement élastique selon les méthodes simplifiées**

Méthode	$C_b$ (kN)
Eurocode	2584
Timoshenko	2730
S6:19	937
S6:19 modifiée	2587

### 3.5 Analyse raffinée de référence

#### 3.5.1 Méthodologie

Des analyses 3D du pont ont été effectuées à l'aide d'un modèle de type cadre spatial tridimensionnel. Trois types d'analyses 3D ont été réalisés :

- analyse structurale de conception, avec les charges réelles afin de déterminer les efforts dans les membrures, sans effets du deuxième ordre;
- analyse de stabilité (bifurcation), avec des patrons de charges réalistes;
- analyse non linéaire géométrique, avec des patrons de charges réalistes et des charges déstabilisatrices.

Les analyses structurales présentées dans ce chapitre ont été réalisées avec le logiciel SAP2000 (CSI, 2022). Une partie de ce travail a été initiée par Paez (2020).

### 3.5.2 Analyses de conception

L'effort de compression pondéré maximum  $C_f$  obtenu dans la corde supérieure est égal à 1485 kN. Cet effort a été obtenu de l'analyse structurale en considérant les combinaisons du code CSA-S6 avec le chargement CL-625 dans sa position latérale et longitudinale la plus critique (Paez 2020; Massicotte et al. 2021).

La figure 3.2 montre le modèle 3D où le code de couleur différencie les types de membrures. Pour ce modèle, toutes les membrures d'un même type ont les mêmes propriétés, indiquées au tableau 3.2. Dans ce modèle, des nœuds rigides ont été considérés pour toutes les membrures à l'exception des diagonales du contreventement horizontal inférieur pour lequel des extrémités rotulées ont été spécifiées.

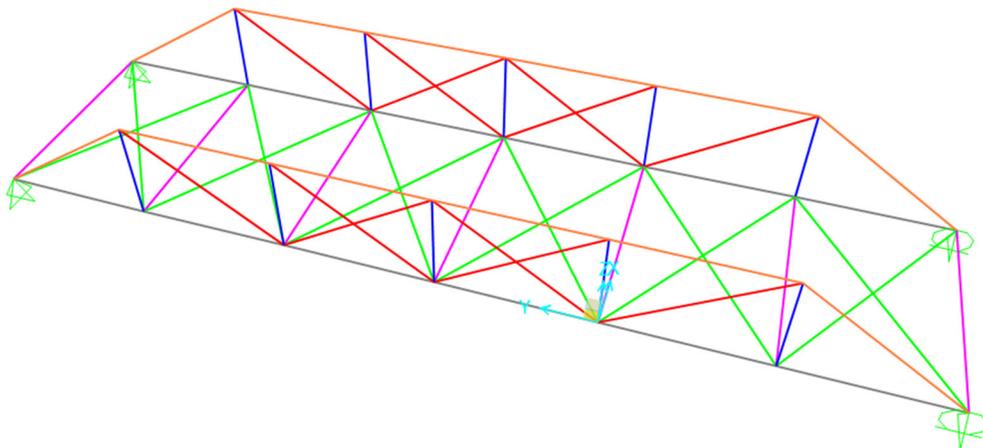


Figure 3.2 Vue isométrique du modèle structural 3D de type poutres

### 3.5.3 Patrons de chargement pour les analyses de stabilité de bifurcation

Trois patrons symétriques ont été retenus pour les analyses de stabilité :

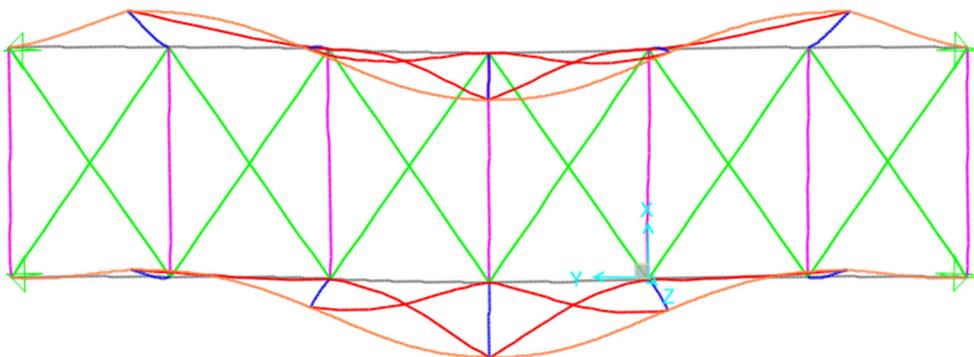
- $P = 100$  kN aux nœuds inférieurs des treillis ( $2 \times 5 \times 100 = 1000$  kN);
- $P = 200$  kN à mi-travée des entretoises intermédiaires ( $5 \times 200 = 1000$  kN);
- $w = 10$  kN/m sur chacune des entretoises intermédiaires ( $5 \times 10 \times 5.842 = 292.1$  kN).

Les efforts dans les cordes supérieures causés par les trois cas de chargement de gravité ( $C_0$ ) sont présentés au tableau 3.7. Les analyses de flambement élastique procurent un facteur de majoration des charges appliquées  $\lambda_0$  qui permet de déterminer la charge de flambement élastique correspondante pour la corde supérieure.

**Tableau 3.7 Efforts de compression dans les cordes supérieurs**

Cas de chargement	Force de compression $C_0$ (kN)	$\lambda_0$	Force de compression $C_b$ (kN)
Charges $P$ de 100 kN aux nœuds inférieurs	644.52	7.0071	4516
Charges $P$ de 200 kN sur les entretoises	644.52	7.0071	4516
Charges $w$ de 10 kN/m sur les entretoises	188.26	23.989	4516

On constate que la charge de flambement élastique de la corde supérieure n'est pas affectée par la condition de chargement. La valeur de 4516 kN constitue une borne supérieure, comme illustré sur la figure 2.5. Le premier mode de déformation montré sur la figure 3.3 est identique pour les trois cas de chargement.



**Figure 3.3 Déformée obtenue de l'analyse de stabilité 3D pour des charges de 100 kN aux nœuds inférieurs des treillis**

### 3.5.4 Analyses incrémentales non linéaires géométriques

Les analyses de stabilité non linéaires géométriques sont réalisées avec les charges de gravité  $P$  de 100 kN, appliquées aux nœuds inférieurs des treillis, comme montré sur la figure 3.4. Les charges déstabilisatrices  $F_n$  sont appliquées aux nœuds supérieurs des treillis. Dans tous les modèles, les forces  $P$  et  $F_n$  sont les mêmes à chaque nœud. Cependant, l'application de forces déstabilisatrices doit permettre d'obtenir la charge de flambement minimale dans les cordes supérieures. Quatre patrons de charges déstabilisatrices appliquées aux nœuds supérieurs des treillis ont été retenus, comme montré sur la figure 3.5 :

- cas #1 : forces  $F_n$  convergentes vers l'intérieur;
- cas #2 : forces  $F_n$  divergentes, vers l'extérieur;
- cas #3 : forces  $F_n$  dans la même direction;
- cas #4 : forces  $F_n$  selon la déformée de l'analyse de flambement.

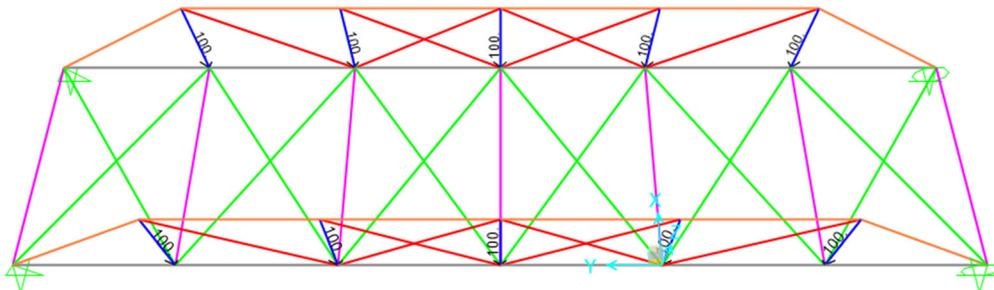
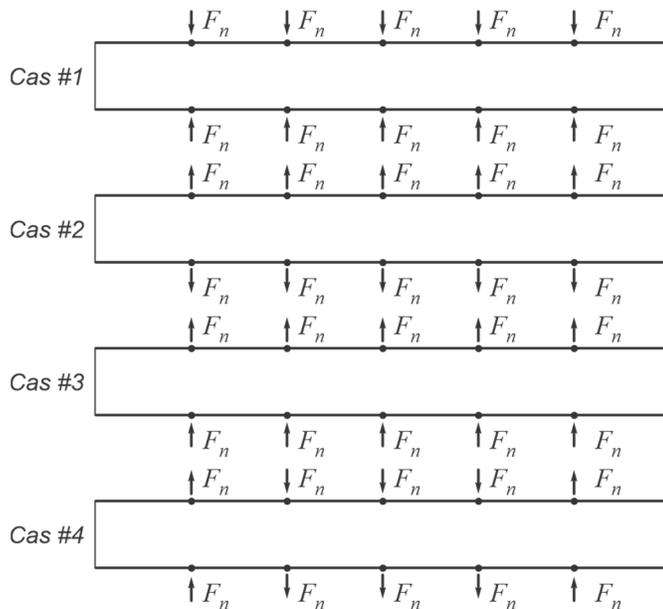


Figure 3.4 Charges concentrées aux nœuds inférieurs des treillis



**Figure 3.5 Cas de charges déstabilisatrices appliquées sur les cordes supérieures**

Les analyses non linéaires géométriques ont été réalisées selon les deux approches décrites au chapitre 2 :

- en deux étapes, où les forces déstabilisatrices  $F_n = 0.005 C_f$  sont d'abord appliquées aux nœuds supérieurs des treillis, puis les charges  $P$  sont appliquées de manière croissante aux nœuds inférieurs;
- en une étape, où les forces déstabilisatrices  $F_n = 0.002 C_P$  et les forces  $P$  aux nœuds inférieurs sont appliquées simultanément de manière croissante, avec  $C_P = 6.4452P$ , donc  $F_n = 0.01289P$ .

Pour l'approche avec des charges déstabilisatrices proportionnelles utilise volontairement une valeur moindre, car, comme il sera vu plus loin, celle-ci conduit aux mêmes résultats que la première approche. Le cas avec des charges déstabilisatrices égales à  $0.005 C_P$  est également étudié.

Avec l'approche en deux étapes, des charges déstabilisatrices constantes de 7.425 kN ( $0.005 \times 1485$ ) sont appliquées sur chacun de 5 nœuds des cordes supérieures avant l'application croissante des charges de gravité  $P$ . Avec l'approche où les charges sont appliquées de manière simultanée, les charges déstabilisatrices excéderont celles de la méthode en deux étapes si la charge maximale  $P$  excède 576 kN ( $C_P = 6.4452 \times 576 = 3713$  kN et  $F_n = 0.002 C_P = 7.425$  kN). Le tableau 3.8 présente l'ensemble des résultats.

**Tableau 3.8 Charges de flambement non linéaire –  $C_{cr}$  (kN)**

Cas de chargement	Application en deux étapes $F_n = 0.005 C_f$	Application simultanée $F_n = 0.002 C_P$
Cas #1 : vers l'intérieur	4670	4662
Cas #2 : vers l'extérieur	4681	4674
Cas #3a : dans la direction x positif	4234	4249
Cas #3b : dans la direction x négatif	4232	4249
Cas #4 : mode de flambement	4166	4161

Ces résultats indiquent que les deux approches conduisent à des résultats très similaires pour le pont étudié. Les résultats montrent aussi clairement que l'application d'un patron de charges déstabilisatrices associé au premier mode de flambement conduit aux résultats les plus faibles.

### 3.5.5 Effet de l'amplitude des charges déstabilisatrices

Le tableau 3.9 présente une étude de sensibilité pour les deux approches du calcul non linéaire pour le cas de chargement #4 où l'amplitude des charges déstabilisatrices est variée. On constate que doubler ou réduire de moitié l'amplitude des charges déstabilisatrices a un effet limité sur la charge de flambement élastique.

**Tableau 3.9 Charges de flambement non linéaire – Effet de l'amplitude des charges déstabilisatrices – Cas #4**

Facteur multiplicatif	Application en deux étapes $F_n = k C_f$			Application simultanée $F_n = k C_P$		
	$k$	$C_{cr}$ (kN)	Ratio	$k$	$C_{cr}$ (kN)	Ratio
0.5	0.0025	4261	1.023	0.001	4256	1.023
1.0	0.005	4166	1.0	0.002	4161	1.0
2.0	0.010	4032	0.968	0.004	4032	0.968
2.5	0.015	3933	0.944	0.005	3983	0.957

Les résultats du tableau précédent permettent de comparer les deux approches d'application des charges déstabilisatrices en regard du choix qui sera proposé

pour la norme CSA-S6:25. En utilisant des forces déstabilisatrices proportionnelles à 0.5% de la force de compression dans la corde supérieure, on obtient pour ce pont une résistance élastique ce égale à 3983 kN, ce qui est environ 5% inférieur à la valeur obtenue en utilisant 5% de la force pondérée.

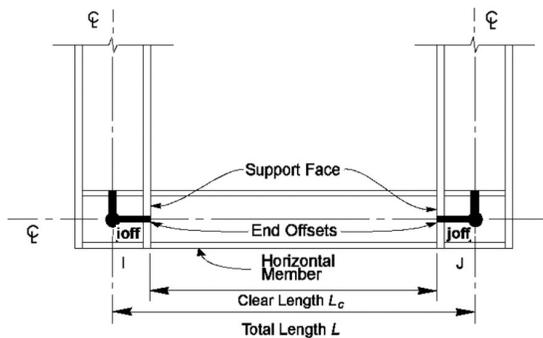
### **3.5.6 Méthode des déplacements initiaux**

La méthode des déplacements proposée par CALTRANS (2019) vise à appliquer des charges transversales induisant des déplacements initiaux. Appliquer des charges de 16 kN à chaque nœud selon le cas #1 de la figure 3.5 cause une flèche latérale au centre de la travée de 24.43 mm ce qui correspond au défaut initial de  $L/1000 = 24.36$  mm indiqué dans cette norme qui est également supérieur au défaut de verticalité de  $2743/500 = 5.5$  mm également indiqué. Le respect des défauts de rectitude entre les nœuds égal à  $1/1000$  de la distance (4.06 mm) n'est pas nécessaire vu que les analyses sont faites en incluant les effets de la déformée entre les points d'attache des cadres verticaux (8 points intermédiaires dans les modèles). De plus, cette règle est peu applicable aux ponts pour lesquels la corde supérieure est formée d'un seul profilé, particulièrement en aluminium.

Le résultat de l'analyse donne une charge de flambement élastique de 4650 kN, légèrement inférieure au cas #1 présenté au tableau 3.8. Cela illustre que le mode de déformation initial est plus important que l'amplitude de celui-ci.

### **3.5.7 Effet de l'utilisation d'extensions rigides**

L'analyse structurale conventionnelle utilisant des éléments de poutres considère généralement que les éléments sont connectés en leur point de rencontre. En réalité, les éléments ont des dimensions réelles qui font que leur longueur effective est moindre que la distance centre à centre entre les nœuds du maillage, ce qui surestime les déformations dans certaines structures. Pour tenir compte d'un certain degré de rigidité dans les assemblages, des décalages aux extrémités des membrures et des facteurs de rigidité sur ces décalages peuvent être considérés dans les membrures, comme indiqué sur la figure 3.6. Le logiciel SAP2000 permet de tenir compte d'une extension rigide à l'extrémité des membrures avec un facteur de rigidité variant de 0 à 1, la limite inférieure indiquant que l'extension possède les mêmes propriétés que la membrure alors qu'un facteur de rigidité égal à 1 signifie que la zone du décalage est considérée comme étant complètement rigide (extensions rigides).



**Figure 3.6 Décalage aux assemblages des éléments de type poutre (Paez, 2020)**

Les analyses présentées précédemment ne considéraient pas la contribution des extensions rigides. Pour étudier la sensibilité de ce paramètre, deux conditions ont été utilisées pour les éléments verticaux et inclinés des treillis. Dans un premier temps, des extensions rigides de longueur égale à 100 mm, correspondant à la demi-épaisseur de la corde inférieure, ont été utilisées pour les membrures verticales alors qu'une valeur correspondante de 140 mm a été utilisée pour les diagonales. Dans un second temps, la demi-hauteur de l'entretoise, soit 250 mm, a été utilisée pour les membrures verticales, la valeur demeurant de 140 mm pour les membrures inclinées. Une analyse de bifurcation et une analyse non linéaire géométrique pour le cas #4 de la figure 3.5 ont été réalisées pour chacune des conditions. Les résultats sont présentés au tableau 3.10.

**Tableau 3.10 Effet des extensions rigides sur la charge de flambement élastique**

Extensions rigides		$C_b$ (kN)	Ratio	$C_{cr}$ (kN)	Ratio
Verticales	Diagonales				
Aucune	Aucune	4516	1.0	4161	1.0
100 mm	140 mm	4718	1.045	4354	1.046
250 mm	140 mm	4904	1.086	4603	1.106

Les résultats indiquent que la considération des extensions rigides pour ce pont a un effet positif. Toutefois, l'effet sur la conception est relativement mineur vu que le coefficient de longueur effective  $\lambda$  est proportionnel à la racine carrée de la charge de flambement élastique  $C_e$ .

### **3.5.8 Sommaire des analyses raffinées**

Les analyses raffinées ont permis de comprendre le comportement des ponts à treillis pony et des paramètres qui affectent la capacité de la corde comprimée. L'analyse non linéaire géométrique avec utilisation de charges déstabilisatrices appliquées conformément au premier mode de flambement élastique s'est avérée la solution préférée, car elle permet de mettre en évidence le comportement réel de l'ouvrage.

### **3.6 Conclusions de l'analyse du pont de référence**

Des correctifs pour la méthode simplifiée proposée dans la norme CSA-S6:19 sont requis en fonction des éclaircissements soulignés au chapitre 2 et confirmés dans l'étude du pont de référence. La considération de la rigidité en torsion des éléments affecte de manière significative la résistance au flambement et devrait être incluse dans la méthode simplifiée. Cet aspect est présenté au chapitre 6. L'utilisation d'extensions rigides demande une étude plus étroite, ce qui est fait au chapitre 4.

## 4 ÉTUDE DE LA RIGIDITÉ DES ASSEMBLAGES

### 4.1 Introduction

Historiquement, les assemblages des ponts à treillis pony étaient boulonnés ou rivetés, comme montré sur la figure 4.1. Les profilés tubulaires sont mieux adaptés pour la construction des ponts à treillis pony modernes, particulièrement pour les passerelles en aluminium comme indiqué sur la figure 4.2. Toutefois cela conduit à l'adoption d'assemblages soudés, parfois boulonnés, comme ceux illustrés sur la figure 4.3, où les axes des membrures assemblées à un même joint conduisent à des excentricités.



---

Figure 4.1 Utilisation d'assemblages boulonnés dans les ponts à treillis pony historiques



---

Figure 4.2 Utilisation d'assemblages soudés dans les ponts à treillis pony modernes



**Figure 4.3** Assemblages soudés et boulonnés de profilés tubulaires en aluminium pour les membres principales

Ce chapitre vise à étudier de manière détaillée la rigidité des assemblages entretoise-treillis vertical afin d'évaluer leur apport à la rigidité des cadres en U. Une approche par éléments finis 3D est adoptée. L'étude de l'effet des excentricités et autres particularités des ouvrages en aluminium est discutée en fin de chapitre.

## **4.2 Étude de la rigidité rotationnelle**

### **4.2.1 Contexte**

La méthode simplifiée du code CSA-S6 introduite dans l'édition 2019 est issue de la norme britannique BS5400 (BSI, 2000) pour les ouvrages en acier. Cette méthode attribue aux assemblages entre les entretoises et les membrures verticales une rigidité du joint en fonction de la géométrie de celui-ci, comme illustré sur la figure 2.4. La norme britannique n'indique pas la source de ces valeurs, ce qui suscite un certain questionnement, notamment sur :

- leur utilisation dans un contexte autre que celui de la méthode simplifiée, pour des analyses de cadres;
- leur utilisation pour des ouvrages en aluminium en appliquant le ratio des modules élastiques.

L'étude de la rigidité rotationnelle des joints vise à :

- vérifier la justesse des valeurs indiquées pour des ouvrages en acier;
- valider l'utilisation de cette approche pour les ouvrages en aluminium;
- baliser l'utilisation de ces rigidités dans une analyse structurale conventionnelle.

### **4.2.2 Méthodologie**

Des analyses par éléments finis 3D ont été réalisées avec le logiciel Abaqus (Hibbit, et al. 2014). Un maillage très raffiné utilisant des éléments de solides a été élaboré. Un demi-cadre en U montré sur la figure 4.4 a été modélisé avec les conditions limites qui respectent les principes de symétrie. Un aperçu du maillage est illustré sur la figure 4.5.

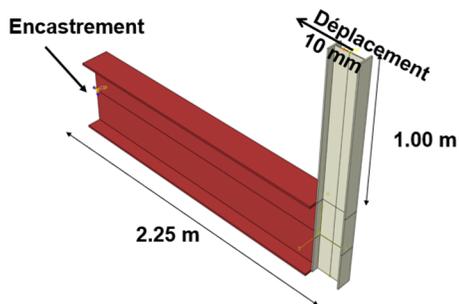


Figure 4.4 Modèle d'éléments finis 3D d'un demi-cadre en U

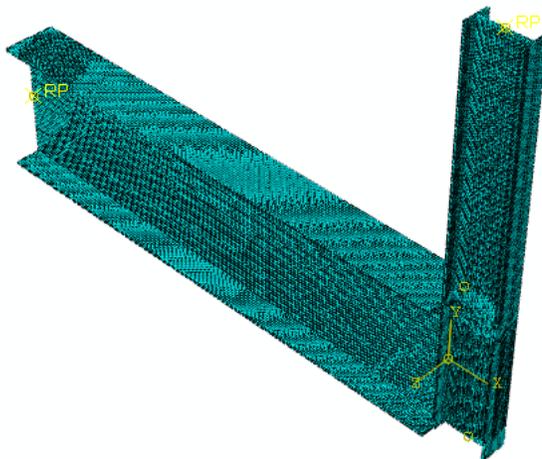
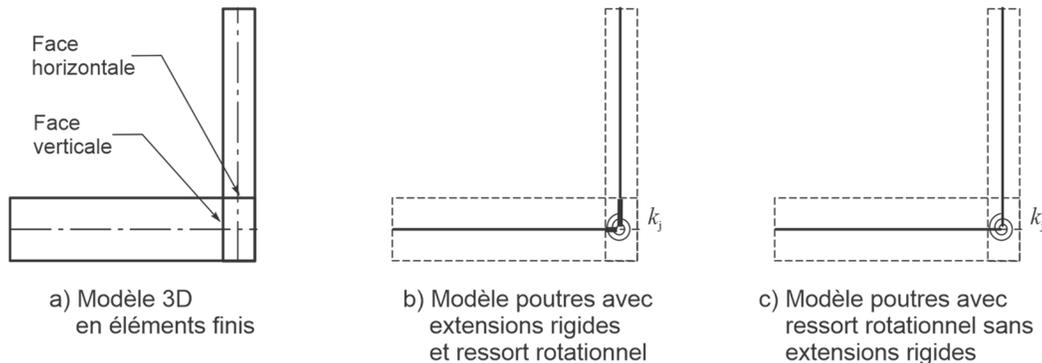


Figure 4.5 Maillage d'un de demi-cadres en U

Les trois modèles utilisés sont illustrés sur la figure 4.6. Le modèle 3D (figure 4.6a) a servi de référence à deux modèles utilisant des éléments de poutre qui incluent un joint avec une rigidité dont la valeur a été ajustée pour obtenir le même comportement que le modèle 3D :

- éléments de poutres avec extensions sur la mi-épaisseur des membrures et ressort rotationnel (figure 4.6b);
- éléments de poutres joints au point de rencontre des membrures (sans extension rigide) et ressort rotationnel (figure 4.6c).

Pour le modèle d'éléments finis 3D, la rigidité du joint a été établie en comparant la rotation relative des faces verticale et horizontale du joint. Vu la finesse du maillage utilisé, cette valeur peut être considérée comme étant exacte.



**Figure 4.6** Schémas des modèles utilisés pour déterminer  $k_j$

Sept configurations de cadre en U ont été étudiées, comme montré sur la figure 4.7. Toutes les configurations portent sur des assemblages soudés. Les particularités de chacune d'elles sont décrites au tableau 4.1.

**Tableau 4.1** Caractéristiques des configurations de joints étudiées

Configuration	Particularités
1	Entretoise et membrure verticale constituées de profilés en I
1R	Identique à la configuration 1 avec raidisseurs horizontaux qui prolongent les semelles du profilé de l'entretoise entre les semelles de la membrure verticale
2	Entretoise constituée d'un profilé en I et membrure verticale constituée d'un profilé tubulaire
3	Entretoise et membrure verticale constituées de profilés tubulaires identiques
4	Entretoise formée de deux profilés tubulaires superposés rendus mixtes et d'une membrure verticale constituée d'un profilé tubulaire simple
5	Configuration identique à la configuration 3, mais avec un profilé tubulaire pour la membrure verticale deux fois plus mince
6	Configuration identique à la configuration 4, mais avec un profilé tubulaire pour la membrure verticale deux fois plus mince

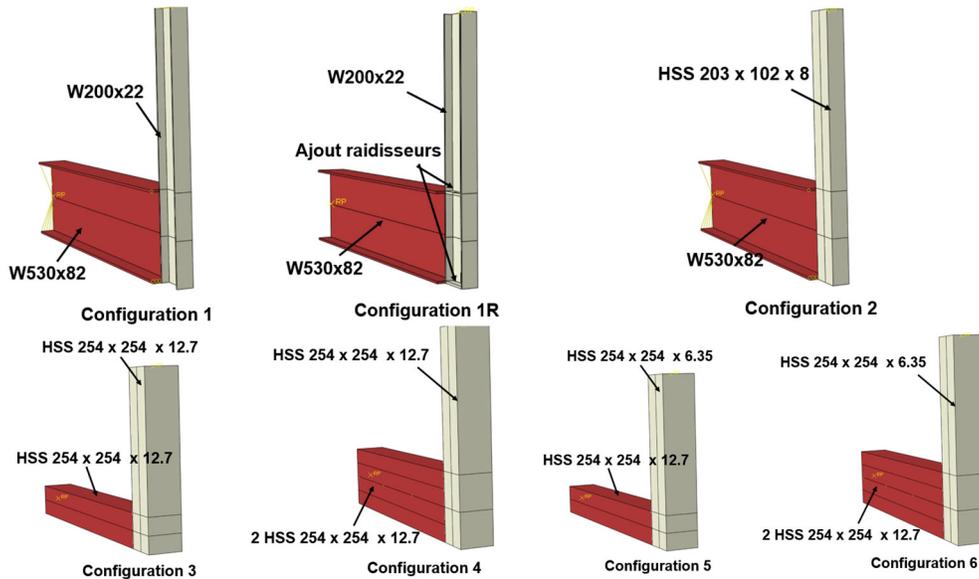


Figure 4.7 Configurations des joints étudiées

### 4.2.3 Résultats

Tous les modèles analysés entrent dans la catégorie de rigidité supérieure indiquée sur la figure 2.4 avec une rigidité rotationnelle  $k_j$  théorique minimalement égale à 100 000 kN-m/rad. Les résultats pour les sept configurations de joints analysées sont présentés au tableau 4.2 pour les ouvrages en acier et au tableau 4.3 pour les ouvrages en aluminium.

**Tableau 4.2 Comparaison des rigidités rotationnelles des joints – profilés en acier**

Configuration	Rigidité $k_j$ du ressort (kN-m/rad)		
	Modèle ÉF 3D	Analyses structurales de type poutre	
		Avec extensions rigides	Sans extensions rigides
1	13 100	13 100	Infinie
1R	15 300	Non analysé	Non analysé
2	14 600	18 000	Infinie
3	4 900	18 500	73 000
4	25 000	48 000	Infinie
5	3 900	10 500	17 500
6	19 100	26 500	Infini

Note : La mention infinie signifie qu'un joint de rigidité infinie conduit à une flexibilité moins grande ce celle obtenue avec le modèle d'éléments finis 3D

**Tableau 4.3 Comparaison des rigidités rotationnelles des joints – profilés en aluminium**

Configuration	Rigidité $k_j$ du ressort (kN-m/rad)		
	Modèle ÉF 3D	Analyses structurales de type poutre	
		Avec extensions rigides	Sans extensions rigides
1	4 530	4 500	Infinie
1R	5 290	Non analysé	Non analysé
2	5 090	6 500	Infinie
3	1 710	6 500	25 300
4	8 710	1 650	Infinie
5	1 370	3 700	6 000
6	6 630	9 200	Infinie

Note : La mention infinie signifie qu'un joint de rigidité infinie conduit à une flexibilité moins grande ce celle obtenue avec le modèle d'éléments finis 3D

Les rigidités des joints calculées par éléments finis ne doivent pas être comparées directement à la valeur recommandée dans la norme, car celle-ci suppose que l'analyse est faite selon l'option sans extensions rigides (voir figure 2.3 et figure 2.4), soit la condition illustrée sur la figure 4.6c.

Pour les analyses structurales, la rigidité du ressort indiquée est celle qui conduit à la même rotation que les analyses par éléments finis. Une valeur supérieure à celle obtenue par éléments finis indique que la valeur requise dans une analyse structurale conventionnelle pour avoir le même déplacement que celui obtenu avec le modèle d'éléments finis doit excéder la valeur indiquée dans le tableau. On peut tirer deux séries d'observations relativement à la rigidité des joints et la façon de les prendre en considération dans les analyses.

#### Rigidité des joints – Analyses par éléments finis

Pour la rigidité des joints obtenus des analyses par éléments finis, on constate que :

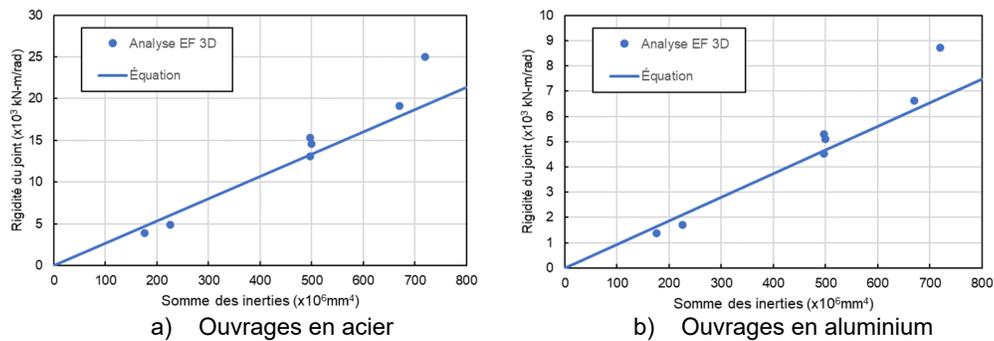
- dans tous les cas, les rigidités des joints calculées avec le modèle d'éléments finis sont de 5 à 20 fois inférieures aux valeurs indiquées dans le code S6 pour des ouvrages en acier;
- la présence de raidisseurs a peu d'incidence sur la rigidité du joint;
- les rigidités sont toutes du même ordre de grandeur sauf pour les deux configurations (3 et 5) où les entretoises sont de même dimension (hauteur) que la membrure verticale;
- la rigidité des joints est proportionnelle à l'inertie des entretoises et des membrures verticales;
- les tendances obtenues pour les joints en aluminium sont les mêmes que celles obtenues avec les joints en acier, proportionnelles au module élastique du matériau.

La relation approximative suivante illustre la tendance, où  $I_e$  est l'inertie de l'entretoise, où  $I_v$  est l'inertie de la membrure verticale et  $E$  le module élastique du matériau, acier ou aluminium, comme illustré sur la figure 4.8 :

$$k_j = \frac{EI_e + EI_v}{7500} \text{ (N-mm/rad)} \quad (4.1)$$

L'utilisation de cette relation, bien qu'elle représente assez fidèlement la tendance des analyses, n'est pas recommandée. En effet, représenter la rigidité de joints devrait faire appel à d'autres paramètres propres à la géométrie de joints. Toutefois, cette équation met en évidence que la rigidité du joint doit être reliée à la rigidité des membrures qui s'y croisent. Ainsi, les valeurs proposées

dans la norme britannique BS5400 et adoptées dans la norme CSA-S6 doivent être analysées dans le contexte de l'analyse structurale conventionnelle.



**Figure 4.8 Rigidité du joint en fonction de l'inertie de l'entretoise – Profilés en acier**

#### Prise en compte de la rigidité des joints dans les analyses structurales

Pour la rigidité des joints obtenus des analyses structurales de type poutre, avec ou sans extensions rigides, on constate que :

- la méthode avec extensions rigides conduit généralement à des résultats comparables à ceux donnés par les analyses raffinées sauf pour les configurations 3 et 5 pour lesquelles les inerties des entretoises et des membrures verticales sont du même ordre de grandeur;
- les modèles de type poutre sans extensions rigides se situent du côté conservateur.

Les résultats obtenus avec les configurations 3 et 5 indiquent que pour atteindre la rigidité de 100 000 kN-m/rad recommandée dans la norme CSA-S6 pour les joints en acier, il faut que le ratio de l'inertie de l'entretoise sur celui des membrures verticales ( $I_e$  et  $I_v$ ) excède environ 2.2. Cette condition est largement remplie pour les autres configurations analysées, les ratios d'inertie variant de 5 à 24 environ.

#### **4.2.4 Recommandations**

La notion de rigidité du joint est reliée à la méthode d'analyse. Pour la méthode d'analyse simplifiée, l'utilisation de la distance mesurée au centre des cordes inférieure et supérieure ( $d_2$  sur la figure 2.3) est appropriée. Certaines des valeurs recommandées dans la norme CSA-S6:19 peuvent être conservées et

adaptées aux ponts à treillis en aluminium selon les indications données au tableau 4.4 en relation avec l'équation suivante applicable aux treillis en acier et en aluminium, alors que la figure 4.9 illustre les cas considérés :

$$k_j = k_0 E \text{ (N-mm/rad)} \quad (4.2)$$

Avec l'équation précédente et les valeurs du tableau 4.4, les valeurs de  $k_0$  égales à 100 000, 200 000 ou 500 000 mm<sup>3</sup>/rad correspondent respectivement aux valeurs de  $k_j$  égales à 20 000, 50 000 et 100 000 kN-m/rad pour les treillis en acier montrés sur la figure 2.4.

**Tableau 4.4 Rigidités des joints entretoise/membrures verticales pour la méthode simplifiée**

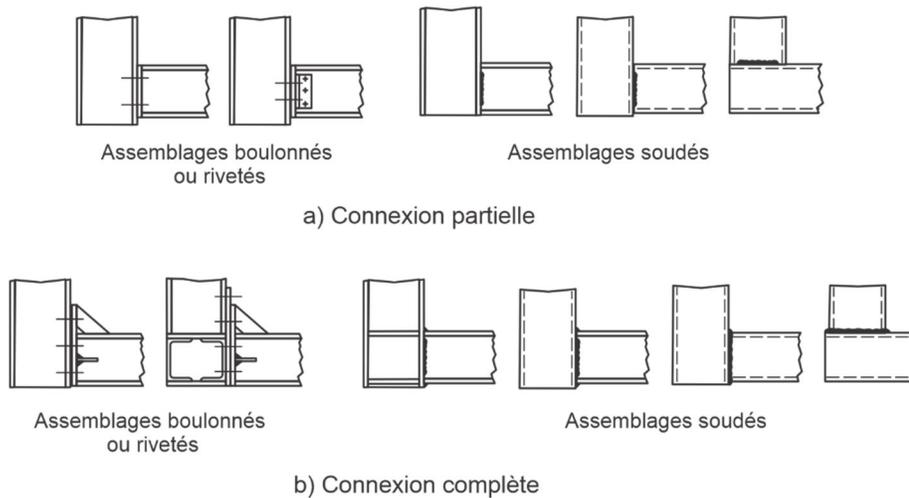
Type d'assemblage	Type de sections	Type de connexion	Ratio des inerties	$k_0$ (mm <sup>3</sup> /rad)	$k_{j\_acier}$ (kN-m/rad)
Boulonné ou riveté	Ouvertes avec ou sans raidisseurs	Partielle	NA	100 000	20 000
	Ouvertes avec raidisseurs	Complète	$I_e / I_v < 4$	100 000	20 000
			$I_e / I_v \geq 4$	250 000	50 000
Soudé	Ouvertes ou tubulaires	Partielle	NA	100 000	20 000
		Complète	$I_e / I_v < 4$	100 000	20 000
			$I_e / I_v \geq 4$	500 000	100 000

Les cas recommandés au tableau précédent et illustrés sur la figure 4.9 diffèrent des cas montrés sur la figure A5.2.3 de la norme CSA-S6 et reproduits sur la figure 2.4. Les résultats présentés plus haut montrent que le ratio de l'inertie de l'entretoise sur celle de la membrure verticale joue un rôle important, la valeur minimale pour atteindre la pleine efficacité du joint étant égale à 2.2. D'une manière arbitraire et conservatrice, un ratio égal à 4 est proposé pour distinguer les cas où la valeur supérieure de la rigidité peut être sélectionnée. Cette limite est appliquée autant aux assemblages boulonnés que soudés.

Dans le cas des assemblages boulonnés, il est jugé préférable de ne pas utiliser la valeur maximale de la rigidité, et ce, peu importe le nombre de raidisseurs présents. En effet, la distinction faite sur la figure 2.4 apparaît arbitraire et une valeur moindre est retenue.

Dans le cas des assemblages soudés, comme ceux étudiés dans la présente étude, la distinction est faite à deux niveaux. Si uniquement les âmes des deux

sections sont soudées, la valeur minimale initialement proposée est retenue. Si toutes les parois sont soudées, la valeur maximale est retenue pour les ouvrages où le ratio des inerties entretoise/membrures verticales est suffisamment élevé, avec la limite de 4 indiquée plus haut retenue.



**Figure 4.9** Rigidité des joints entretoise-membrures verticales pour l'analyse simplifiée

Pour les analyses structurales avec des éléments poutres, trois options sont possibles :

- sans extensions rigides et sans ressorts rotationnels, ce qui donne une solution conservatrice lorsque le ratio  $I_e$  sur  $I_v$  excède environ 2.2 selon les configurations considérées dans cette étude;
- avec extensions rigides sans ressorts rotationnels, ce qui donne une solution non conservatrice, selon les configurations étudiées pour lesquelles un ressort rotationnel est requis;
- avec extensions rigides partielles (voir chapitre 3) et sans ressorts rotationnels, ce qui conduit à une solution moyenne entre les deux dernières (non spécifiquement étudiée).

Les configurations considérées dans cette étude s'apparentent à la condition de connexion complète illustrée sur la figure 4.9. Cette condition correspond à celle adoptée pour l'étude présentée au chapitre 3. Or celle-ci a permis de conclure, pour les analyses structurales où la stabilité structurale de la corde supérieure est l'enjeu, que la considération ou non d'extensions rigides pour les joints a peu d'incidence sur la charge critique de flambement.

Ainsi, pour la condition de connexions complètes soudées, il est recommandé, selon une approche conservatrice, de ne pas prendre en considération la rigidité des joints et de ne pas utiliser d'extensions rigides. Ceci présente aussi l'avantage d'avoir des modèles plus simples et éviter des sources d'erreurs potentielles en modélisation.

Pour des types de connexions ne respectant pas cette condition, il est recommandé d'utiliser des ressorts rotationnels au joint, sans extension rigide. Cependant, la rigidité à considérer pour ces ressorts peut être très variable et doit être déterminée selon la condition réelle. Il convient de souligner que les rigidités de la méthode simplifiée déterminée à partir des coefficients donnés au tableau 4.4 sont non conservatrices lorsqu'une analyse structurale est réalisée et ne doivent pas être utilisées dans les analyses structurales de type poutres.

### **4.3 Conclusions et recommandations**

#### **4.3.1 Modification de la norme CSA-S6**

Les analyses réalisées sur plusieurs types de joints entretoise/membrures verticales ont permis de conclure que les propriétés des membrures ont une incidence importante sur la rigidité du joint. Dans le cas de l'analyse simplifiée, la méthode proposée dans la norme CSA-S6:19 est appropriée lorsque l'inertie des entretoises excède de plus du double celle des membrures verticales. Vu le nombre limité de configurations étudiées, un facteur égal à 4 est suggéré. Une approche applicable aux joints plus flexibles, compatible avec la méthode simplifiée de la norme CSA-S6:19 est proposée. La méthode proposée est applicable aux treillis pony en acier et en aluminium, le module élastique du matériau utilisé étant explicitement utilisé dans le calcul de la rigidité des ressorts rotationnels.

Pour les analyses structurales pour les treillis avec des assemblages rigides soudés, il est recommandé de ne pas utiliser d'extensions rigides dans les modèles numériques de type poutre. Pour les conditions autres que celle-ci, la rigidité des assemblages doit être déterminée et considérée par le biais de ressorts rotationnels entre les éléments du treillis et les entretoises.

#### **4.3.2 Études subséquentes**

L'utilisation de profilés tubulaires carrés ou rectangulaires avec des assemblages soudés offre plusieurs avantages dont la disponibilité des profilés et la facilité de fabrication. La continuité des assemblages et l'utilisation de profilés tubulaires augmentent la rigidité de l'ouvrage, ce qui est favorable pour les questions de stabilité de la corde supérieure. Cependant, de telles

configurations amènent des défis pour bien quantifier l'amplitude des efforts secondaires.

L'étude détaillée des assemblages entretoise-treillis devient une nécessité pour les développements futurs des ponts à treillis pony en aluminium vu l'utilisation d'assemblages rigides soudés. Une telle étude devrait considérer la rigidité des joints, mais aussi la résistance des zones affectées thermiquement soumises à des efforts de fatigue qui est probablement la principale préoccupation pour le déploiement de ce type d'ouvrages pour les ponts routiers. L'excentricité des assemblages de profilés tubulaires soudés est aussi une préoccupation.

## **5 ÉTUDE DE PONTS EXISTANTS EN ALUMINIUM**

### **5.1 Introduction**

Ce chapitre porte sur le calcul de ponts à treillis pony existants en aluminium avec différentes méthodes d'analyse à la disposition des ingénieurs, simplifiées et raffinées. Deux passerelles piétonnières situées dans la région de Montréal construites récemment ont été retenues. Ces analyses ont pour objectifs :

- de comparer les résultats obtenus avec les différentes méthodes d'analyse;
- d'étudier la sensibilité de certains paramètres d'analyse;
- d'identifier des pistes d'amélioration pour les méthodes d'analyses proposées dans le code S6.

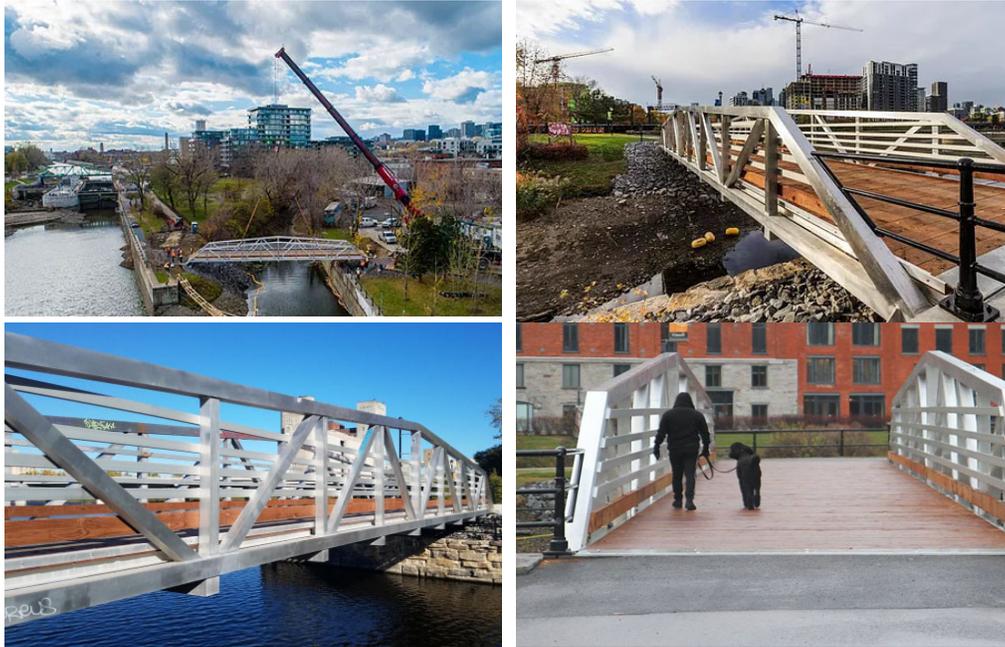
Les analyses structurales présentées dans ce chapitre ont été réalisées avec le logiciel SAP2000 (CSI, 2022).

### **5.2 Passerelles en aluminium de type Warren modifié avec montants**

#### **5.2.1 Introduction**

Deux passerelles en aluminium, Hall et Wellington, montrées sur la figure 5.1 ont été construites en 2018 par Parc Canada sur le canal Lachine qui a partagé les données techniques de ces ponts. Les deux passerelles identiques ont des portées de 27 m et ont été conçues pour des charges piétonnières de 4 kN/m<sup>2</sup> ou un petit véhicule d'entretien de 59 kN. La largeur utilisable est de 4 m. Les treillis, de hauteur variable, comportent 10 panneaux avec 9 cadres en U formés d'entretoises intermédiaires comme l'illustre la figure 5.2. Les sections des membrures sont données au tableau 5.1. On constate que ces ponts de conception moderne font usage de profilés tubulaires carrés extrudés. Deux types de profilés sont utilisés pour l'ensemble des membrures structurales principales.

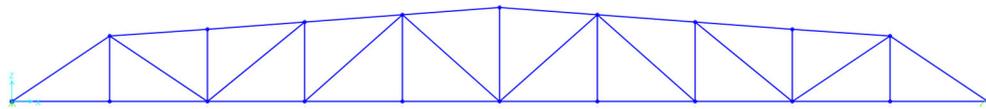
Développement de méthodes d'analyse pour le code S6 pour la conception de ponts à treillis pony en aluminium



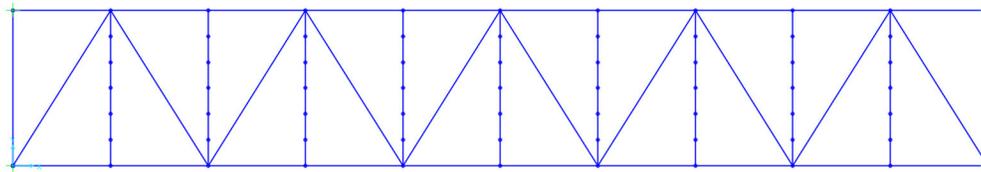
**Figure 5.1** Photos des ponts Hall et Wellington, courtoisie de Edouard Plante et Parc Canada

**Tableau 5.1** Sections des membrures

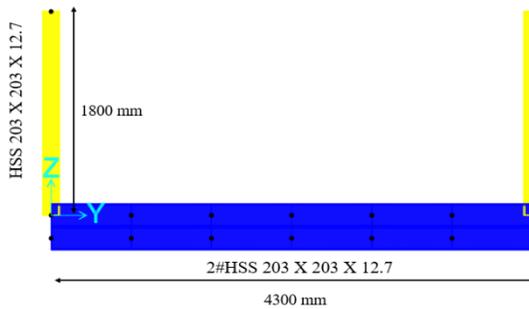
Membrures	Profilés
Cordes supérieures et inférieures	HSS 203×203×12.7
Verticales à mi-portée	HSS 203×203×12.7
Verticales et diagonales des treillis	HSS 152×152×12.7
Entretoises	2 HSS 203×203×12.7 superposés
Contreventements horizontaux	HSS 152×152×12.7



a) Vue en élévation d'un treillis



b) Vue en plan



c) Détails du cadre transversal

**Figure 5.2**      **Modèle du pont**

Plusieurs types d'analyses présentées dans la suite de cette section ont été réalisées avec ce pont :

- analyses de stabilité 3D;
- analyses non linéaires géométriques 3D;
- méthodes simplifiées;
- étude de la sensibilité des propriétés géométriques.

### 5.2.2 Analyses 3D

Les trois types d'analyses 3D suivantes ont été réalisés :

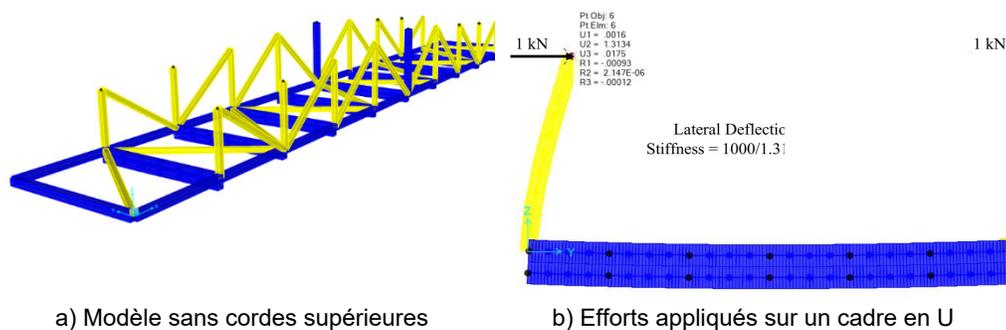
- analyse de la rigidité des cadres en U;
- de stabilité (analyse de bifurcation), avec un patron de charges réaliste;

- non linéaire géométrique, avec un patron de charges réaliste et des charges déstabilisatrices.

Dans tous les cas, aucune extension rigide n'a été utilisée ni aucun ressort structural pour les joints entretoises – membrures verticales. La géométrie des treillis a été considérée au centre des cordes. Les excentricités dans les membrures jointes à un même nœud ont été ignorées.

### 5.2.2.1 Vérification de la rigidité des cadres en U

Les rigidités des cadres en U, avec ou sans diagonales, ont été obtenues avec une analyse structurale et calculées avec les équations du code S6 présentées au chapitre 2. Le modèle numérique utilisé est montré sur la figure 5.3. Dans ce modèle, la corde supérieure a été éliminée afin de n'avoir que les rigidités provenant des membrures verticales des treillis ainsi que ce celle des entretoises. Le but de cet exercice est d'évaluer la précision de la méthode simplifiée. Pour le modèle numérique, une force de 1 kN a été appliquée simultanément sur chacun des 18 nœuds au sommet des membrures du treillis afin d'obtenir la condition la plus défavorable. La comparaison des deux approches est donnée au tableau 5.2. On constate que les valeurs obtenues avec les équations du code permettent d'obtenir de valeurs raisonnables de la rigidité.



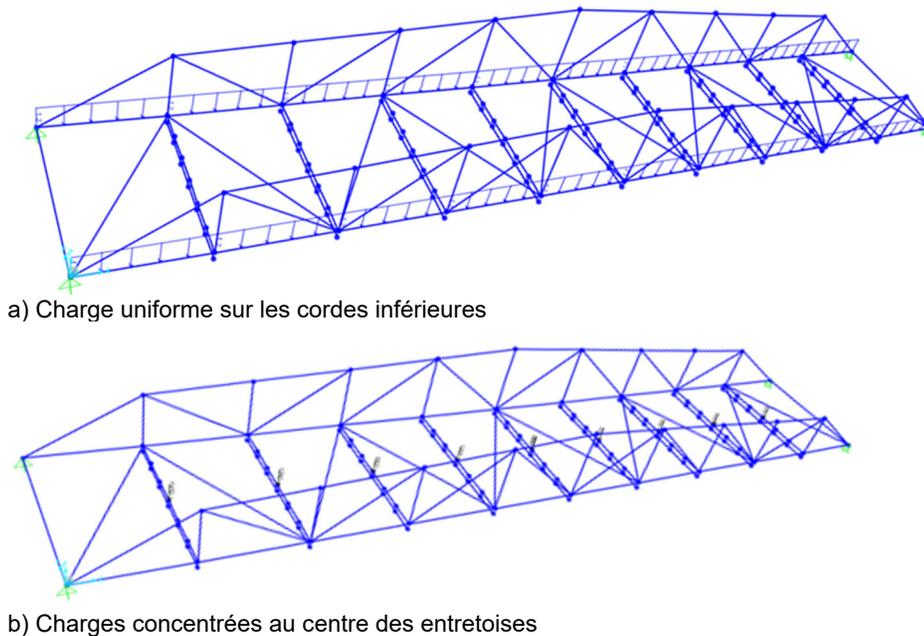
**Figure 5.3**      **Modèle structural**

**Tableau 5.2 Vérification de la rigidité des cadres en U**

Position longitudinale (m)	Hauteur du cadre en U (mm)	Rigidité SAP (kN/m)	Rigidité équation S6-19 (kN/m)	Ratio Méthode simplifiée S6 sur SAP
2.7	1800	718	744	1.037
5.4	2000	392	440	1.121
8.1	2200	424	420	0.990
10.8	2400	438	402	0.917
13.5	2600	403	411	1.019

### 5.2.2.2 Analyse de stabilité 3D

L'analyse de stabilité 3D (bifurcation) a été faite en appliquant une charge uniforme constante sur les cordes inférieures associées au poids propre du pont et des charges concentrées sur les entretoises associées aux charges vives comme illustré sur la figure 5.4.



**Figure 5.4 Modèle 3D pour les analyses de stabilité**

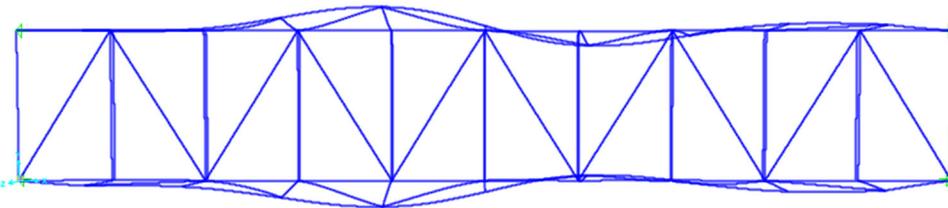
Plusieurs analyses de stabilité ont été réalisées en appliquant la charge uniforme sur la corde inférieure des treillis ou 9 charges sur les entretoises intermédiaires. Les résultats de ces analyses de stabilité sont donnés au tableau

5.3 alors que la figure 5.5 illustre le mode de flambement du pont. On constate que la charge critique est similaire pour les deux conditions de chargement utilisées.

**Tableau 5.3 Analyses de stabilité avec un nombre variable de charges concentrées**

Chargement	$C_b$ (kN)
Charges concentrées sur les entretoises	2627
Charge uniforme sur les cordes inférieures	2624

Dans le cas des ponts Hall et Wellington, la membrure verticale centrale a une section plus grosse que les autres membrures verticales de sorte que celle-ci se déplace peu et que ce sont les verticales de part et d'autre du centre qui subissent les plus grands déplacements. La figure 5.1 montre que l'amplitude de ces déplacements n'est pas symétrique.



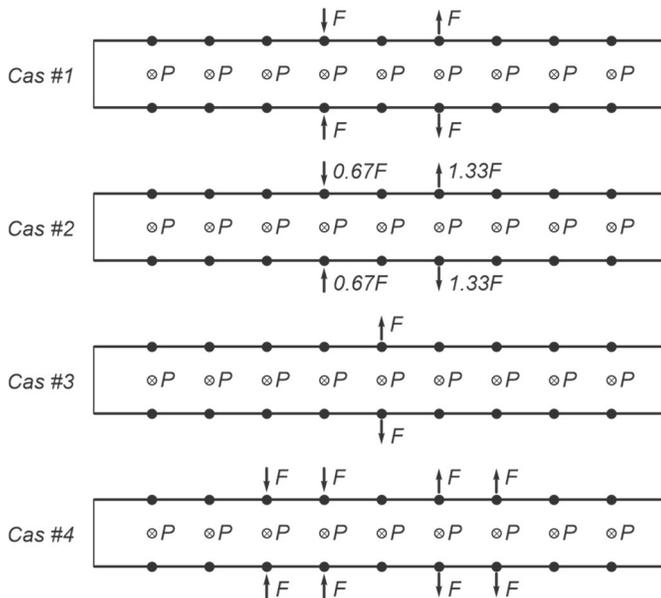
**Figure 5.5 Premier mode de flambement avec 9 charges verticales sur les entretoises**

### 5.2.2.3 Analyses non linéaires géométriques 3D

Les analyses non linéaires géométriques ont été réalisées en appliquant des charges transversales déstabilisatrices sur la corde supérieure agissant dans la même direction que celles obtenues du premier mode de l'analyse de flambement montré sur la figure 5.5 alors que des charges concentrées sont appliquées au centre de chacune des entretoises intermédiaires. La figure 5.6 présente quatre cas de charge appliqués sur la corde supérieure. Dans le premier cas, quatre charges déstabilisatrices égales sont appliquées. Dans le second cas, les charges appliquées du côté où le moment de flambement indique une déformée plus grandes ont été augmentées alors que celles de l'autre côté ont été diminuées afin d'obtenir la bonne amplitude de déformée de la corde supérieure. Cet exercice a demandé plusieurs itérations. Dans le cas #3, les charges latérales sont appliquées uniquement sur les verticales à mi-

travée alors que pour le cas #4 huit points d'application des charges sont considérés.

Dans tous les cas, la valeur de  $F$  a été fixée à 0.5% de la force de compression maximale dans la corde supérieure causée par les charges  $P$ , en conformité avec l'approche proposée au chapitre 2. Les résultats des analyses sont donnés au tableau 5.4. Le cas #4 est le cas le plus critique, assez proche des cas #1 et #2. Le cas #2, qui exige plus de calcul, ne s'avère pas mieux adapté.



**Figure 5.6** Cas de charges déstabilisatrices appliquées sur les cordes supérieures

**Tableau 5.4** Résultats des analyses non linéaires géométriques

Cas de chargement	$C_{cr}$ (kN)	Ratio
Cas #1	2512	1.008
Cas #2	2511	1.008
Cas #3	2717	1.090
Cas #4	2492	1.0

#### 5.2.2.4 Rigidité torsionnelle des membrures

Comme illustré au chapitre 3, la rigidité torsionnelle des membrures affecte la charge de flambement élastique. Les ponts Hall et Wellington sont constitués

entièrement des membrures tubulaires. Les résultats d'analyses de stabilité, où la rigidité en torsion des éléments tubulaires a été réduite, sont présentés au tableau 5.5. On constate que la rigidité en torsion de la corde supérieure amène à elle seule plus de 17% (1/0.85) de gain en capacité alors que le gain est de 39% (1/0.72) lorsque la rigidité en torsion de la corde supérieure, des verticales et des diagonales sont considérées.

**Tableau 5.5 Résultats des analyses de stabilité**

Rigidité torsionnelle relative des membrures					$C_b$ (kN)	Ratio
Corde supérieure	Corde inférieure	Verticales	Diagonales	Entretoises		
1	1	1	1	1	2624	1.0
0.02	1	1	1	1	2236	0.852
1	0.02	1	1	1	2624	1.0
1	1	0.02	1	1	2418	0.921
1	1	1	0.02	1	2554	0.973
1	1	1	1	0.02	2624	1.0
0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	1894	0.722

### 5.2.3 Comparaisons des méthodes de calcul

La rigidité des ressorts obtenue avec la méthode simplifiée est prise égale à la moyenne des rigidités des 3 cadres en U situés au centre du pont, tirées des valeurs indiquées au tableau 5.2, soit  $k_R = 405$  kN/mm. Les résultats obtenus avec les différentes méthodes utilisant ce paramètre sont présentés au tableau 5.6.

**Tableau 5.6 Comparaison des méthodes de calcul**

Méthode	Charge de flambement (kN)	Ratio
S6:19	981	0.394
S6 corrigée	1478	0.593
Timoshenko	1528	0.613
Eurocode	1478	0.593
Stabilité 3D – rigidité en torsion réduite	1894	0.760
Stabilité 3D	2624	1.053
Non linéaire géométrique	2492	1.0

Toutes les méthodes, sauf la méthode de stabilité 3D, présentent des résultats du côté sécuritaire. On peut constater que la méthode du code S6:19 conduit à des résultats inadéquats. La clarification amenée par la correction de la méthode simplifiée conduit à des résultats adéquats lorsqu'on la compare aux résultats du modèle 3D avec des rigidités en torsion réduite (ratio de 0.78). La prise en considération de la rigidité en torsion serait une amélioration souhaitable pour la méthode simplifiée.

### 5.3 Passerelle en aluminium de type Warren

#### 5.3.1 Introduction

La passerelle en aluminium, montrée sur la figure 5.7, est située au-dessus du ruisseau Daigneault à Brossard. Il s'agit de la passerelle piétonnière la plus longue au Canada avec une portée de 44 m conçue pour des charges de  $3.6 \text{ kN/m}^2$  ou un petit véhicule d'entretien de 58 kN. L'espacement entre les treillis est de 4 m. Les treillis, de hauteur constante, comportent une corde supérieure de 12 panneaux stabilisés uniquement par des membrures inclinées à l'exception de cadres en U aux tiers de portée où se situent des assemblages boulonnés comme illustrés sur la figure 5.7. Il n'a pas été possible d'obtenir les dimensions exactes des membrures. Les dimensions utilisées sont celles mesurées sur l'ouvrage alors que les épaisseurs ont été arbitrairement choisies. Les sections des membrures considérées dans les analyses sont données au tableau 5.6.



Figure 5.7 Pont à treillis pony en aluminium du ruisseau Daigneault

**Tableau 5.7 Sections retenues des membrures**

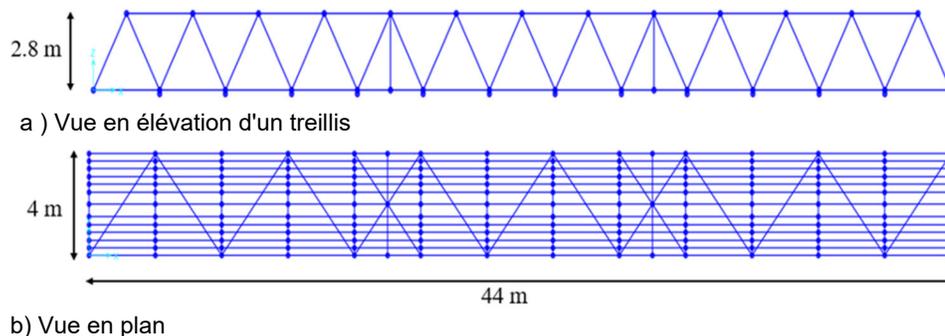
Membrures	Profilés
Cordes supérieures et inférieures	HSS 254×254×14.8
Diagonales des treillis	HSS 203×203×14.8
Verticales des treillis	HSS 127×127×8.0
Entretoises	2 HSS 203×203××14.8 superposés
Longerons	HSS 203×203×8.0
Contreventements horizontaux	HSS 152×152×8.0

### 5.3.2 Analyses 3D

Les deux types d'analyses 3D suivantes ont été réalisés :

- de stabilité (analyse de bifurcation), avec un patron de charges réaliste;
- non linéaire géométrique, avec un patron de charges réaliste et des charges déstabilisatrices.

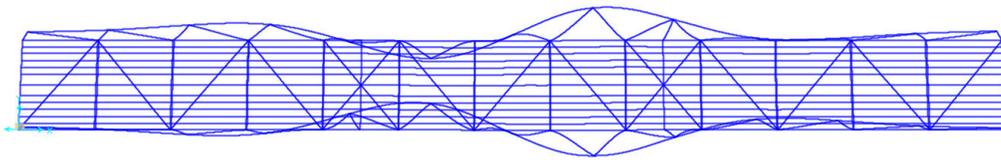
Dans tous les cas, aucune extension rigide n'a été utilisée ni aucun ressort structural. La géométrie des treillis a été considérée au centre des cordes. Les excentricités dans les membrures jointes à un même nœud ont été ignorées. Le modèle structural du pont est montré sur la figure 5.8.



**Figure 5.8 Modèle du pont**

#### 5.3.2.1 Analyse de stabilité 3D

L'analyse de stabilité 3D a été faite en appliquant une charge uniforme constante sur les cordes inférieures associées au poids propre du pont et des charges concentrées sur les entretoises associées aux charges vives. La figure 5.9 montre la déformée du pont associée au premier mode de flambement. La force de compression dans la corde supérieure est égale à 4542 kN.

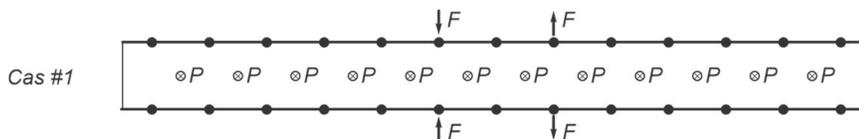


**Figure 5.9 Premier mode de flambement**

### 5.3.2.2 Analyse non linéaire géométrique 3D

L'analyse non linéaire géométrique a été réalisée en appliquant des charges transversales déstabilisatrices sur la corde supérieure agissant dans la même direction que celles obtenues du premier mode de l'analyse de flambement montré sur la figure 5.9 alors que des charges concentrées sont appliquées au centre de chacune des entretoises intermédiaires. La figure 5.5 montre que l'amplitude de ces déplacements n'est pas symétrique. La figure 5.10 montre le cas de charge appliqué où les forces transversales ont été appliquées sur les nœuds où les déplacements maximaux ont été obtenus avec l'analyse de stabilité, dans la direction de la déformée.

La méthode appliquée est celle des charges déstabilisatrices proportionnelles illustrée sur la figure 2.5c. Des charges  $P$  de 100 kN au centre des entretoises induisent un effort de compression maximal de 1263 kN dans les cordes supérieures. La charge de flambement élastique étant 4542 kN, une valeur des charges  $P$  causant un effort supérieur à celui-ci est requis pour faire les analyses non linéaires géométriques, soit  $P > 360$  kN ( $4542/1263 \times 100$ ). Comme le logiciel applique une charge incrémentale jusqu'à l'atteinte de l'instabilité, une valeur de  $P$  égale à 400 kN a été retenue. Dans ce cas la force de compression dans la corde supérieure est de 5052 kN, soit des forces déstabilisatrices correspondantes de 0.5% de 25.26 kN. La charge de flambement critique atteinte est de 4353 kN. Pour la conception d'un ouvrage réel, d'autres conditions de chargement devraient être utilisées afin de trouver la condition la plus critique.



**Figure 5.10 Cas de charges déstabilisatrices appliquées sur les cordes supérieures**

### 5.3.3 Comparaisons des méthodes de calcul

Avec une valeur de  $k_R = 477$  kN/mm obtenue de la méthode simplifiée du code S6, les résultats obtenus avec les différentes méthodes analytiques sont présentés au tableau 5.8 et comparés à la méthode géométrique non linéaire 3D. Il convient de noter que la rigidité obtenue avec le modèle numérique sans la corde supérieure pour les trois nœuds du centre est de 450 kN/mm.

**Tableau 5.8 Comparaison des méthodes de calcul**

Méthode	Charge de flambement (kN)	Ratio
S6:19	1478	0.340
S6:19 corrigée / Eurocode	2234	0.513
Timoshenko	2279	0.524
Stabilité 3D – Rigidité torsionnelle 0.1%	3286	0.755
Stabilité 3D	4542	1.043
Non linéaire géométrique 3D	4353	1.0

Toutes les méthodes, sauf la méthode de stabilité 3D, présentent des résultats du côté sécuritaire. On peut constater que la méthode du code S6:19 conduit à des résultats inadéquats. La clarification amenée par la correction de la méthode simplifiée conduit à des résultats adéquats qui demeurent tout de même nettement inférieurs à ceux des méthodes 3D dû à la rigidité en torsion des membrures qui n'est pas prise en compte.

## 5.4 Conclusions

Les résultats des études permettent de mettre en évidence les différences importantes obtenues des différentes méthodes. La clarification de la méthode simplifiée de la norme CSA-S6 conduit à des résultats cohérents avec les autres méthodes analytiques. Toutefois, inclure la contribution de la rigidité en torsion des éléments du treillis serait une amélioration utile pour la méthode simplifiée considérant que les ponts à treillis pony modernes sont souvent faits avec des sections tubulaires, particulièrement pour les ouvrages en aluminium.

## 6 AMÉLIORATIONS DES MÉTHODES D'ANALYSE DU CODE S6

### 6.1 Évaluation des méthodes d'analyse

La méthode d'analyse simplifiée introduite dans le code CSA-S6:19 est apparue comme trop conservatrice, même en y apportant les correctifs identifiés. En considérant que les treillis modernes, en particulier ceux en aluminium, comportent beaucoup d'éléments tubulaires, la contribution de la rigidité en torsion de la corde supérieure et des membrures verticales et inclinées devrait être ajoutée. La méthode de Timoshenko, élaborée à partir d'une approche analytique rigoureuse, permet d'introduire des améliorations à la méthode simplifiée. Le calcul des rigidités des ressorts, comme recommandé dans la méthode simplifiée, demeure toutefois adéquat dans son principe, mais pourrait être simplifié.

L'utilisation des méthodes raffinées est souhaitable pour ce genre d'ouvrage vu l'accès aux outils de calculs avancés. Néanmoins, l'utilisation de ces méthodes doit être bien balisée et la comparaison des résultats obtenus des analyses raffinées avec une méthode simplifiée est nécessaire, pourvu toutefois que la méthode simplifiée conduise à des résultats réalistes.

### 6.2 Amélioration de la méthode simplifiée

#### 6.2.1 Charge de flambement élastique

La méthode de Timoshenko est basée sur la théorie des poutres sur fondation élastique. Le flambement hors plan de la corde supérieure amène une rotation de celle-ci autour de son axe alors que son déplacement amène une rotation des membrures verticales et inclinées du treillis. On obtient donc la relation suivante pour les treillis de type Pratt modifiés, Warren et Warren modifiés illustrés sur la figure 6.1 :

$$C_a = P_E + 2\sqrt{s_R EI_c} + \frac{GJ_c}{d_2^2} + \frac{GJ_v}{d_2^2} + \frac{GJ_i}{d_3^2} \quad (6.1)$$

où

$$s_R = \frac{k_R}{L_R} \quad (6.2)$$

et

$$P_E = EI_c \left( \frac{\pi}{L_p} \right)^2 \quad (6.3)$$

L'utilisation de cette équation peut être vérifiée pour les trois treillis analysés aux chapitres 3 et 5. Les résultats, montrés au tableau 6.1, au tableau 6.2 et au tableau 6.3 indiquent que cette méthode se situe légèrement du côté sécuritaire. Les modifications suggérées ici sont recommandées pour la méthode simplifiée de la norme.

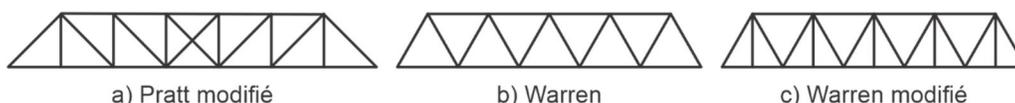


Figure 6.1 Types de treillis pony considérés dans la méthode simplifiée

Tableau 6.1 Comparaison des méthodes de calcul pour le treillis en acier

Méthode	$C_a$ (kN)	Ratio
S6 corrigée / Eurocode	2587	0.622
Timoshenko	2730	0.656
Timoshenko améliorée – $J_c$	3455	0.830
Timoshenko améliorée – $J$ toutes les membrures	3632	<b>0.873</b>
Non linéaire géométrique 3D	4161	1.0

Tableau 6.2 Comparaison des méthodes de calcul pour les ponts Hall et Wellington

Méthode	$C_a$ (kN)	Ratio
S6 corrigée / Eurocode	1478	0.593
Timoshenko	1528	0.613
Timoshenko améliorée – $J_c$	1938	0.778
Timoshenko améliorée – $J$ toutes les membrures	2174	<b>0.872</b>
Non linéaire géométrique 3D	2492	1.0

**Tableau 6.3 Comparaison des méthodes de calcul pour le  
pont ruisseau Daigneault**

Méthode	$C_a$ (kN)	Ratio
S6 corrigée / Eurocode	3031	0.674
Timoshenko	3071	0.683
Timoshenko améliorée – $J_c$	3683	0.820
Timoshenko améliorée – $J$ toutes les membrures	4155	<b>0.923</b>
Non linéaire géométrique 3D	4494	1.0

### 6.2.2 Rigidité des ressorts transversaux – Approche analytique

Pour les treillis avec des membrures verticales, le terme associé à la flexibilité de la corde inférieure amène une faible contribution dans le calcul de la rigidité des cadres en transversaux. Par contre, dans le cas des treillis Warren, cette contribution n'est pas négligeable et l'omettre tend à surestimer la rigidité des cadres. Malgré que l'origine de ce terme est inconnue, il devrait être conservé pour les treillis Warren uniquement.

La répartition de la rigidité de l'entretoise entre la rigidité des membrures attachées à un même nœud de la corde inférieure contribue de manière importante au calcul de la flexibilité et doit être considéré dans la norme CSA-S6. De plus, l'utilisation de cette méthode est applicable pour les ouvrages en acier et en aluminium.

### 6.2.3 Rigidité des ressorts – Approche numérique

Considérant que les treillis ont des dispositions des membrures qui varient des configurations classiques des treillis, il est recommandé de faire les analyses à partir d'un modèle 3D pour lequel il n'y a pas de corde supérieure. La condition de chargement devrait être celle où des charges latérales sont appliquées simultanément à tous les nœuds sur les deux cordes supérieures, vers l'intérieur.

### 6.2.4 Rigidité des ressorts rotationnels à la connexion entretoise/membrures du treillis

Les valeurs proposées au chapitre 4 sont recommandées, soit :

$$k_j = k_0 E \text{ (N-mm/rad)} \quad (6.4)$$

avec

- $k_0$  = 100 000 pour toutes les connexions partielles;
- = 100 000 pour toutes les connexions complètes avec  $I_2 < 4 I_1$ ;
- = 250 000 pour toutes les connexions complètes rivetées ou boulonnées avec  $I_2 \geq 4 I_1$ ;
- = 500 000 pour toutes les connexions soudées complètes avec  $I_2 \geq 4 I_1$ .

Ces relations sont applicables pour les ouvrages en acier ou en aluminium.

### 6.3 Recommandations pour les analyses raffinées

Les méthodes raffinées doivent demeurer simples. Comme pour toutes les analyses, il est fortement recommandé de vérifier les modèles. Le calcul des réactions d'appui et la détermination des modes et périodes de vibrations sont des vérifications simples. L'utilisation de cas de chargement simples pour la vérification des modèles est fortement recommandée.

Les recommandations suivantes sont faites pour l'élaboration des modèles.

- L'utilisation d'éléments poutres est tout à fait appropriée.
- Il n'est pas recommandé d'utiliser des extensions rigides comme le permettent certains logiciels.

Les recommandations suivantes sont faites pour la détermination de la charge de flambement élastique.

- D'abord déterminer la charge de flambement élastique avec une méthode simplifiée.
- Calculer la charge de flambement élastique avec le modèle 3D : appliquer le poids propre au niveau du treillis et des entretoises (pour le platelage), appliquer des charges concentrées au centre de chacune des entretoises et déterminer la charge de flambement élastique.

Réaliser une analyse incrémentale non linéaire géométrique en appliquant des charges déstabilisatrices correspondant à 0.5% de la force de compression sur la corde supérieure. Une analyse avec des charges déstabilisatrices proportionnelles à la force appliquée sur le treillis illustrée sur la figure 2.5c est recommandée.

## 7 SOMMAIRE, CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

### 7.1 Sommaire

L'objectif général du projet consistait à établir les méthodes d'analyse simplifiées et raffinées des ponts à treillis pony en aluminium qui prennent en considération de façon plus réaliste la rigidité des membrures et le mode de fabrication des assemblages entre les pièces. Les méthodes développées devaient considérer les modes de défaillance envisageables pour ce type de construction. Les ouvrages visés sont les ponts routiers à une voie, les passerelles pour véhicules récréatifs et les passerelles piétonnières.

Les objectifs spécifiques du projet de recherche visaient à :

- développer une méthode simplifiée pour l'analyse des ponts à treillis pony en aluminium qui sera proposée pour être incluse dans la prochaine édition de la CSA S6:25;
- développer une méthodologie pour l'analyse raffinée des ponts à treillis pony en aluminium en tenant compte de la rigidité de tous les éléments et de la flexibilité des connexions entre ces éléments.

Les activités suivantes ont été réalisées afin d'atteindre ces objectifs.

- Une revue détaillée de la littérature portant sur l'analyse simplifiée des ponts à treillis pony en acier et en aluminium a été réalisée. Parmi ces méthodes, celles de Timochenko et du code CSA S6:19 ont été retenues.
- Les caractéristiques géométriques de ponts existants en aluminium ont été identifiées, en particulier sur le type de profilés utilisés et les types d'assemblages adoptés pour des ouvrages récemment construits dans la région de Montréal.
- Trois ponts existants ont été choisis et analysés pour bien comprendre leur comportement et évaluer la pertinence des méthodes simplifiées et baliser l'utilisation des méthodes raffinées.
- Les assemblages entretoises – membrures verticales des treillis ont été analysés avec des modèles d'éléments finis très raffinés.
- Une méthode simplifiée améliorée, bien adaptée aux caractéristiques géométriques propres aux ponts à treillis pony en aluminium, a été développée et validée. Cette méthode s'est avérée plus appropriée que la méthode qui a été introduite dans le code CSA-S6:19.

## 7.2 Conclusions

Les conclusions suivantes ont été obtenues :

- La méthode d'analyse simplifiée introduite dans le code CSA-S6:19 est apparue comme inappropriée. Il a été conclu que la méthode retenue s'appliquait à des treillis de type Pratt (figure 1.7) et non aux autres types de treillis.
- L'approche de Timoshenko, élaborée à partir d'une approche analytique rigoureuse, permet d'introduire des améliorations à la méthode simplifiée. Il s'agit d'un développement original issu de ce projet de recherche. Le calcul des rigidités des ressorts, comme recommandé dans la méthode simplifiée du code S6:19, demeure toutefois adéquat, avec certaines simplifications.
- L'utilisation des méthodes raffinées est souhaitable pour ce genre d'ouvrage vu l'accès aux outils de calculs avancés. Néanmoins, l'utilisation de ces méthodes doit être bien balisée et la comparaison des résultats obtenus des analyses raffinées avec une méthode simplifiée est nécessaire. Deux types d'analyses raffinées 3D existent : de stabilité et non linéaire géométrique. Minimale l'analyse de stabilité doit être faite. Elle s'avère légèrement non sécuritaire. Une valeur réduite de la charge de flambement élastique sera proposée pour la norme S6 lorsque seuls les résultats de cette méthode seront utilisés.
- La conception de ponts routiers à treillis pony en aluminium amène des défis importants. Les concepts élaborés pour les passerelles piétonnières ne sont fort probablement pas entièrement transposables aux ponts routiers, notamment pour les assemblages aux nœuds de la corde inférieure. Les considérations de fatigue et l'utilisation de membrures tubulaires, en particulier pour les entretoises, méritent une attention particulière. Plusieurs options sont envisageables pour accroître la performance de ce type d'ouvrage et favoriser l'utilisation de l'aluminium.

## 7.3 Recommandations

Pour les ponts routiers, il est recommandé de faire l'étude détaillée des joints entretoise-treillis. Les exemples de configurations de joints présentés dans ce rapport montrent des détails simples de réalisation, mais complexes pour la détermination des contraintes locales. Plusieurs éléments subissent des variations d'efforts importants. Le choix de détails plus favorables pour leur performance en fatigue est grandement recommandé (voir figure 7.1).



---

**Figure 7.1**      **Utilisation de la soudure pour les assemblages d'éléments secondaires**

L'étude détaillée des assemblages entretoise-treillis devient une nécessité pour les développements futurs des ponts à treillis pony en aluminium vu l'utilisation d'assemblages rigides soudés. La résistance des zones affectées thermiquement soumises à des efforts de fatigue est probablement la principale préoccupation pour le déploiement de ce type d'ouvrages pour les ponts routiers.

## 8 RÉFÉRENCES

- BSI 2000. BS 5400: Part 3:2000, Steel, concrete and composite bridges – Part 3: Code of practice for the design of steel bridges. London, British Standard Institution
- CALTRANS 2019. California amendments to the AASTHO LRFD Bridge Design Specifications 8<sup>th</sup> Edition. State of California Department of Transportation.
- CEN 2006. EN 1993-2:2006 – Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 2: Steel bridges. European Committee for Standardization, Brussels.
- CSA 2019a. Code canadien sur le calcul des ponts routiers – CSA S6:19. Canadian Standard Association, Toronto.
- CSA 2019b. Design of steel structures – CSA S16:19. Canadian Standard Association, Toronto.
- CSI, 2020 à 2022. SAP 2000. Computers and Structures Inc., Berkeley, USA.
- Engesser 1885. *Die Sicherung offener Brücken gegen Ausknicken*. C. Bauverwaltung: 1884, p.1415; 1885 p.1893.
- Hatch 2018. Évaluation structurale du pont ferroviaire situé sur le sous-croisement à Falls Brook (NF) à la mile 190 depuis Moncton. Projet de Hatch.
- Hibbitt, H.D., Karlson, B.I., Sorensen, E.P. 2014. ABAQUS version 6.14, finite element program. Providence, RI.
- Holt, E. C. 1951. Buckling of a continuous beam-column on elastic supports. Stability of Bridge Chords without lateral Bracing, Column Res. Coin. Rep. No.1 to 4.
- Massicotte, B., Ranjan, R., Paez, J. 2021. Développement de méthodes d'analyse pour le code S6 pour la conception de treillis de type pony en aluminium – Rapport d'étape 1 : revue bibliographique, sélection des ouvrages et de l'approche méthodologique. Rapport SR20-05, Groupe de recherche en génie des structures, Polytechnique Montréal.
- Paez, J. 2020. Analyse du flambement latéral de la corde supérieure d'un pont à treillis pony. Rapport de maîtrise en ingénierie, Département des génies civil, géologique et des mines, Polytechnique Montréal.
- CSI 2020. SAP2000.
- Timoshenko, S. and Gere, J. 1963. Theory of Elastic Stability. McGraw-Hill, New York.
- Wallish, C. 2010. A study of top chord buckling in pony truss bridges. M.Eng. project, University of Alberta.