

ÉVALUATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES CONNEXIONS A TOURILLONS DANS LES PONTS D'ACIER EN TREILLIS

Armin Sadeghian, Ph.D. (Cima+), Chabi Belgacem, ing.(Exp.) et Munzer Hassan, ing. Ph.D. (Cima+)

RESUMÉ

Les connexions à tourillons sont retrouvées dans la plupart des anciens ponts d'acier à treillis comme connecteurs d'éléments structuraux. Comme beaucoup de ponts majeurs utilisant ces connecteurs sont encore en service, il s'avère nécessaire d'évaluer la capacité portante de ce type de connexions. Vu l'approche utilisée pour leur conception, l'impact de la corrosion dans les sections transversales en acier est crucial et une estimation réaliste de leur capacité est primordiale. Néanmoins, bien qu'il y ait eu des rapports d'études sur ces types de connexions dans la littérature au cours des 75 dernières années, le nombre d'études modernes sur ces connexions est limité. De plus, les exigences nécessaires pour estimer leur capacité changent d'un code à l'autre, allant parfois jusqu'à conduire à des niveaux de performance très différents.

Tout au long de cet article, une étude de cas de l'évaluation de la capacité portante des connexions à tourillons dans un pont d'acier en treillis existant est discutée. La structure a été conçue et construite suivant des pratiques vieilles de plus de 90 ans et les connexions sont actuellement soumises à une perte de section limitée due à la corrosion. La capacité des connexions est évaluée selon les exigences du Code canadien de conception des ponts routiers (CSA S6-14) et comparée aux résultats obtenus selon d'autres normes internationales reconnues tels que la norme britannique (BS 5400-3: 2000) et la norme américaine (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2017). De plus, afin de mieux comprendre le comportement de la connexion et son mode de rupture, des modèles d'éléments finis 3D sont développés à l'aide du logiciel ABAQUS pour analyser la capacité ultime inélastique des connexions. Les résultats de l'analyse font l'objet d'une étude critique et sont comparés à l'estimation de différents codes de conception.

1 Introduction

Les connexions à tourillons sont utilisées couramment dans les anciennes structures en treillis d'acier. Ces connexions ont été largement utilisées pour transférer des forces axiales relativement importantes tout en permettant des rotations dans les éléments de liaison. Aujourd'hui, au vu de la diminution de l'utilisation des fermes pour la construction de nouveaux ponts, ces connexions ne sont plus aussi courantes qu'auparavant et certains codes de conception modernes comme l'AASHTO LRFD (2017) ne recommandent plus leur utilisation. Cependant, de nombreuses structures de ponts avec de telles connexions sont toujours en service, et leur évaluation est critique dans le processus d'évaluation de la capacité portante de ces ponts.

La répartition des contraintes dans les plaques de connexion à tourillons est très complexe; elle dépend de différents paramètres tels que le diamètre du trou du tourillon, l'écart entre le tourillon et le trou et la largeur et l'épaisseur de la plaque autour du trou. Normalement, les ruptures critiques se produisent dans la plaque de connexion plutôt que dans les tourillons. Dans cet article, l'accent est mis uniquement sur la résistance des plaques de connexion et ne pas sur la résistance des tourillons. Bien qu'il y ait eu des rapports d'études sur ces types de connexions dans la littérature au cours des 75 dernières années, le nombre d'études modernes sur ces connexions est très limité. Duerr (2006) et Harms (2015) ont passé en revue des recherches importantes concernant la résistance et le comportement des connexions à tourillons. Selon Duerr, la plupart des études précédentes effectuées sur ce type de connexions ne se référaient pas les unes aux autres et leurs résultats n'étaient pas rapportés dans un

format cohérent. Cette situation est également notée pour les codes de conception modernes car ils ont des approches conceptuellement différentes dans le calcul de la capacité de ces connexions. Harms (2015) a réalisé une étude d'une plaque de connexion à tourillons en effectuant de nombreuses analyses EF pour différentes configurations de connexion. Les résultats ont été utilisés pour proposer un ensemble d'équations pour estimer la capacité des connexions à tourillons pour la conception de nouvelles structures. Hormes a également comparé les résultats de l'analyse EF avec les prédictions de conception de certains codes modernes, en particulier les codes de conception pour l'ingénierie mécanique. Les codes de conception modernes tels que le code canadien de conception des bâtiments en acier (CSA S16, 2014), le code américain AASHTO LRFD (2017) et le code de conception britannique des ponts (BS 5400-3, 2000) ont des exigences différentes ; la norme CSA S6-14 ne fait pas exception et donne ses propres critères. Cette disparité montre l'importance de faire une étude comparative des résultats obtenus en utilisant les différents codes cités plus haut, qui permettra par la suite de déterminer s'ils sont capables de prédire adéquatement la capacité de ses connexions.

Il existe quatre modes de rupture différents pour les plaques de connexion, comme illustré à la figure 1. Le premier mode de rupture (figure 1-a) est la rupture de tension nette. La distribution de la contrainte de tension à la zone adjacente au tourillon suit une courbe non linéaire. Lorsque la largeur de la plaque de chaque côté du trou (b_e) est significativement plus grande que le diamètre du trou (D_h), la contrainte atteint la valeur maximale seulement à la partie adjacente au tourillon, et diminue dans les autres régions éloignées. Ainsi, une largeur effective (b_{eff}) est proposée pour calculer la limite maximale de contrainte de traction à la partie adjacente au trou du tourillon. La largeur effective est fonction de la ductilité du matériau de la plaque et de la répartition des contraintes qui est elle-même fonction du rapport D_h / b_e . Le rapport du diamètre du tourillon (D_p) sur le diamètre du trou (D_h) influence aussi la distribution des contraintes de tension dans la plaque de connexion. Plus le rapport D_p / D_h est petit, plus la contrainte de tension maximale augmente et la résistance de la connexion diminue. Les paramètres déterminants pour la rupture par fendage de la partie de la plaque se trouvant devant le tourillon (figure 1-b) sont la distance au-delà du trou (a) et la largeur latérale de la plaque de chaque côté du trou (b_e). Le paramètre influant sur le troisième mode de rupture (figure 1-c) est le rapport du diamètre du tourillon sur la distance au-delà du trou D_p / a . Le quatrième mode de rupture, plus probable dans les plaques minces et communément appelé le bombage, est le flambement hors-plan de la plaque connectée (figure 1-d). La capacité portante pour ce mode de rupture est généralement dérivée des équations empiriques utilisant une largeur de flambement efficace et dépend de l'épaisseur de la plaque connectée (t), du diamètre du trou (D_h), du diamètre du tourillon (D_p) et de la largeur (b_e)

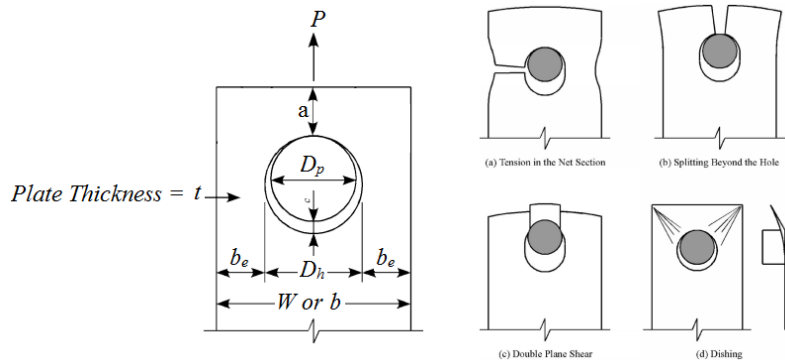


Figure 1: Modes de rupture dans une plaque de connexion à tourillons

Le code canadien de conception des ponts CSA S6-14 comporte des exigences particulières pour la conception des éléments connectés par tourillons. En plus des critères de conception basée sur la force appliquée à la connexion, une conception basée sur la capacité des éléments connectés est demandée. Ces exigences imposent le mode de rupture dans les éléments de connexion plutôt que la connexion à tourillons et régissent habituellement la conception.

Aux fins de l'évaluation des anciens ponts en treillis, il pourrait être difficile de satisfaire aux exigences géométriques et d'assurer une résistance des éléments connectés suffisante. De plus, la perte de section due à la corrosion a un impact critique sur la résistance de la connexion épinglée. Enfin, la différence significative entre les différentes exigences du code de conception met l'ingénieur dans une situation où la capacité de la section est suffisante selon un code et insuffisante selon d'autres.

Dans cet article, une étude de cas de l'évaluation de la capacité des connexions à tourillons dans un pont en treillis en acier existant est représentée. La structure a été conçue et construite sur la base de la pratique de conception dans les années 1930 et les connexions sont actuellement soumises à une perte de section limitée due à la corrosion. La capacité des connexions par tourillons est évaluée en fonction des exigences des normes CSA S6-14, AASHTO LRFD (2017) et BS5400-3 (2000). Pour étudier plus en détail la capacité de la connexion, des modèles d'éléments finis non linéaires sont développés dans ABAQUS. Différentes conditions concernant l'écart entre le tourillon et le trou, ainsi que le niveau de corrosion sont étudiées. Enfin, les résultats de l'analyse non linéaire sont comparés aux prédictions de chacun des codes de conception.

2 Problématique

Le système connexion étudiée se compose de quatre assemblages de plaques et de cornières encastrés, chaque deux ensembles se raccordant par une connexion à tourillons. Chaque ensemble de plaques est constitué de cinq plaques fixées ensemble à l'aide de rivets. La configuration de l'ensemble du système est représentée sur la figure 2. Sur les cinq plaques, trois sont continuées jusqu'au bas de la partie encastrée (les deux d'extrémité et celle du milieu), alors que les deux restantes ne le sont pas.

Les inspections périodiques ont montré différents niveaux de corrosion dans les plaques extérieures. Le niveau de corrosion le plus défavorable pour ces plaques a été

signalé comme une perte de section maximale uniforme de 3 mm au niveau de la section transversale du trou de tourillon.

Selon les dessins originaux de la structure existante et en référence aux paramètres introduits sur la figure 1, les valeurs à utiliser sont les suivantes : $b_e = 470\text{mm}$ ($18\text{ }^{\circ}\frac{1}{2}$), $D_p = D_h = 280\text{mm}$ ($5\text{ }^{\circ}\frac{1}{2}$) et $a = 356\text{mm}$. L'épaisseur de chaque plaque fixée est de 7/16 pouce.

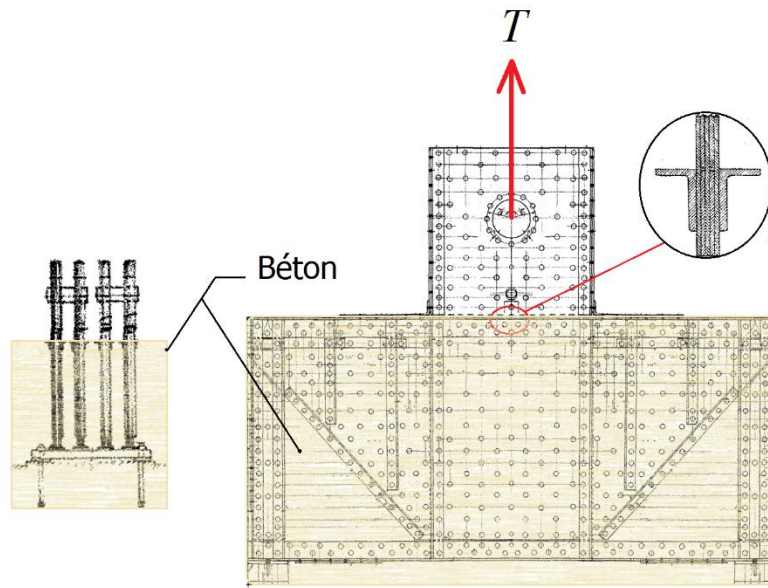


Figure 2: Assemblage de la connexion à tourillon

3 Détermination de la capacité portante de la connexion

3.1 Exigences de conception selon différents codes de conception

3.1.1 Code canadien des ponts (CSA S6-14):

Selon la norme CSA S6-14, la largeur effective pour le calcul de la section nette de la plaque doit être inférieure à quatre fois l'épaisseur de ladite plaque à la section transversale perpendiculaire à l'axe du tirant. De plus, l'aire nette de la zone au-delà du trou de toute section de chaque côté de l'axe, mesurée à un angle de 45 degrés ou moins par rapport à l'axe de l'élément, ne doit pas être inférieure à 0.9 la surface transversale du tirant.

D'autre part, le code exige que l'aire transversale nette au trou soit supérieure de 33% à la section de l'élément du tirant. Aux fins de l'évaluation, en limitant la largeur effective à quatre fois l'épaisseur de la plaque, il y a une forte probabilité que la condition d'une surface supplémentaire de 33% ne puisse être respectée à la section transversale du trou du tourillon. La pratique visant à réduire l'aire transversale et, par conséquent, la capacité en tension du tirant d'ancrage pour satisfaire à ce critère réduirait considérablement la capacité de l'ensemble d'ancrage. Comparée aux résultats obtenus avec l'analyse EF (vu plus tard) et aux hypothèses des autres codes étudiés, on se rend compte que cette capacité réduite est beaucoup plus petite, et que ce critère est très strict à des fins d'évaluation.

3.1.2 Code américain des ponts AASHTO LRFD 2017 et manuel d'évaluation des ponts de l'AASHTO

Selon l'AASHTO-LRFD, l'épaisseur de la plaque au niveau du trou du tourillon doit être supérieure à un huitième de la distance nette entre le trou et le bord de la plaque. En outre, l'aire nette de la section de la plaque doit être 40% plus grande que l'aire nette de l'élément principal du tirant. Le manuel d'évaluation des ponts de l'AASHTO dit que si l'aire nette au niveau du tourillon ne respecte pas cette condition, l'aire nette de l'élément principal doit être réduite proportionnellement pour calculer la capacité de l'assemblage.

Toujours selon l'AASHTO, l'aire nette de la section au-delà du trou et parallèle à l'élément principal ne doit pas être inférieure à l'aire nette de l'élément principal. Il convient de noter que l'AASHTO-LRFD exige, en plus des conditions citées plus haut des limites de dimensions spécifiques pour les membrures connectées par tourillons pour de nouvelles conceptions. Pour l'évaluation, cependant, ces limites de dimensions ne sont pas mentionnées.

3.1.3 Code britannique pour la conception des ponts en acier, BS5400 partie 3:

Le code britannique (BS5400-3) exige que la largeur effective pour le calcul de la capacité en tension de la plaque de tourillon soit inférieure à 16 fois l'épaisseur de la plaque de tourillon. Cependant, le BS5400-3 ne nécessite pas l'amplification de l'aire nette au niveau du trou par rapport à l'aire transversale de l'élément principal.

3.2 Comparaison des capacités obtenues pour chaque code

La comparaison de la capacité de la plaque d'ancrage et du tirant d'ancrage est présentée au tableau 1. Selon la norme canadienne CSA S6-14, une rupture en tension à l'aire nette (mode «a» de la figure 1) est le mode de défaillance critique et la capacité de la plaque de connexion est de 15838 kN. Par contre, selon l'AASHTO LRFD, la capacité de la plaque de fixation (26557 kN) ne gouverne pas la conception et la capacité de l'ensemble de l'ancrage est régie par le tirant d'ancrage lui-même, qui est égale à 15745 kN. De même, selon BS 5400-3, la capacité de la plaque de raccordement (18653 kN) ne gouverne pas et la capacité du tirant d'ancrage (13066 kN) gouverne. Les forces de tension dans l'ancrage sont de 9630 kN en service (SLS) et de 13240 kN en état limite ultime (ULS). Ainsi, selon tous les codes de conception, la capacité prédite de l'ensemble d'ancrage existant en raison de la perte de section par corrosion est suffisante pour supporter les charges appliquées. Cependant, comme le montre le tableau 1, les rapports entre la demande et la capacité selon les codes de conception étudiés sont significativement différents.

Tableau (1) résumé des résultats de comparaison

	CSA S6-14		AASHTO LRFD		BS 5400-3	
Éléments	Résistance adaptée(kN)	Sollicitations*	Résistance adaptée(kN)	Sollicitations*	Résistance adaptée(kN)	Sollicitations*
Plaques	15838	79%	26557	48%	18653	67%
La largeur effective considérée dans le calcul de la résistance de la plaque	La largeur effective = 4t		La largeur effective = 8.33t		La largeur effective = 8t	

Tirant	15902	79%	15745	80%	13066	96%
---------------	--------------	------------	--------------	------------	--------------	------------

**Pour une comparaison complète, la pondération des charges doit être considérée. L'objectif de ce tableau est de comparer les éléments déterminant la résistance de la connexion.*

4 Analyse non linéaire de la plaque de connexion épinglée dans ABAQUS

4.1 Description du modèle

La divergence des prédictions de la capacité selon les différents codes considérés a poussé à effectuer une analyse plus précise pour estimer la capacité du système de connexion à tourillons. A cet effet, un modèle EF 3D non linéaire a été développé sur ABAQUS. En raison du grand nombre de rivets de fixation, on a supposé que le flux de cisaillement pouvait être entièrement transféré entre les cinq plaques fixées qui, par conséquent, agissaient comme une plaque épaisse sous contraintes axiales. Les cinq plaques rivetées sont donc modélisées comme une plaque d'épaisseur égale à l'épaisseur totale des plaques moins l'épaisseur corrodée. Le contact entre les rivets et les plaques a été ignoré dans cette analyse. L'étude a été réalisée en supposant une corrosion de 3 mm sur les plaques externes. L'interaction entre le tourillon et la plaque de tourillon est modélisée en utilisant une surface de contact par friction. Bien que, sur les dessins disponibles, l'espace entre le tourillon et la plaque est indiqué comme égal à 0, des écarts de 1 mm et 2 mm ont également été étudiés pour déterminer son impact sur la capacité de la connexion. Pour l'estimation finale de la capacité, un écart de 1 mm a été pris en compte. Compte tenu du fait qu'aucun palier lisse n'est prévu entre le tourillon et les plaques et à cause de l'impact de l'âge des éléments, le coefficient de frottement est supposé égal à 0,4. De plus, deux autres coefficients de frottement égaux à 0.2 et 0.55 ont été considérés pour étudier l'impact du frottement sur le niveau des contraintes. La non-linéarité matérielle et la non-linéarité géométrique ont été prises en compte dans l'analyse. Les critères de Von Mises ont été appliqués pour modéliser la loi de plasticité de l'acier.

Selon les informations existantes, on considère pour les plaques d'acier $F_y = 210$ MPa et pour le tourillon $F_y = 310$ MPa. Le matériau est considéré comme parfaitement élasto-plastique, tout en négligeant l'écrouissage. Selon la configuration de l'assemblage des tourillons, (illustré sur la figure 3), les charges ont été appliquées sur un seul des côtés du tourillon. Les conditions limites appropriées ont été appliquées à la section du tourillon pour permettre la déformation verticale et limiter la déformation horizontale du tourillon. La plaque est modélisée jusqu'à la frontière avec le béton, comme présenté à la figure 4. La plaque est donc supposée encastrée au niveau de cette frontière.

Les modèles ont été analysés pour les états limites ultimes et de service. De plus, une analyse à déformations imposées incrémentales a été effectuée pour étudier le mode de rupture et la capacité ultime de la plaque de connexion. Les charges sont dérivées de l'analyse de la structure globale. Les charges appliquées comprennent les charges mortes, vives et les charges de construction futures aux états limites ultimes et en service.

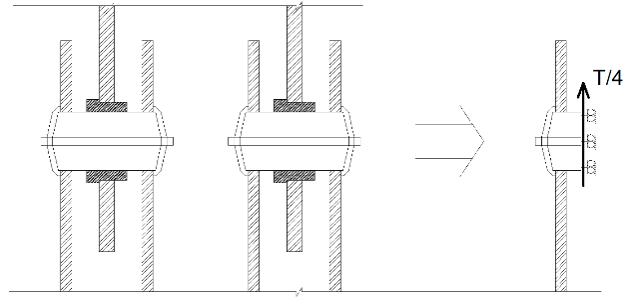


Figure 3: Schéma du modèle sur ABAQUS (à droite)

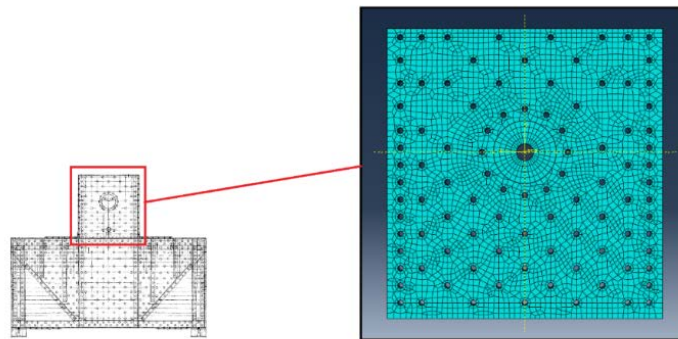
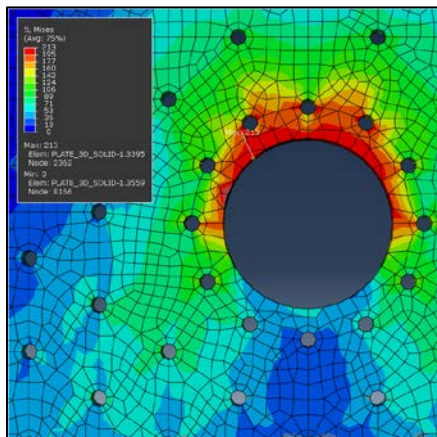


Figure 5: modèle du tourbillon et de la plaque sur ABAQUS

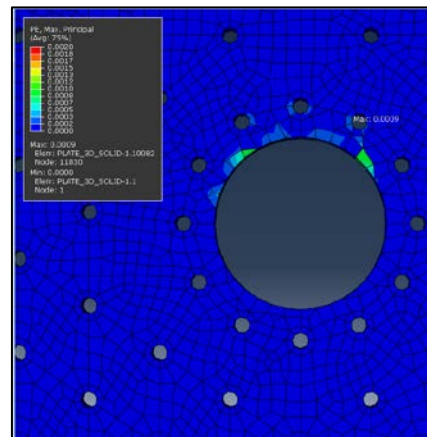
4.2 Résultats des analyses

Dans les figures 5 et 6, les diagrammes de contrainte et de déformation plastique de Von Mises sont représentés pour les modèles avec une corrosion de 3 mm pour les états limites en service et ultimes respectivement.

Sur la figure 5-b, il est noté qu'aux états limites de service, une plasticité mineure apparaît à la surface de contact entre le tourillon et la plaque, due aux contraintes d'appui. La distribution des contraintes (Figure 5-a) montre que les contraintes de Von Mises sur les côtés du trou du tourillon sont significatives, mais inférieures à la limite élastique.



(a): contraintes de Von Mises (Mpa)

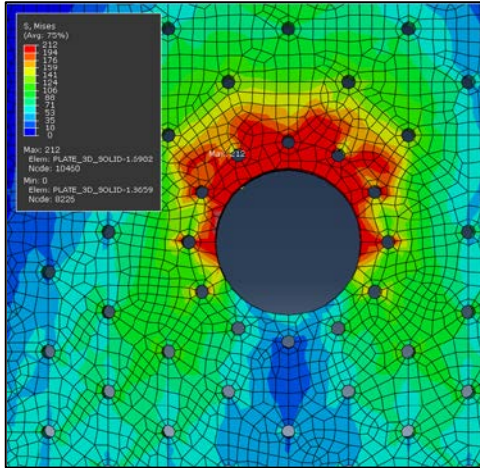


(b): déformation plastique (Déformation totale)

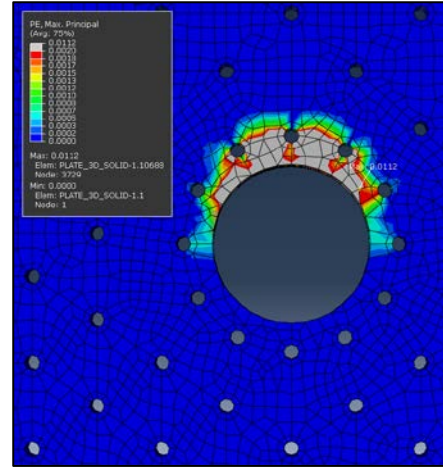
moins déformation élastique)

Figure 5 : contraintes et déformations aux états limites d'utilisation

Sous les charges ultimes, cependant, il est noté que la plastification due à l'écrasement augmente de manière significative jusqu'à six fois la déformation élastique dans la plaque. De plus, la concentration de contrainte de tension sur les côtés du trou du tourillon plastifie l'acier et la déformation dépasse la limite d'élasticité de presque 50%. Malgré cette plastification importante, on remarque que les contraintes dans les régions éloignées du trou sont relativement faibles et que la déformation de la plaque au niveau du trou est seulement d'environ 1 mm.



(a): contraintes de Von Mises (Mpa)



(b): déformation plastique (déformation totale moins déformation élastique)

Figure 6 : contraintes et déformations aux états limites ultimes

Pour étudier le mode de rupture et la capacité ultime de la plaque de connexion à tourillons, une analyse à déplacement contrôlé a été effectuée. Le diagramme force-déplacement de cette analyse est illustré à la figure 7. Le déplacement dans ce graphique est enregistré au sommet du trou. Bien que certaines plastifications locales aient été observées au niveau de service inférieur à 10000 kN, il est noté que jusqu'à environ 12000 kN, la réponse globale de la connexion est principalement linéaire avec une déformation très limitée (0,9 mm). De 12000 kN à 14000 kN, une dégradation de la rigidité globale se produit dans la plaque de connexion. Au-dessus de 14000 kN (environ 1,5 mm de déformation), le niveau de rigidité diminue considérablement et un ramollissement important se produit.

Les résultats de l'analyse à la rupture ultime montrent que la plaque de connexion à tourillons suit le mode de défaillance « b » de la figure 1.

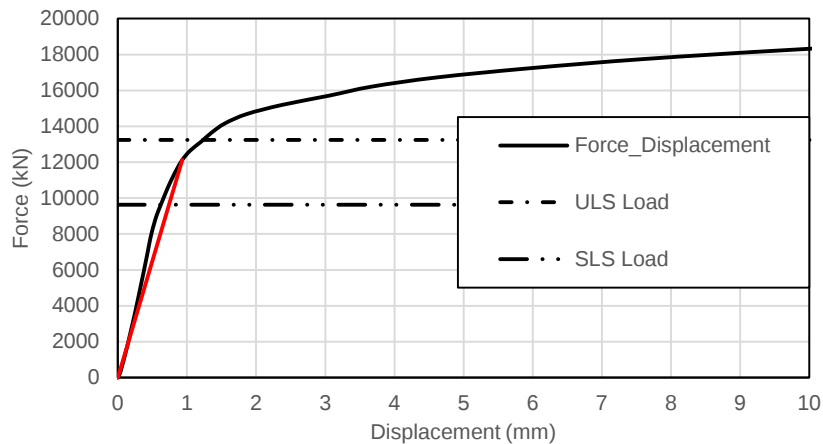
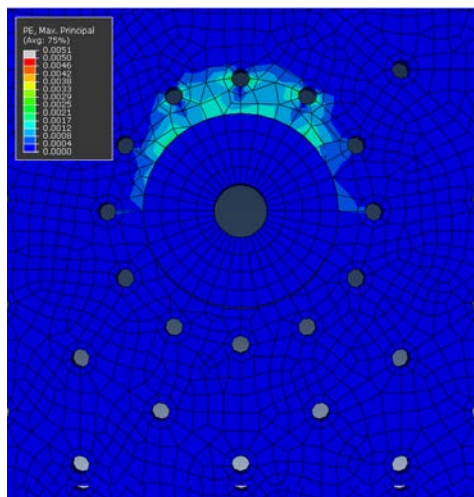
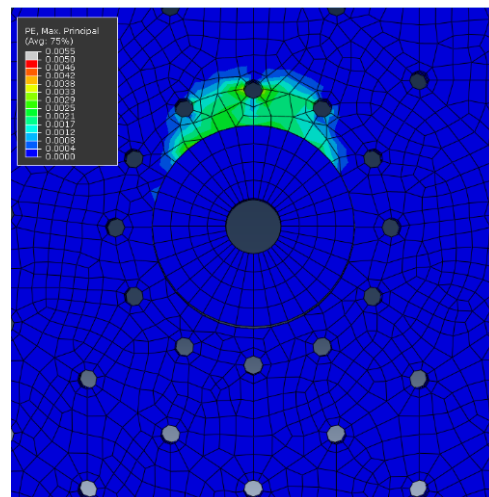


Figure 7: Diagramme force-déplacement de l'assemblage

L'effet de l'écart entre le tourillon et le trou sur la répartition des contraintes dans la plaque sous les charges ultimes est illustré à la figure 8. Le plus grand écart (2 mm) entraîne une plus grande concentration de contraintes vers le centre de la surface de contact du tourillon et de la plaque. La déformation plastique maximale du modèle à écart de 2 mm est environ deux fois supérieure à celle du modèle à écart de 1 mm. Cependant, cet écart n'a pas d'effet significatif sur la contrainte de tension sur les côtés de la zone adjacente au trou. En fait, le modèle à plus petit écart montre des signes de plastification dans les zones adjacentes au trou tandis que le modèle à écart de 2 mm n'en montre aucun.



(Déformation plastique, écart de 1mm)



(Déformation plastique, écart de 2mm)

Figure 8: Effet de l'écart sur la distribution de la contrainte sur la plaque de connexion

4.3 Discussion des résultats

Les résultats de l'analyse EF montrent qu'à l'état limite de service, la réponse de l'ensemble de l'ancrage reste principalement dans le domaine élastique et que le diagramme force-déplacement suit un modèle linéaire. A l'état limite ultime (force de tension de 13360 kN), les

contraintes d'appui augmentent significativement et provoquent une certaine plastification locale dans la zone au-dessus du trou du tourillon. Cependant, la courbe globale force-déplacement de la plaque de connexion montre que la force élastique maximale globale de la plaque de connexion est d'environ 14000 kN et que le déplacement élastique correspondant est d'environ 1,2 mm.

D'après la figure 7, on remarque que dès que la force appliquée dépasse la valeur de 14 000 kN, la rigidité de la plaque de connexion diminue rapidement et la déformation augmente drastiquement. Par conséquent, il est raisonnable de conclure que la capacité ultime de la plaque de connexion à tourillons, selon le modèle EF dans ABAQUS, est d'environ 14000 kN. Il est à noter que, bien que la capacité de la plaque de connexion à tourillons soit supérieure aux forces appliquées à l'état limite ultime, dépendamment des résultats présentés précédemment, tous les codes de conception surestiment la capacité de ce type de plaque. Ceci est plus marquant pour les codes américain et britannique avec respectivement une surestimation de 89% et 33%. Le code canadien surestime la capacité de la plaque d'environ 13%. Enfin, bien que selon les codes de conception étudiés, le mode de rupture critique est la rupture en tension à l'aire nette (mode "a" dans la figure 1), le mode de défaillance de l'analyse EF suit le fendage dans la plaque au-delà du trou (mode « b » sur la figure 1).

5 Conclusion

Cet article représente une étude détaillée sur la détermination de la capacité portante d'une connexion à tourillons. En raison de la légère perte de section locale due à la corrosion, la capacité de la plaque de connexion s'est avérée l'élément le plus faible de la connexion. En plus du code canadien de conception des ponts (CSA S6-14), d'autres codes de conception ont été utilisés pour calculer la capacité portante de l'ensemble de la connexion. De grandes divergences entre les prédictions de différents codes étudiés ont été notées. Pour évaluer la capacité de la plaque, des modèles EF ont été développés sur ABAQUS et les résultats ont été comparés avec les prédictions de différents codes de conception. Les résultats de cette étude de cas ont montré que les codes de conception modernes n'ont pas d'exigences cohérentes pour la conception et l'évaluation de la capacité des éléments connectés par tourillons et peuvent conduire à des estimations de capacité très différentes. De plus, les modes de rupture prévus par les codes ne correspondent pas aux résultats de l'analyse EF. Finalement, l'étude nous a permis de bien estimer la capacité portante de la connexion et nous assurer que la capacité de l'élément est suffisante pour supporter les charges appliquées sans aucun renforcement.

6 Références

Duerr D., Pinned Connection Strength and Behavior (2006), Journal of Structural Engineering, Page 182-194, American Society of Civil Engineers

Harms I., Pinned Connections (2015), Master of Science thesis, Delft University of Technology, Delft, Netherland.

CSA standard CAN/CSA-S6-88, design of highway bridges (2014), Rexdale, Ont., Canadian Standards Association,

AASHTO LRFD bridge design specifications (2017) Washington, D.C: American Association of State Highway and Transportation Officials.

Steel, concrete and composite bridges. Code of practice for design of steel bridges (2000), British Standards Institution.

7 Remerciements

Les auteurs remercient la Société des Ponts Jacques-Cartier Champlain pour leur donner l'opportunité de faire cette étude et pour leur support soutenu.