

# Résistance au déversement des poutres métalliques de pont

THÈSE N° 6348 (2014)

PRÉSENTÉE LE 26 SEPTEMBRE 2014

À LA FACULTÉ DE L'ENVIRONNEMENT NATUREL, ARCHITECTURAL ET CONSTRUIT  
LABORATOIRE DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE  
PROGRAMME DOCTORAL EN GÉNIE CIVIL ET ENVIRONNEMENT

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES

PAR

Raphaël THIÉBAUD

acceptée sur proposition du jury:

Prof. A. J. Wüest, président du jury  
Prof. J.-P. Lebet, directeur de thèse  
Dr L. Davaine, rapporteuse  
Dr M. Knobloch, rapporteur  
Prof. A. Reis, rapporteur



ÉCOLE POLYTECHNIQUE  
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

Suisse  
2014



# Résumé

Les ponts métalliques et mixtes acier-béton constitués de poutres à âme pleine représentent un système porteur économique et largement utilisé pour les petites et moyennes portées. Deux poutres à âme pleine parallèles connectées par des entretoises définissent un pont bipoutre. Celui-ci transmet les charges du tablier aux appuis principalement par flexion et cisaillement des poutres en I. A ces deux modes de résistance s'associent deux modes d'instabilité : le déversement et le voilement. L'expérience du dimensionnement des ponts poutres montre que le déversement est le critère déterminant pour la semelle supérieure de la poutre en I à mi-travée au stade de montage et pour la semelle inférieure près des appuis en phase de service ou de montage par lancement.

En pratique, la vérification du déversement s'effectue sur la base des courbes de réduction (ou courbes de déversement) qui diminuent la résistance d'une poutre en fonction de sa sensibilité au déversement ; ainsi plus la poutre est sensible au déversement et plus la réduction est grande. La comparaison de différentes normes de construction montre que les courbes de déversement valables pour les poutres métalliques de ponts présentent des différences non-négligeables pouvant se chiffrer jusqu'à 30 % de la résistance. L'étude plus détaillée des courbes de déversement révèle une origine semi-empirique qui se base, pour la partie empirique, sur des essais et des simulations numériques de poutres de bâtiments en I principalement. Ces constatations motivent le but de cette thèse qui veut *proposer une méthode de vérification au déversement adaptée pour les poutres de ponts compte tenu de leurs particularités*. L'atteinte de ce but requiert l'étude des paramètres qui influencent la résistance au déversement d'une poutre métallique de pont à savoir : les contraintes résiduelles, les imperfections géométriques, les entretoises, le chargement et la géométrie des poutres.

Les études expérimentales menées, dans le cadre de ce travail, sur les contraintes résiduelles proposent un nouveau modèle qui tient compte des étapes d'oxycoupage et de soudage des tôles épaisses utilisées pour la fabrication des poutres métalliques de pont. Les mesures expérimentales des imperfections géométriques sur des poutres réelles de pont révèlent l'écart qui existe entre les tolérances de fabrication et les imperfections mesurées. Ces résultats servent d'entrées pour les simulations numériques du déversement selon l'approche poutre et pont. L'approche poutre, qui considère une poutre simplement appuyée avec des appuis à fourche et un chargement de moment constant, révèle que l'influence sur la résistance au déversement peut atteindre 10 % pour les contraintes résiduelles et 12 % pour les imperfections géométriques. L'approche pont, qui considère un pont bipoutre entretoisé avec une charge répartie sur la semelle supérieure, montre que l'influence sur la résistance au déversement peut atteindre 17 % pour l'écartement des entretoises et 27 % pour le type d'entretoises (cadre, treillis, diaphragme).

Sur la base de ces résultats expérimentaux et numériques, une méthode de vérification au déversement est proposée. Celle-ci recommande l'utilisation de la courbe de déversement  $c$  de la SIA263 :2013 ou de la courbe  $c$  de l'Eurocode EN1993-2 :2006.

**Mots-clés :** *pont bipoutre, poutre composée-soudée, déversement, contraintes résiduelles, oxycoupage, soudage, analyse par éléments finis, entretoise, imperfections géométriques, méthode de sectionnement.*

# Zusammenfassung

Stahlbrücken und Stahl-Beton-Verbundbrücken sind wirtschaftlich für kleinere und mittlere Spannweiten. Zwei parallel zusammengesetzter Hauptträger, die mit Querträgern verbunden sind, bilden eine Zweiträgerbrücke. Diese übertragen die Lasten von der Fahrbahnplatte auf die Stützen mittels Biege- und Schubbeanspruchung der I-Träger. Beide Arten der Beanspruchung sind stark mit den folgenden Stabilitätsproblemen verbunden: Kippen und Beulen. Von früheren Bemessungen von Stahlbrücken weiss man, dass in der Bauphase kippen des Oberflansches in Feldmitte massgebend ist, während im Gebrauch oder beim Einschleppen kippen des Unterflansches über den Auflager massgebend ist.

In der Praxis wird der Kippnachweis mittels Biegedrillknicklinie (oder Abminderungskurven) berechnet, welche den Tragwiderstand im Abhängigkeit von der Kippempfindlichkeit reduzieren. Je grösser die Kippempfindlichkeit ist, desto grösser ist die Reduktion des Tragwiderstandes. Der Vergleich zwischen verschiedenen Stahlbaunormen zeigt, dass die für Stahlträger gültigen Kippkurven Unterschiede von bis zu 30 % aufweisen. Bei genauerem Betrachten der Kippkurven wird deutlich, dass ihr ein semi-empirisches Modell zugrunde liegt basierend auf Versuchen und numerischen Simulationen von I-Trägern, welche in Stahlkonstruktionen des Hochbaus eingesetzt werden. Aus dieser Erkenntnis begründet sich das Ziel dieser Arbeit, nämlich: Vorschlagen einer Kippnachweismethode für Stahlbrückenträger unter Einbezug deren Besonderheiten. Dazu werden folgende Parameter untersucht welche den Kippwiderstand beeinflussen: die Eigenspannungen, die geometrischen Imperfektionen, die Querträger, die Art der Belastung sowie die Trägergeometrie.

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen der Eigenspannungen, die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt wurden, ermöglichen ein neues Modell, welches das Brennschneiden und Schweißen von dicken Blechen bei der Herstellung der Stahlbrückenträger berücksichtigt. Messungen von geometrischen Imperfektionen in Stahlbrückenträgern zeigen den Unterschied zwischen geometrischen Fertigungstoleranzen und gemessenen Imperfektionen auf. Diese Ergebnisse werden als Eingangsdaten der numerischen Simulationen der Kippsicherheit für Träger und Brücken benutzt. Die Simulationen eines Trägers als einfach gabelgelagerter Balken zeigt, dass die Eigenspannungen den Kippwiderstand um bis zu 10 % beeinflussen können und die geometrischen Imperfektionen um bis zu 12 %. Die Simulationen der Zweiträgerbrücke mit dem Querträgern unter konstanter Auflast zeigt, dass der Einfluss auf den Kippwiderstand für den Abstand der Querträger bis zu 17 % und für den für den Typ der Querträger (Rahmen, Fachwerk und Querschotte) bis zu 27 % beträgt.

Basierend auf diese experimentelle und numerische Ergebnisse wird eine Methode des Kippnachweises vorgeschlagen. Diese empfiehlt die Anwendung der Kippkurve c der SIA263:2013 oder der Kurve c des Eurocodes EN1993-2:2006.

**Schlüsselwörter :** *Zweiträgerbrücke, Blechträger, Kippen, Eigenspannungen, Brennschneiden, Schweißen, Finite-Element-Analyse, Querträger, geometrische Imperfektionen, Durchtrennungsmethode.*



# Riassunto

I ponti metallici e misti acciaio-calcestruzzo, costituiti da travi ad anima piena, rappresentano un impalcato economico e d'uso comune per le piccole-medie luci. Due travi parallele, ad anima piena, connesse tramite traversi costruiscono un ponte bitrave. Questo trasmette il carico della struttura agli appoggi principalmente per flessione e sforzo di taglio delle trave in doppia T. A questi due modi di resistenza si associano due modi d'instabilità: lo svergolamento e l'imbozzamento. L'esperienza nel dimensionamento dei ponti a trave mostra che lo svergolamento è il criterio decisivo per l'ala superiore della trave in doppia T a metà campata nella situazione di montaggio e per l'ala inferiore vicino agli appoggi in situazione definitiva o al montaggio per lancio.

Nella pratica, la verifica allo svergolamento si effettua sulla base di curve di riduzione (o curve di svergolamento) che diminuiscono la resistenza di una trave in funzione della sua sensibilità allo svergolamento; così più la trave è sensibile allo svergolamento più la riduzione sarà marcata. Il confronto tra le differenti norme di costruzione indica che le curve di svergolamento valide per le travi metalliche dei ponti presentano delle differenze non trascurabili quantificabili fino al 30 % sulla resistenza. Lo studio più approfondito delle curve di svergolamento rivela un'origine semi-empirica che si basa, per la parte empirica, su delle prove e delle simulazioni numeriche di travi a doppia T usate principalmente nell'edilizia. Queste constatazioni confermano lo scopo di questa tesi che vuole *proporre un metodo di verifica allo svergolamento adattato alle travi dei ponti, tenendo conto delle loro caratteristiche*. Il raggiungimento di quest'obiettivo richiede lo studio dei parametri che influenzano la resistenza allo svergolamento di una trave metallica di ponte vale a dire: le tensioni residue, le imperfezioni geometriche, i traversi, il carico e la geometria delle travi.

Gli studi sperimentali condotti, nell'ambito di questo lavoro, sulle tensioni residue propongono un nuovo modello di tensioni residue che tiene conto dei procedimenti dell'ossitaglio e di saldatura delle lamiere utilizzate per la fabbricazione delle travi metalliche dei ponti. Le misure sperimentali delle imperfezioni geometriche su delle travi reali di ponti rivelano lo scarto che esiste tra le tolleranze di fabbricazione e le imperfezioni misurate. Questi risultati servono come punto di partenza per le simulazioni numeriche dello svergolamento secondo l'approccio trave e ponte. L'approccio trave, che considera una trave semplicemente appoggiata con degli appoggi a forca e sottoposta a un momento costante, rivela che l'influenza sulla resistenza allo svergolamento può raggiungere il 10 % per le tensioni residue e il 12 % per le imperfezioni geometriche. L'approccio ponte, che considera un ponte bitrave traversato soggetto a un carico ripartito sull'ala superiore rivela che l'influenza sulla resistenza allo svergolamento può raggiungere il 17% per lo scartamento dei traversi e il 27 % per il tipo di traverso (trave a doppia T, traliccio, diaframma).

Sulla base di questi risultati sperimentali e numerici, un metodo di verifica dello svergolamento è proposto. Questo raccomanda l'utilizzo della curva di svergolamento c della norma SIA 263 : 2013 o della curva c dell'Eurocode EN 1993-2 : 2006.

**Parole chiave :** *ponte bitrave , trave composta saldata, svergolamento, tensioni residue, ossidotaglio, saldatura, analisi agli elementi finiti, traverso, imperfezioni geometriche, metodo di sezionamento.*

# Abstract

Steel and steel-concrete composite bridges made of plate girders represent an economical structural form and are largely used for short and medium spans. Two parallel plate girders connected by cross-beams define a twin-girder bridge. This type of bridge transfers the loads from the deck to the supports essentially through bending and shear of I-girders. Associated with the two resistance modes are the following instability modes: lateral torsional buckling (LTB) and local buckling. Design experience of steel bridges made of plate girders shows that LTB determines the dimension of the upper flange of an I-girder at mid-span during construction phase, and the dimension of the bottom flange next to the intermediate supports during construction by launching or in service.

In practice, LTB verification is carried out using reduction curves (i.e. buckling curves) which decrease the resistance of a beam with respect to the sensitivity to LTB; thus, the more sensitive the beam, more severe the reduction. A comparison of different standards shows reduction curves available for steel bridge girders have non-negligible differences which can reach 30 % of the resistance. A more refined study of the buckling curves shows that it is semi-empirical in nature, where the empirical part is mainly based on numerical and experimental research for building sections. These findings justify the goal of this thesis which is to propose a verification method for LTB that better takes into account the special features of bridge girders. To reach this goal, study of parameters that influence LTB, like residual stresses, geometric imperfections, cross-beams, loading and beam geometry, is required.

In this research, the experimental studies carried out on the residual stresses propose a new model which takes into account flame-cutting and welding of thick plates used in the fabrication of steel bridge girders. Experimental measurements of geometric imperfections performed on real bridge girders show the difference between fabrication tolerances and imperfections measured. These results are then used as input data for numerical simulations of LTB by two approaches: beam and bridge. The beam approach, which considers a simple span I-girder with fork support and a constant bending moment, reveals that the influence on the resistance to LTB can reach 10 % for the residual stresses and 12 % for the geometric imperfections. The bridge approach, which considers a twin-girder bridge with cross-beams and a constant load on the upper flange, shows that the influence reaches 17 % for cross beam spacing and 27 % for the type of cross-beams (frame, truss, diaphragm).

Based on the experimental and numerical results, a design method for LTB is proposed. It recommends the use of reduction curve c for SIA263:2013 or reduction curve c of Eurocode EN1993-2:2006.

**Keywords:** *twin-girder bridge, plate girder, Lateral torsional buckling (LTB), residual stresses, flame-cutting, welding, finite element analysis, cross beam, geometric imperfections, sectioning method.*

# Remerciements

Ce travail de recherche a été effectué au Laboratoire de la construction métallique (ICOM) de l'École polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL). Il a été financé par l'Office fédéral des routes (OFROU). Cette thèse a été rendue possible grâce au soutien de nombreuses personnes que je tiens à remercier sincèrement ici.

Ma gratitude s'adresse tout d'abord à mon directeur de thèse, M. le professeur Jean-Paul Lebet, pour sa disponibilité lors de nos innombrables discussions qui ont toujours bénéficiées de ses conseils avisés, de sa clairvoyance et de sa vaste expérience sur le plan technique et humain. En complément, je tiens à lui souhaiter une retraite pleine de santé et satisfaction.

Pour l'intérêt à l'égard de mon travail, pour les commentaires et remarques constructives, je tiens à remercier très chaleureusement M. le professeur Alain Nussbaumer, ainsi que les membres de mon jury, M. le professeur Alfred Johny Wüest (président), Mme Laurence Davaine Dr ès science (rapporteur), M. Markus Knobloch Dr ès science (rapporteur) et M. le professeur António. Reis (rapporteur).

Le financement de la partie théorique de cette recherche ayant été assuré par l'OFROU, je tiens à remercier les membres de la commission de surveillance C – ouvrages d'art, MM. Armand Fürst (Président), Heinrich Figi, Aurelio Muttoni et Dario Somaini, pour leur intérêt et suivi du travail. La partie expérimentale a quant à elle été supportée par les entreprises partenaires Zwahlen & Mayr SA (M. Michel Thomann) pour les matériaux et Hexagon Metrology SA (M. Pierre Tâche) pour les mesures. Je leur transmets mes sincères remerciements.

Ce travail comporte une grande partie d'étude numérique qui n'aurait pas été possible sans la collaboration, le support et l'aide décisive de plusieurs personnes. Dans ce sens, je témoigne ma profonde reconnaissance à MM. Thomas Hansoulle, Nicolas Boissonnade et Jean-Marie Drezet. Les études numériques ont également suscité l'intérêt d'un projet de master dont je remercie l'auteur, M. Raffaele Torriani, pour ses contributions notables sur le thème du déversement et pour la traduction italienne du résumé de la thèse.

Les parties expérimentales de cette recherche reposent sur l'aide précieuse de nombreuses personnes. Je tiens tout d'abord à remercier vivement les collaborateurs du groupe d'ingénierie des structures (GIS) qui ont contribué à ce travail avec motivation et précision, MM. Sylvain Demierre, Gérald Rouge, Gilles Guignet, Patrice Gallay, François Perrin et Mme Frédérique Dubugnon. Je tiens également à remercier le personnel de l'entreprise Zwahlen & Mayr pour l'aide apportée lors des campagnes de mesures en atelier et à M. Cyril Dénéreaz du Laboratoire de métallurgie mécanique pour son aide à caractériser les aciers utilisés. Les travaux expérimentaux ont débouchés sur plusieurs projets de semestre dont je remercie les auteurs pour la qualité de leurs travaux, MM. Olivier Chollet, Thibault Sanglard, Jamani Caillet et Joachim Nicod.

Mes sincères remerciements vont également à Mme Dominique Devenoges et MM. Pierre-Alain Devenoges et Michel Crisinel pour la relecture minutieuse de la version finale du manuscrit. Je remercie

## Remerciements

---

également Mme Sarah Petry, MM. Melchior Von Rotz, David Kammer et Manfred A. Hirt pour la relecture du résumé en allemand.

Durant ces quatre années, j'ai partagé mon bureau avec Christian Louter à qui je présente ma gratitude pour son soutien, ses précieux conseils et nos nombreuses discussions, merci beaucoup Christian. Je tiens également à remercier mes amis et collègues de l'ICOM pour tous ces bons moments passés ensemble, merci à Albano, Claire, Claudio B., Claudio L., Dimitrios, Esther, Farshid, Gary, Gustavo, Jagoda, Luca (merci beaucoup pour ton aide sur la statistique !), Manuel, Maria, Nariman, Santosh, Shyam, Valentin. Merci aussi aux amis des autres laboratoires, spécialement David, Francisco, Michael, Marie-Rose, Stefano et à tous ceux avec qui j'ai eu des échanges et discussions intéressantes.

Finalement un grand merci à tous mes amis proches ou lointains et en particulier à mon colocataire Alexandre, à ma famille, à mes parents Fatima et Jean-Daniel qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes choix et à mon amie Janine pour sa compréhension, son soutien et son amour.

# Table des matières

<b>Résumé</b> .....	<b>i</b>
<b>Zusammenfassung</b> .....	<b>ii</b>
<b>Riassunto</b> .....	<b>iii</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>iv</b>
<b>Remerciements</b> .....	<b>v</b>
<b>Table des matières</b> .....	<b>vii</b>
<b>Liste des Figures</b> .....	<b>xi</b>
<b>Liste des Tables</b> .....	<b>xvii</b>
<b>Notations et abréviations</b> .....	<b>xix</b>
<b>Chapitre 1. Introduction</b> .....	<b>1</b>
1.1 Contexte et motivation.....	1
1.1.1 Définition du déversement.....	1
1.1.2 Le déversement dans les ponts métalliques.....	2
1.1.3 Motivation.....	3
1.2 Objectifs de la thèse et méthodologie.....	4
1.3 Organisation de la thèse.....	6
1.4 Limite de l'étude.....	8
<b>Chapitre 2. Revue de la littérature</b> .....	<b>9</b>
2.1 Introduction.....	9
2.2 Situation normative sur le déversement.....	9
2.2.1 Principe de vérification du déversement.....	9
2.2.2 Vérification du déversement pour les ponts selon l'EN1993-2 :2006.....	11
2.2.3 Vérification du déversement pour les ponts selon la norme SIA263 :2013.....	12
2.2.4 Les courbes de déversement.....	13
2.3 Littérature sur le déversement des ponts métalliques et mixtes.....	17
2.3.1 Le déversement des ponts mixtes dans la région des appuis intermédiaires ..	17
2.3.2 Le déversement des ponts métalliques en travée.....	18
2.4 Calcul du déversement élastique des poutres métalliques.....	21
2.4.1 Formulation pour les poutres de bâtiments.....	21

## Table des matières

---

2.4.2	Formulation pour les poutres de ponts.....	23
2.5	Synthèse et conclusions.....	26
<b>Chapitre 3.</b>	<b>Étude des contraintes résiduelles.....</b>	<b>29</b>
3.1	Introduction.....	29
3.2	Revue de la littérature sur les contraintes résiduelles.....	29
3.2.1	Définition et origines des contraintes résiduelles.....	29
3.2.2	Schémas de contraintes résiduelles existants.....	30
3.2.3	Influence des contraintes résiduelles sur la résistance en section.....	39
3.2.4	Méthodes de mesures des contraintes résiduelles.....	40
3.2.5	Conclusions sur la revue de la littérature.....	43
3.3	Mesures expérimentales des contraintes résiduelles.....	44
3.3.1	Introduction.....	44
3.3.2	Fabrication des spécimens et mesures des températures.....	44
3.3.3	Préparation des spécimens.....	49
3.3.4	Procédure des mesures.....	52
3.3.5	Précision des mesures.....	54
3.3.6	Calculs des contraintes résiduelles.....	55
3.3.7	Essais de traction.....	56
3.3.8	Résultats des mesures expérimentales sur les contraintes résiduelles.....	58
3.3.9	Étude de la zone affectée thermiquement lors de l'oxycoupage.....	62
3.3.10	Conclusions sur les études expérimentales.....	64
3.4	Analyse numérique des contraintes résiduelles liées à l'oxycoupage.....	65
3.4.1	Introduction.....	65
3.4.2	Revue de la littérature sur les simulations d'oxycoupage.....	65
3.4.3	Principes théoriques de l'analyse thermomécanique.....	66
3.4.4	Établissement d'un modèle thermique de l'oxycoupage.....	68
3.4.5	Établissement d'un modèle thermomécanique de l'oxycoupage.....	73
3.4.6	Discussion et conclusion.....	79
3.5	Synthèse et conclusions.....	80
<b>Chapitre 4.</b>	<b>Étude du déversement par l'approche poutre.....</b>	<b>83</b>
4.1	Introduction.....	83
4.2	Mesures expérimentales des imperfections géométriques.....	83
4.2.1	Introduction.....	83

## Table des matières

---

4.2.2	Procédure expérimentale .....	84
4.2.3	Résultats .....	90
4.2.4	Conclusions sur les études expérimentales .....	92
4.3	Analyse numérique du déversement de poutre de pont.....	93
4.3.1	Introduction .....	93
4.3.2	Bases existantes pour l'analyse par éléments finis.....	93
4.3.3	Description des modèles d'analyse numérique par éléments finis.....	94
4.3.4	Bases de l'étude paramétrique.....	100
4.3.5	Résultats .....	102
4.3.6	Conclusions sur les analyses numériques .....	108
4.4	Synthèse et conclusions .....	109
<b>Chapitre 5.</b>	<b>Étude du déversement par l'approche pont.....</b>	<b>111</b>
5.1	Introduction.....	111
5.2	Bases pour l'analyse numérique par éléments finis .....	111
5.3	Description des modèles numériques .....	112
5.3.1	Modèle bipoutre sur deux travées continues avec entretoises cadres.....	112
5.3.2	Modèle bipoutre sur une travée avec entretoises cadres .....	113
5.3.3	Modèle bipoutre sur une travée avec entretoises treillis.....	115
5.3.4	Modèle bipoutre sur une travée avec entretoises diaphragmes .....	115
5.3.5	Bases de l'étude paramétrique.....	116
5.4	Résultats.....	117
5.4.1	Influence du système statique.....	117
5.4.2	Influence des entretoises.....	118
5.4.3	Influence d'un contreventement provisoire .....	121
5.4.4	Influence d'un chargement asymétrique .....	122
5.4.5	Influence de la portée du pont.....	124
5.5	Synthèse et conclusions .....	125
<b>Chapitre 6.</b>	<b>Méthode de calcul du déversement.....</b>	<b>127</b>
6.1	Introduction.....	127
6.2	Analyse et comparaison des résultats sur le déversement.....	127
6.2.1	Approche de poutre simple .....	128
6.2.2	Approche pont avec les entretoises cadres.....	131
6.3	Évaluation statistique des courbes de déversement.....	133

## Table des matières

---

6.3.1	Description des résultats numériques .....	133
6.3.2	Évaluation statistique des courbes de déversement.....	135
6.3.3	Conclusions.....	139
6.4	Méthode de calcul du déversement pour les poutres de ponts .....	140
6.4.1	Méthode de calcul de l'élanement réduit.....	140
6.4.2	Détermination du facteur de réduction.....	141
6.4.3	Rappel des sécurités « cachées » .....	141
6.5	Exemple de calcul de la résistance au déversement.....	142
6.5.1	Présentation du cas d'étude .....	142
6.5.2	Vérification de la conception de la section.....	143
6.5.3	Calcul de l'élanement réduit.....	143
6.5.4	Calcul du facteur de réduction.....	146
6.5.5	Calcul du moment résistant au déversement.....	147
6.6	Synthèse et conclusions .....	148
<b>Chapitre 7.</b>	<b>Conclusion .....</b>	<b>151</b>
7.1	Synthèses et principales conclusions .....	151
7.2	Contributions majeures .....	155
7.3	Recherches futures.....	155
<b>Références.....</b>	<b>.....</b>	<b>159</b>
<b>Curriculum Vitae.....</b>	<b>.....</b>	<b>165</b>



## Liste des Figures

Figure 1.1 Cas fondamental du déversement (Hirt et al. 2006).....	1
Figure 1.2 Illustrations de différents cas de déversement de poutres métalliques de ponts (Scheer 2010). ....	2
Figure 1.3 Cas à vérifier pour le déversement des ponts. ....	3
Figure 1.4 Paramètres influençant la résistance au déversement des poutres de ponts.....	4
Figure 1.5 Organisation de la thèse. ....	7
Figure 2.1 Principe de calcul du moment ultime de déversement. ....	10
Figure 2.2 Représentation graphique de différentes courbes de déversement.....	14
Figure 2.3 Déversement d'une poutre mixte de pont près de l'appui intermédiaire (Weston et al. 1991). ....	17
Figure 2.4 Description du modèle. Vue de dessus de la semelle comprimée selon (Collin et al. 1998). ....	18
Figure 2.5 Courbe de déversement numérique selon (Davaine and Lebet 2007). ....	18
Figure 2.6 Système du pont bipoutre avec entretoises treillis considéré par (Yura et al. 2008). .	19
Figure 2.7 Systèmes de ponts bipoutres considérés par (Hendy and Jones 2009). ....	19
Figure 2.8 Modèles éléments finis selon (Park et al. 2010).....	20
Figure 2.9 Formes de ruine observées selon (Choi and Park 2010).....	20
Figure 2.10 Cas fondamental du déversement (Hirt et al. 2006).....	22
Figure 2.11 Section résistante efficace à prendre en compte dans le calcul de $\sigma_{Dw}$ .....	24
Figure 3.1 Modèle de contraintes résiduelles dans une tôle laminée (ECCS 1976). ....	31
Figure 3.2 Modèle de contraintes résiduelles dans une tôle oxycoupée (ECCS 1976).....	31
Figure 3.3 Modèle de contraintes résiduelles dans une tôle soudée au centre (ECCS 1976).....	32
Figure 3.4 Modèle de contraintes résiduelles parabolique pour les profilés laminés de taille moyenne.....	34
Figure 3.5 Distributions des contraintes résiduelles pour profilés laminés proposées par (Lindner et al. 1998). ....	35
Figure 3.6 Distributions des contraintes résiduelles pour profilés laminés selon (ECCS 1984). ..	35
Figure 3.7 Distribution des contraintes résiduelles pour les profilés soudés à semelles oxycoupées.....	36
Figure 3.8 Distribution des contraintes résiduelles pour les profilés soudés à semelles laminées.	37
Figure 3.9 Distributions de contraintes résiduelles (Kang et al. 2011).....	38
Figure 3.10 Distributions de contraintes résiduelles pour un profilé soudé (Kang et al. 2011)....	38

## Liste des Figures

---

Figure 3.11 Distributions de contraintes résiduelles pour des profilés soudés de mêmes géométries.....	39
Figure 3.12 Exemple de contraintes résiduelles dans une section comprimée tiré de (Hirt et al. 2006).....	39
Figure 3.13 Effet des contraintes résiduelles sur le comportement d'une section comprimée (Hirt et al. 2006). ....	40
Figure 3.14 Zones d'utilisation de différentes techniques de mesures de contraintes résiduelles (Withers et al. 2008). Les méthodes destructives sont représentées en gris. ....	41
Figure 3.15 Principales étapes de la méthode de sectionnement.....	42
Figure 3.16 Vue en plan du séquençement de l'oxycoupage (dimensions en mm).....	45
Figure 3.17 Opération d'oxycoupage des semelles.....	46
Figure 3.18 Opération du soudage âme-semelle.....	47
Figure 3.19 Vue en plan et coupe du soudage âme-semelle (dimensions en mm).....	47
Figure 3.20 Détail du joint soudé âme-semelle.....	48
Figure 3.21 Thermocouples mis en place pour l'oxycoupage.....	48
Figure 3.22 Thermocouples mis en place pour le soudage.....	49
Figure 3.23 Emplacement des spécimens pour T1 (Ox : oxycoupé et Sc : scié) (en mm). ....	50
Figure 3.24 Différentes étapes de sciage.....	51
Figure 3.25 Vue en plan d'un spécimen de type oxycoupage de type T1 (en mm).....	51
Figure 3.26 Vue en coupe d'un spécimen de type oxycoupage de type T1 (en mm). ....	51
Figure 3.27 Vue en coupe d'un spécimen de type oxycoupage et soudage (en mm).....	52
Figure 3.28 Détail d'une empreinte de mesure (en mm).....	52
Figure 3.29 Principales étapes de mesures.....	53
Figure 3.30 Géométrie pour la prise en compte de la longueur d'arc.....	54
Figure 3.31 Emplacement des éprouvettes testées (en mm).....	57
Figure 3.32 Montage expérimental pour les essais de traction. ....	57
Figure 3.33 Comportement des éprouvettes de traction.....	58
Figure 3.34 Courbes de température mesurées lors des processus de fabrication.....	59
Figure 3.35 Distributions des contraintes résiduelles moyennes d'oxycoupage. ....	60
Figure 3.36 Distributions des contraintes résiduelles moyennes d'oxycoupage et soudage. ....	61
Figure 3.37 Proposition d'un modèle de contraintes résiduelles expérimentales pour une tôle en acier oxycoupée aux bords puis soudée au centre. ....	62
Figure 3.38 Résultats expérimentaux pour l'étude de la ZAT.....	62
Figure 3.39 Agrandissements binoculaires de la ZAT.....	63

## Liste des Figures

---

Figure 3.40 Résultats des essais de dureté Vickers représentés par des courbes de niveaux, unités en HV.....	64
Figure 3.41 Phénomène qui se produit durant le soudage par (Lindgren 2001).....	67
Figure 3.42 Analyse thermomécanique adapté de (Lindgren 2001).....	67
Figure 3.43 Maillage, position de la flamme et domaine de calcul considéré.....	68
Figure 3.44 Propriétés thermiques du matériau S355N par (Mertens and Lecomte-Beckers 2012).....	69
Figure 3.45 Forme de la source de chaleur, dimension en mm.....	70
Figure 3.46 Températures des profils mesurées (ligne pointillés) et calculées (lignes continues) après calibration du modèle.....	71
Figure 3.47 ZAT après calibration du modèle thermique.....	72
Figure 3.48 Distribution des températures à l'état stationnaire.....	72
Figure 3.49 Détails sur la zone affectée thermiquement et la zone en fusion.....	72
Figure 3.50 Maillage et domaine de calcul du modèle thermomécanique.....	73
Figure 3.51 Loi de Ludwik pour le cas d'un matériau avec un écrouissage isotrope linéaire.....	75
Figure 3.52 Propriétés thermomécaniques de l'acier S355.....	76
Figure 3.53 Distribution des températures à l'état stationnaire (températures inférieures à 1920°C).....	77
Figure 3.54 Déformations plastiques équivalentes [-].....	77
Figure 3.55 Contraintes résiduelles longitudinales $\sigma_{zz}$ selon Von Mises [MPa].....	78
Figure 3.56 Contraintes résiduelles expérimentales (Exp.) et numériques (num.).....	78
Figure 4.1 Coupe transversale en travée de la section, dimensions en m.....	85
Figure 4.2 Vue des poutres mesurées en atelier.....	85
Figure 4.3 Coupes transversales et vues des deux poutres métalliques mesurées (en mm).....	86
Figure 4.4 Illustration de mesure par Laser Tracker sur la poutre T10.....	87
Figure 4.5 Lignes principales des points de mesures.....	88
Figure 4.6 Illustrations des principales étapes de mesures.....	89
Figure 4.7 Visualisation des entités géométriques mesurées pour la poutre T11.....	90
Figure 4.8 Rectitudes horizontales (selon y) des quatre arêtes mesurées pour chaque poutre....	90
Figure 4.9 Rectitudes verticale (selon z) des quatre arêtes mesurées pour chaque poutre.....	91
Figure 4.10 Modélisation des poutres de ponts par éléments finis plans de coque.....	95
Figure 4.11 Élément fini plan quadrangulaire (QSCRA) de type coque mince utilisé.....	95
Figure 4.12 Élément fini de type poutre (PS7PCA/B) utilisé.....	96
Figure 4.13 Axonométrie et vue en coupe du modèle par éléments finis de type poutre.....	96

## Liste des Figures

---

Figure 4.14 Lois de matériau considérées.....	97
Figure 4.15 Modèles de contraintes résiduelles considérés pour les études numériques, $f_y = 355$ MPa.....	98
Figure 4.16 Mode critique de déversement suite à l'analyse de bifurcation élastique linéaire (amplifié 100x).....	98
Figure 4.17 Géométrie initiale imparfaite selon une fonction sinusoïdale ( 4.3 ) (amplifié 100x).....	99
Figure 4.18 Amplitudes des imperfections géométriques en $x = L/2$ . ....	99
Figure 4.19 Géométrie des sections considérées.....	100
Figure 4.20 Sections résistantes pour une poutre composée-soudée monosymétrique fléchie sous le moment $M$ (Lebet and Hirt 2009).....	102
Figure 4.21 Influence de la loi de matériau sur la résistance. ....	103
Figure 4.22 Influence du type d'imperfections géométriques.....	104
Figure 4.23 Influence des contraintes résiduelles.....	104
Figure 4.24 Influence de l'amplitude des imperfections géométriques. ....	105
Figure 4.25 Influence de la limite élastique de l'acier.....	106
Figure 4.26 Influence de la géométrie des sections. ....	106
Figure 4.27 Axonométrie et vue en coupe des formes de ruines des poutres sous moment constant (amplifié 3x). ....	107
Figure 5.1 Loi de matériau multilinéaire considérée. ....	111
Figure 5.2 Modèle de contraintes résiduelles utilisé.....	112
Figure 5.3 Axonométrie (à gauche) et détail d'une extrémité (à droite) du modèle bipoutre sur deux travées de $L = 50$ m avec des entretoises cadres espacées de $e = 10.0$ m.....	112
Figure 5.4 Vue en coupe des raidisseurs à mi-hauteur de la poutre maîtresse avec $b_{f,moy} = (b_{f,inf} + b_{f,sup})/2$ (mm).....	113
Figure 5.5 Axonométrie (à gauche) et détail d'une extrémité (à droite) du modèle bipoutre sur une travée de $L = 50$ m avec des entretoises cadres espacées de $e = 10.0$ m.....	114
Figure 5.6 Axonométrie (à gauche) et détail d'une extrémité (à droite) du modèle bipoutre sur une travée de $L = 50$ m avec des entretoises treillis espacées de $e = 10.0$ m. ....	115
Figure 5.7 Axonométrie (à gauche) et détail d'une extrémité (à droite) du modèle bipoutre sur une travée de $L = 50$ m avec des entretoises diaphragmes espacées de $e = 10.0$ m.....	116
Figure 5.8 Influence du système statique sur la résistance au déversement.....	117
Figure 5.9 Vue en plan des formes critiques (à gauche) et de ruines (à droite). ....	118
Figure 5.10 Influence du type d'entretoise sur la résistance au déversement.....	119
Figure 5.11 Contraintes à la fibre moyenne de la poutre Wilwisheim (MPa).....	120
Figure 5.12 Vue en plan des formes critiques (à gauche) et de ruines (à droite) pour la section SP.....	120

## Liste des Figures

---

Figure 5.13 Vue en plan des formes critiques (à gauche) et de ruines (à droite) pour la section W.121	
Figure 5.14 Influence d'un contreventement provisoire sur la résistance au déversement. ....	122
Figure 5.15 Vue en plan des formes critiques (à gauche) et de ruines (à droite) pour la section SP.....	122
Figure 5.16 Influence d'un chargement asymétrique sur la résistance au déversement.....	123
Figure 5.17 Vue en plan des formes critiques (à gauche) et de ruines (à droite) pour la section SP.....	123
Figure 5.18 Influence de la portée du pont sur la résistance au déversement.....	124
Figure 5.19 Vue en plan des formes critiques (à gauche) et de ruines (à droite) pour la section SP.....	124
Figure 6.1 Comparaison du calcul de l'élanement réduit en fonction de la longueur de déversement $l_D$ . ....	129
Figure 6.2 Comparaison des résultats numériques et analytiques pour la section SP.....	130
Figure 6.3 Comparaison des résultats numériques et analytiques pour la section W. ....	131
Figure 6.4 Comparaison du calcul de l'élanement réduit en fonction de la longueur de déversement $l_D$ . ....	131
Figure 6.5 Comparaison des résultats numériques et analytiques pour la section SP par l'approche pont. ....	132
Figure 6.6 Comparaison des résultats numériques et analytiques pour la section W par l'approche pont. ....	133
Figure 6.7 Ensemble des résultats numériques de déversement de ponts.....	134
Figure 6.8 Écarts sur $\chi_D$ entre les résultats numériques et les courbes de déversement.....	134
Figure 6.9 Modèle de régression non linéaire simple considéré.....	136
Figure 6.10 Évaluation statistique des intervalles de confiance pour les courbes de déversement.	138
Figure 6.11 Notations pour la poutre maitresse (échelle verticale déformée).....	142
Figure 6.12 Membrane comprimée pour le calcul du déversement.....	144
Figure 6.13 Modèle statique et déformée de l'entretoise cadre (dimension en mm).....	145
Figure 7.1 Modèle de contraintes résiduelles proposé.....	152



## Liste des Tables

Tableau 3.1 Facteur d'efficacité $p$ en fonction des procédés de soudage selon (Young 1974).....	33
Tableau 3.2 Matériaux et dimensions.....	44
Tableau 3.3 Résumé des spécimens. ....	50
Tableau 3.4 Résultats numériques des essais de traction.....	58
Tableau 3.5 Explication des couplages possibles de la Figure 3.41 (Lindgren 2001). ....	67
Tableau 3.6 Valeurs calculées des contraintes maximales en traction ( $\sigma_{t,max}$ )et compression ( $\sigma_{c,max}$ ).....	79
Tableau 4.1 Valeurs maximales mesurées et tolérance selon la norme SIA 263/1:2013.....	91
Tableau 4.2 Résumé des valeurs de rectitudes et contreflèches pour T10.....	92
Tableau 4.3 Résumé des valeurs de rectitudes et contreflèches pour T11.....	92
Tableau 4.4 Longueurs des poutres calculées.....	100
Tableau 4.5 Modules de section efficace et moments résistants.....	102
Tableau 4.6 Résumé de l'influence des paramètres analysés sur la résistance au déversement.....	108
Tableau 5.1 Géométrie en section des entretoises cadres. ....	113
Tableau 5.2 Géométrie des poutres maitresses.....	116
Tableau 5.3 Portées et écartements moyens des entretoises considérées. ....	117
Tableau 6.1 Calcul du moment d'inertie de la section complète et de la position du centre de gravité.....	143





## Notations et abréviations

### Majuscules latines

$A$	:	1. aire d'une section ; 2. amplitude de l'imperfection de translation
$A_{eff}$	:	aire de la section efficace
$A_W$	:	aire du cordon de soudure
$C_1, C_2, C_3$	:	facteur dépendant du type de chargement et des conditions d'appui
$C_P$	:	capacité thermique massique du matériau
$\overline{C}_P$	:	valeur moyenne de la capacité thermique massique
$D_{ijkl}$	:	tenseur du quatrième ordre qui contient les modules élastiques du matériau
$E$	:	module d'élasticité
$G$	:	module de glissement
$H$	:	1. enthalpie volumétrique ; 2. module d'écoulement
$I, I_y, I_z$	:	moment d'inertie ; par rapport à l'axe $y$ ou $z$
$I_{eff}$	:	moment d'inertie de la section efficace
$I_\omega$	:	moment d'inertie sectoriel
$K$	:	constante de torsion
$\underline{K}_0$	:	matrice de rigidité linéaire
$\underline{K}_\sigma$	:	matrice des contraintes initiales
$\underline{K}_t$	:	matrice de rigidité tangente
$L$	:	1. longueur ; 2. chaleur latente volumétrique
$L_\omega, L_c$	:	longueur d'arc et de corde
$L_i, L_f$	:	longueur initiale et finale
$M_{cr}$	:	moment critique de déversement élastique
$M_{Ed}$	:	valeur de calcul du moment de flexion
$M_{D,Rd}$	:	valeur de calcul de la résistance au déversement
$M_{Rk}$	:	moment résistant caractéristique
$N_{cr}$	:	charge critique de flambement élastique
$P$	:	probabilité
$Q$	:	énergie
$R$	:	rayon
$T$	:	1. température ; 2. estimateur
$W$	:	module de section
$W_{eff,c}$	:	module de section élastique de la section efficace, par rapport à l'axe de gravité de la semelle comprimée
$W_{él}$	:	module de section élastique
$W_{él,y}$	:	module de section élastique selon l'axe $y$
$W_{pl,y}$	:	module de section plastique selon l'axe $y$
$X_D$	:	variable aléatoire

**Minuscules latines**

$b$	:	largeur de section
$b_{eff}$	:	largeur efficace de la semelle comprimée
$b_f$	:	largeur de la semelle comprimée
$b_j$	:	force par unité de volume
$c, c_n$	:	largeur tendue d'une tôle
$e$	:	1. écartement des entretoises ; 2. distance entre l'axe neutre de la section complète et celui de la section efficace
$f$	:	flèche
$f_s$	:	volume de fraction solide
$f_u$	:	résistance à la traction
$f_y$	:	limite d'élasticité de l'acier
$h$	:	hauteur de section
$h_c$	:	hauteur de l'âme comprimée
$h_{c,eff}$	:	hauteur comprimée efficace
$h_{eff}$	:	hauteur efficace de l'âme
$h_f$	:	hauteur de l'âme définie entre le plan moyen des semelles
$h_{gap}$	:	coefficient de transfert thermique
$i$	:	rayon de giration
$k$	:	1. conductivité thermique ; 2. coefficient de voilement
$k_v, k_\varphi$	:	coefficient d'encastrement aux appuis
$l_D$	:	longueur de déversement
$l_K$	:	longueur de déversement réduite
$n$	:	1. nombre de passes ; 2. coefficient d'écrouissage
$p$	:	1. facteur d'efficacité du procédé de soudage ; 2. déformations plastiques accumulées
$r$	:	rayon
$s$	:	écart type
$t$	:	temps
$t_f$	:	épaisseur de la semelle
$t_w$	:	épaisseur de l'âme
$u$	:	déplacement
$v$	:	1. vitesse ; 2. déplacement maximal pour une charge unitaire
$x, y, z$	:	coordonnées dans les directions x, y et z
$z_a$	:	distance entre le centre de cisaillement C et le point d'application de la charge
$z_c$	:	distance entre le centre de gravité G et le centre de cisaillement C
$z_G$	:	position du centre de gravité

**Minuscules grecques**

$\alpha$	:	1. rapport entre le périmètre de la section et l'aire de la section ; 2. coefficient de dilatation thermique
$\alpha_D, \alpha_{LT}$	:	coefficient ou facteur d'imperfection pour les courbes de déversement
$\alpha_{cr,op}$	:	facteur minimal d'amplification à appliquer aux charges de calcul agissant dans le plan pour atteindre la résistance critique élastique du composant structural au flambement latéral ou au déversement, sans tenir compte du flambement par flexion dans le plan
$\alpha_{ult,k}$	:	facteur minimal d'amplification à appliquer aux charges de calcul pour atteindre la résistance caractéristique de la section transversale la plus critique du composant structural, en considérant son comportement dans le plan de chargement sans tenir compte du déversement ou du flambement latéral, mais en prenant toutefois en compte quand nécessaire tous les effets dus à la déformation géométrique dans le plan et aux imperfections, globales et locales
$\beta$	:	caractéristique sectorielle de la section
$\gamma_{M1}$	:	facteur pour la vérification de la résistance et de la stabilité
$\gamma_{m1}$	:	coefficient partiel associé à l'incertitude des propriétés du matériau
$\gamma_{Rd}$	:	coefficient partiel associé à l'incertitude du modèle de résistance
$\varepsilon$	:	1. déformation ; 2. erreur
$\eta$	:	facteur qui tient compte de la répartition des moments
$\bar{\lambda}_D$	:	coefficient d'élanement au déversement ou élanement réduit
$\bar{\lambda}_{D,0}$	:	longueur du plateau plastique
$\lambda_K$	:	élanement
$\mu$	:	espérance ou moyenne
$\nu$	:	coefficient de Poisson
$\rho$	:	densité
$\sigma^2$	:	variance
$\sigma_c$	:	contrainte de compression
$\sigma_{cr,D}$	:	contrainte critique de déversement élastique
$\sigma_D$	:	contrainte de déversement
$\sigma_{Ed}$	:	valeur de calcul des contraintes
$\sigma_{ij}$	:	tenseur des contraintes
$\sigma_t$	:	contrainte de traction
$\chi_D$	:	coefficient de réduction pour le déversement
$\chi_{op}$	:	coefficient de réduction calculé pour l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{op}$
$\psi$	:	rapport entre le plus petit et le plus grand moment d'extrémités

**Majuscules grecques**

$\Delta$	:	écart, variation
$\Delta L$	:	variation de longueur
$\overline{\Delta \chi_D}$	:	moyenne des écarts sur $\chi_D$
$\Phi_D, \Phi_{LT}$	:	valeur pour déterminer le coefficient de réduction $\chi_D$
$\Psi$	:	imperfection de rotation

**Abréviations**

CR	:	contrainte résiduelle
GMNIA	:	analyse non linéaire géométriquement et matériellement incluant les imperfections
LBA	:	analyse de bifurcation élastique linéaire
MEF	:	méthode des éléments finis
O	:	oxycoupé
S	:	soudé
SP	:	St-Pellegrino
TC	:	thermocouple
W	:	Wilwisheim
ZAT	:	zone affectée thermiquement
ZF	:	zone fondue

# Chapitre 1. Introduction

## 1.1 Contexte et motivation

### 1.1.1 Définition du déversement

Avec l'industrialisation au début du XIX<sup>e</sup> siècle, qui a permis la fabrication de plaques laminées, suivi de l'utilisation du fer puis de l'acier, la construction métallique s'est dotée des moyens nécessaires pour fabriquer des poutres avec des sections optimisées pour la construction des bâtiments et des ponts. Ces sections peuvent avoir des formes standardisées comme les profilés laminés en I, L, tubulaires, et U largement utilisés dans le bâtiment, ou des formes sur mesures comme les profilés composés-soudés en caisson ou à âme pleine (en forme de I) plus adaptées pour les ponts.

En fonction des sollicitations dominantes dans un élément, l'ingénieur choisira une forme de section plutôt qu'une autre. Lorsqu'il s'agit d'un effort de flexion, les sections âme-semelles (I ou H) sont particulièrement efficaces puisque qu'elles possèdent une grande inertie (selon l'axe fort) pour un minimum de matière. Cet avantage se fait au détriment d'une inertie moindre selon l'axe faible favorisant ainsi le phénomène d'instabilité en flexion de la poutre que l'on appelle déversement.

Le cas fondamental du déversement se définit par une poutre simple avec appuis à fourches soumise à un moment de flexion constant (Figure 1.1).

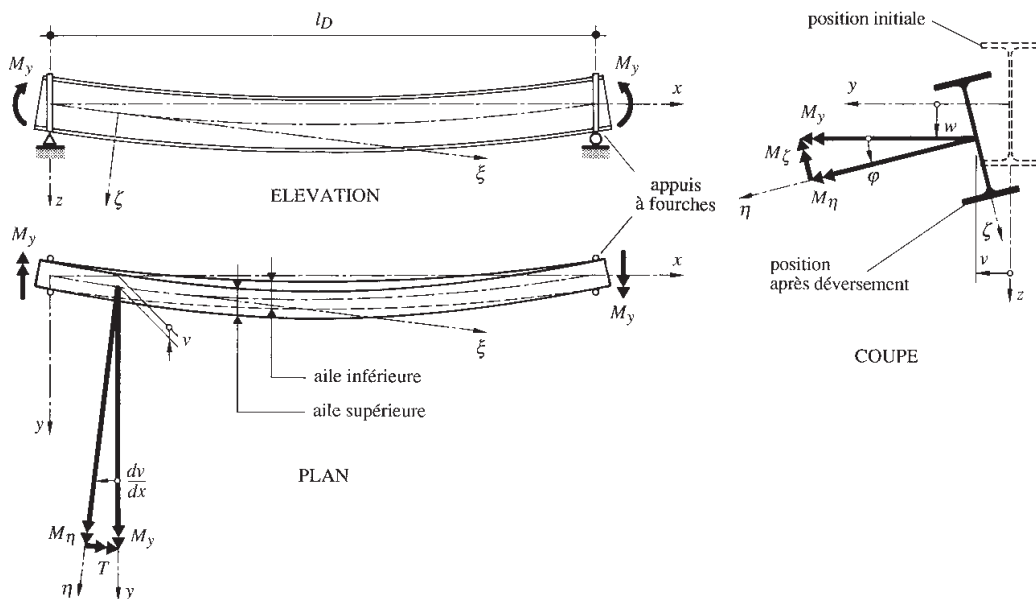


Figure 1.1 Cas fondamental du déversement (Hirt et al. 2006).

La position déformée générée par l'instabilité se caractérise par un mouvement de la partie comprimée qui entraîne toute la section. Pour cette raison, le déversement est également appelé flambement latéral en flexion notamment pour les profilés de grande hauteur. La cinématique en section, vue en coupe à la Figure 1.1, se décompose en un déplacement vertical accompagné d'un mouvement de translation horizontal et d'une rotation.

### 1.1.2 Le déversement dans les ponts métalliques

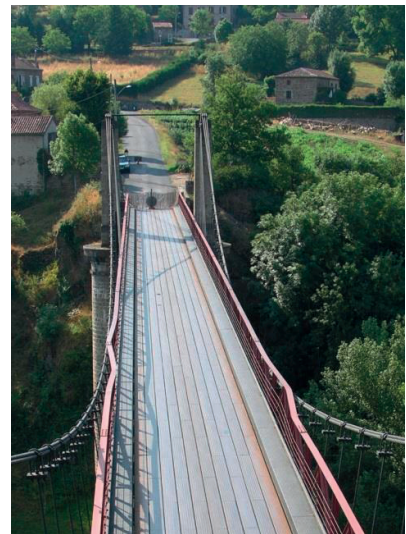
Les poutres composées-soudées à âme pleine de pont présentent en général un rapport hauteur sur largeur bien supérieur à deux et présente ainsi une forte sensibilité au déversement. L'histoire montre que ce phénomène soudain peut mener à la ruine partielle voire complète d'un ouvrage comme l'illustre la Figure 1.2.



(a) Pont autoroutier près de Kaiserslautern, Allemagne, 1954



(b) Pont sur le canal Mittelland près de Dedensen, Allemagne, 1982



(c) pont de Saint-Ilpize, France, 2004

Figure 1.2 Illustrations de différents cas de déversement de poutres métalliques de ponts (Scheer 2010).

La Figure 1.2a présente le cas d'un pont constitué de deux poutres continues d'une longueur de 272 m réparties en cinq travées. Une spécificité de cet ouvrage réside dans le fait que la portée centrale de 64.0 m comporte un tronçon articulé d'une longueur de 36.0 m formant une poutre cantilever. Pour ce cas, le phénomène de déversement est apparu lors des étapes de montage et bétonnage de la dalle qui a provoqué une contrainte de compression élevée dans la semelle inférieure conduisant à l'instabilité.

La Figure 1.2b montre un cas de ruine qui s'est produit sur un pont d'une portée franchissant le canal Mittelland par une série de poutres maîtresses en acier. Lors de la démolition de l'ouvrage, l'option du grutage des poutres depuis les berges a été prise. Pour ce faire, il faut désolidariser les poutres transversalement par déconnexion des entretoises qui ont la fonction d'appui latéral. Cela a créé l'instabilité par déversement de la poutre de bord qui a failli tomber dans le canal.

La Figure 1.2c expose un système porteur d'un pont suspendu avec deux poutres latérales en treillis. La cause du déversement de la membrure supérieure de la poutre serait due au passage d'un poids lourd en surcharge.

Les trois exemples précédents montrent bien que le déversement peut se manifester en travée, sur appuis, au stade de montage (resp. démontage) ou en service. Ces cas types que les ingénieurs constructeurs de ponts doivent vérifier pour éviter le déversement des poutres maîtresses sont schématiquement résumés à la Figure 1.3.

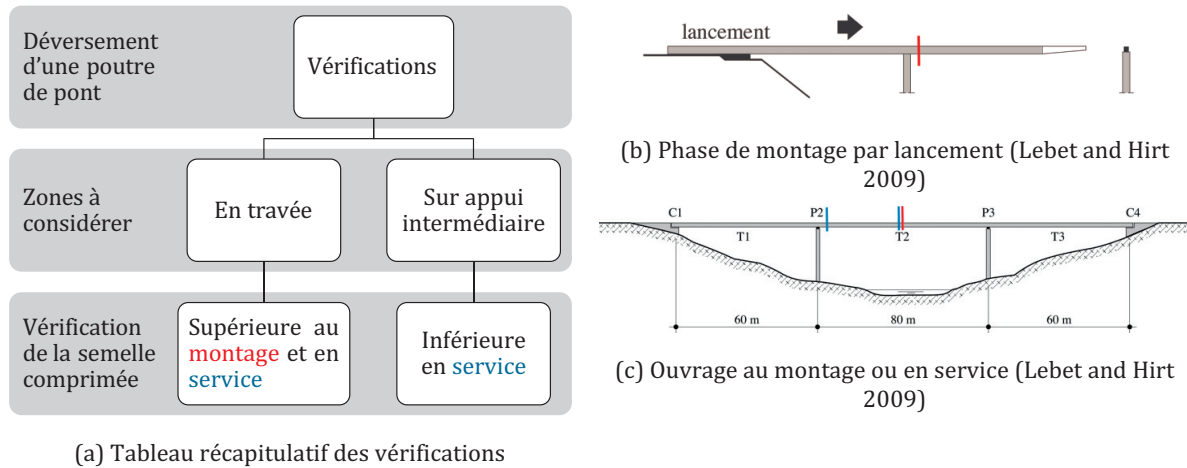


Figure 1.3 Cas à vérifier pour le déversement des ponts.

Deux situations principales peuvent provoquer le déversement sur un ouvrage : d'une part lors des situations transitoires qui correspondent aux phases de montage, et d'autre part, lors des situations durables en phase de service. (Figure 1.3b et c)

En travée, position T2 à la Figure 1.3c, la semelle supérieure doit être vérifiée dans le cas d'une dalle supérieure lors des différents stades de montage étant donné que la poutre est soumise à un moment de flexion positif. Ce stade se caractérise lors du bétonnage de la dalle, du ripage ou de la mise en place d'éléments préfabriqués pour un pont mixte où la semelle comprimée n'est tenue latéralement qu'au droit des entretoises. En revanche lorsque la dalle est connectée, celle-ci joue le rôle d'appuis latéral de la semelle comprimée qui empêche le déversement. Si la dalle se situe en position inférieure, la semelle supérieure doit cependant être vérifiée en phase de service.

Sur appuis intermédiaires, position P2 à la Figure 1.3b et c, la semelle inférieure est comprimée sous le moment négatif de flexion et doit être vérifiée en phase de service et au montage lors du lancement par exemple.

### 1.1.3 Motivation

Le premier élément moteur de cette recherche découle des normes de construction métallique suisses SIA (SIA 2013a) et européennes Eurocodes (CEN 2004a, 2005a) pour lesquelles la vérification du déversement s'effectue en se basant sur les courbes de flambement. Ces courbes représentent le facteur de réduction,  $\chi$ , à appliquer sur la résistance en section en fonction de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_D$  qui tient compte d'un ensemble de caractéristiques de l'élément à vérifier. L'histoire de ces courbes (cf. Chapitre 2) montre qu'il existe un certain désaccord entre les normes pouvant atteindre jusqu'à 30 % de différence sur la résistance pour une même poutre.

Le deuxième élément moteur provient des origines des courbes de flambement, développé plus en détails dans le Chapitre 2. Celles-ci sont semi-empiriques et contiennent par conséquent deux origines.

Une origine expérimentale qui repose sur une vaste campagne d'essais de profilés laminés et quelques profilés composés-soudés dont les géométries correspondent à celles utilisées dans le bâtiment. Une origine théorique basée sur des considérations analytiques et des simulations numériques effectuées sur des profilés de type bâtiment. Par conséquent, il a été constaté au travers de l'examen de la littérature que peu d'études expérimentales et théoriques traitent le cas des poutres métalliques de ponts.

Finalement, en comparaison avec les poutres de bâtiments, les poutres de ponts ont des particularités qui forment un ensemble de paramètres susceptibles d'influencer, avec plus ou moins d'importance, la résistance au déversement. Ces paramètres constitueront les thèmes principaux d'investigations de la présente recherche et sont synthétisés à la Figure 1.4.

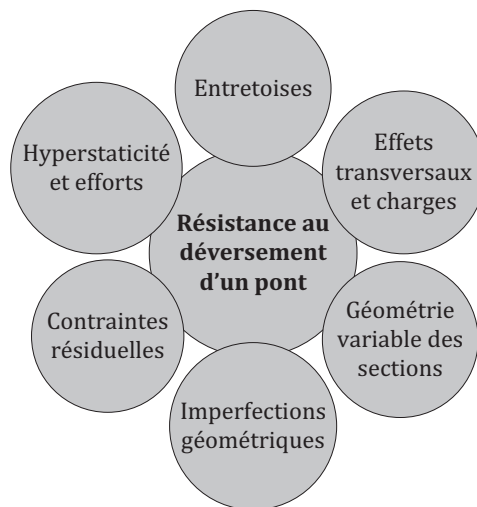


Figure 1.4 Paramètres influençant la résistance au déversement des poutres de ponts.

Dans ce paragraphe, il a été vu tout d'abord que le déversement est un phénomène d'instabilité en flexion que les ingénieurs-concepteurs de ponts se doivent de vérifier aussi bien au montage qu'en service. Pour cela, l'état actuel des normes constructives ne donne pas entière satisfaction en matière de vérification puisqu'elles présentent des différences notables. Finalement, la littérature scientifique montre peu d'études expérimentales et théoriques traitant du déversement des ponts.

### 1.2 Objectifs de la thèse et méthodologie

Le but principal de la présente thèse est de :

**Proposer une méthode de vérification au déversement adaptée pour les poutres de ponts compte tenu de leurs particularités.**

Ce but se construit sur une série d'objectifs intermédiaires représentant le développement par étapes de ce travail dont voici les points principaux :

- Définir un modèle de contraintes résiduelles adapté aux poutres métalliques de ponts tenant compte des étapes de fabrication que sont l'oxycoupage et le soudage.
- Améliorer la connaissance des imperfections géométriques en terme de forme et d'amplitude pour les poutres composées-soudées de ponts.



- Déterminer l'influence des contraintes résiduelles, des imperfections géométriques et de la forme de la section sur la résistance au déversement d'une poutre métallique.
- Déterminer l'influence des entretoises sur la résistance au déversement d'un pont métallique.
- Proposer une méthode de vérification au déversement adaptée pour les poutres métalliques de ponts.

Pour atteindre ces objectifs, la méthodologie suivante est employée :

- Définition d'un modèle de **contraintes résiduelles** :
  - mesurer expérimentalement les déformations, par la méthode de sectionnement, sur une série de tôles épaisses en acier qui ont été oxycoupées puis soudées.
- Amélioration des connaissances sur les **imperfections géométriques** pour les poutres métalliques de ponts :
  - mesurer expérimentalement deux poutres métalliques de ponts qui sortent de fabrication à l'aide d'un système de mesure portable à laser (Laser Tracker)
- Détermination de l'influence des contraintes résiduelles, des imperfections géométriques et de la forme des sections sur la résistance au déversement :
  - simuler numériquement par des modèles d'éléments finis de type plaque le **déversement d'une poutre** en y intégrant les composantes de contraintes résiduelles et d'imperfections géométriques pour différentes sections.
- Détermination de l'influence des entretoises, des charges et du système statique sur la résistance au déversement d'un pont métallique :
  - Simuler numériquement par des modèles d'éléments finis de type plaque le **déversement d'un pont** en y intégrant des entretoises et différents types de chargements sur différents types de systèmes statiques.
- Proposition d'une **méthode de vérification** au déversement adaptée aux poutres métalliques de ponts :
  - repartir sur la base des méthodes existantes et évaluer le degré de précision des normes par rapport aux résultats obtenus numériquement avec les approches poutres et ponts.

Les conséquences d'une méthode de vérification mieux adaptée aux poutres de ponts dans le contexte actuel sont doubles :

- Possibilité de projeter des nouveaux ouvrages plus économiques tout en étant aussi sûrs.
- Acquisition d'une meilleure connaissance en termes de résistance au déversement des ouvrages existants.

### 1.3 Organisation de la thèse

La thèse est organisée selon sept chapitres comme l'illustre schématiquement la Figure 1.5.

Le chapitre 2 présente la revue de la littérature dans les différents domaines abordés par la thèse et qui sont :

- les méthodes de mesures, les résultats et modèles expérimentaux de contraintes résiduelles existants,
- les bases scientifiques et normatives en matière de déversement des poutres métalliques en général et des poutres métalliques de ponts en particulier.

Le chapitre 3 expose les investigations expérimentales sur le thème des contraintes résiduelles pour les tôles épaisses en acier. Les études portent sur les contraintes résiduelles liées à l'oxycoupage des semelles et au soudage âme-semelle. L'ensemble des résultats permet de définir un modèle de contraintes résiduelles expérimental adapté à la fabrication des poutres de ponts. Ce modèle est ensuite utilisé comme donnée entrante dans les chapitres 4 et 5 qui portent sur les études du déversement.

Le chapitre 4 traite de l'étude du déversement par l'approche poutre. Il comporte un volet expérimental dédié à l'étude des imperfections géométriques mesurées sur les poutres métalliques de pont après fabrication. Ces résultats additionnés de ceux du chapitre 3 sont utilisés dans le volet numérique de ce chapitre pour évaluer l'influence de ces paramètres sur la résistance au déversement de deux géométries de poutres métalliques de ponts.

Le chapitre 5 traite de l'étude du déversement par l'approche pont. L'approche est essentiellement numérique et se base sur des géométries de ponts réelles pour évaluer l'influence que portent les entretoises, le type de chargement et le système statique sur la résistance au déversement.

Le chapitre 6 synthétise l'ensemble des résultats des chapitres 3, 4 et 5 et se base sur le chapitre 2 pour proposer une méthode de vérification au déversement adaptée au pont métallique. Une application numérique permet d'apprécier les conséquences de la proposition sur le dimensionnement d'une poutre type de pont.

Le chapitre 7 présente une synthèse des principales conclusions de la thèse, mentionne les contributions majeures de la présente recherche et évalue les besoins de recherches futures.

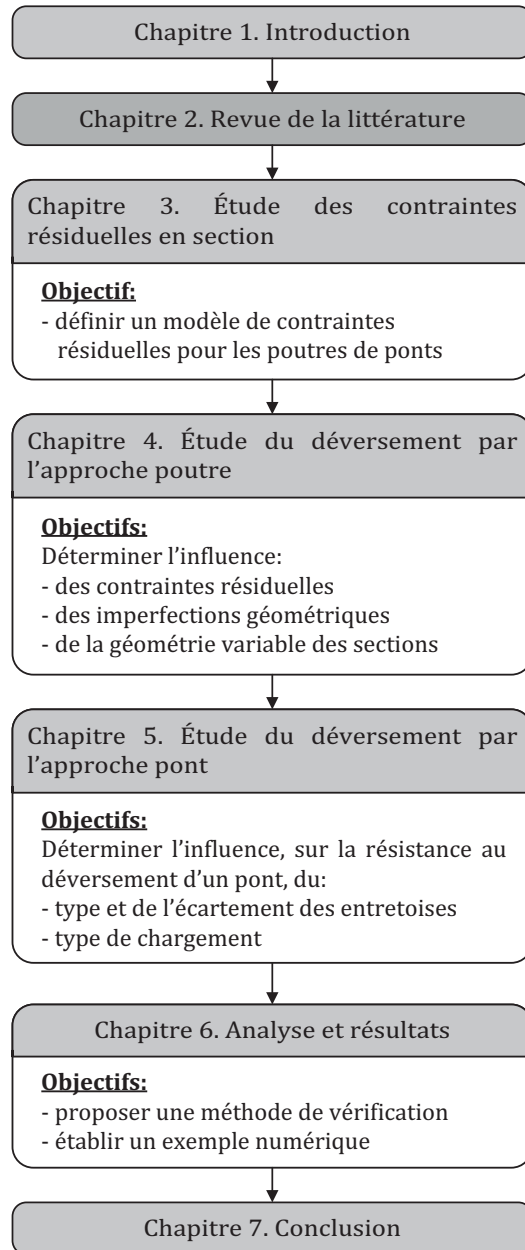


Figure 1.5 Organisation de la thèse.

## 1.4 Limite de l'étude

La présente recherche se limite aux conditions suivantes :

- Les mesures expérimentales des contraintes résiduelles se concentrent sur la composante longitudinale et sont effectuées sur un acier de construction S355N, largement utilisé pour la construction des ponts, à l'aide de la méthode de sectionnement.
- Les études du déversement par l'approche poutre traitent le cas d'une poutre composée-soudée à âme pleine et de portée simple avec appuis à fourche et un chargement de moment constant.
- Les études du déversement par l'approche pont traitent le cas du pont bipoutres droit avec un système statique poutre simple et poutre continue pour différents cas d'entretoisement et de chargement.
- Les simulations thermomécaniques de l'oxycoupage ne tiennent pas compte des transformations de phases de l'acier.

# Chapitre 2. Revue de la littérature

## 2.1 Introduction

Ce chapitre présente l'état actuel de la littérature en ce qui concerne le déversement des poutres métalliques en général et des poutres de pont en particulier. À la section 2.2, la situation des normes suisses et européennes est présentée en établissant le principe de vérification, en exposant les méthodes de vérifications possibles et en faisant un bilan sur les courbes de déversement. La section 2.3 expose la revue de la littérature sur le déversement pour les ponts métalliques et mixtes. La section 2.4 présente les approches analytiques qui permettent de déterminer le moment critique de déversement selon la théorie linéaire élastique en différenciant le cas des poutres de bâtiments du cas des poutres de ponts. La section 2.5 tire les conclusions sur la revue de la littérature en présentant les points qui nécessitent des investigations pour la recherche.

## 2.2 Situation normative sur le déversement

### 2.2.1 Principe de vérification du déversement

Les normes actuelles suisses (SIA 2013a) et européennes (CEN 2004a, 2005a) se basent sur la méthode  $\chi_D - \bar{\lambda}_D$ , où  $\chi_D$  est le facteur de réduction et  $\bar{\lambda}_D$  ou  $\bar{\lambda}_{LT}$  l'élançement réduit, pour déterminer la résistance ultime au déversement d'une poutre. Cette approche s'applique également d'une manière plus générale aux phénomènes d'instabilité (flambement, voilement local). Le principe de calcul pour le déversement (Figure 2.1) s'établit comme suit :

- Calcul d'un moment critique  $M_{cr}$ , d'un effort normal critique  $N_{cr}$  ou d'une contrainte critique  $\sigma_{cr}$  par la théorie linéaire élastique.
- Calcul du moment résistant caractéristique  $M_{Rk}$  de la section.
- Calcul de l'élançement réduit  $\bar{\lambda}_D$  qui est la racine du rapport du moment résistant caractéristique sur le moment critique.
- Détermination du facteur de réduction  $\chi_D$  qui s'effectue avec les courbes de déversement. Ces courbes tiennent compte du type et de la géométrie de section, ainsi que des imperfections géométriques et matérielles.
- Détermination de la valeur de calcul de la résistance au déversement  $M_{D,Rd}$  qui est le produit du coefficient de réduction avec le moment résistant caractéristique divisé par le facteur de résistance pour la vérification des instabilités  $\gamma_{M1}$ .

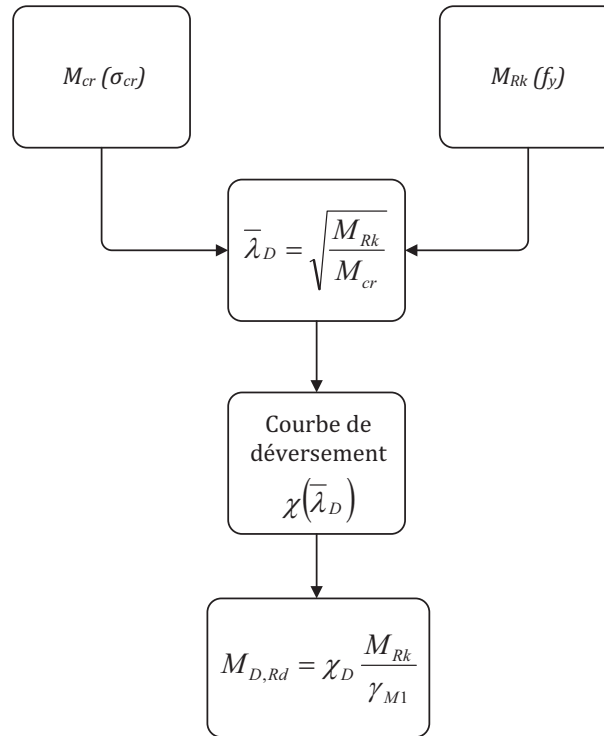


Figure 2.1 Principe de calcul du moment ultime de déversement.

Ce schéma de vérification, commun aux normes suisses et européennes, nécessite quelques remarques :

- Les méthodes de calcul des efforts critiques ( $M_{cr}$ ,  $N_{cr}$ ) ou de la contrainte critique  $\sigma_{cr}$  sont différentes selon que l'on considère des poutres de bâtiments ou des poutres de ponts. Un résumé de ces méthodes pratiques de calculs est donné dans la section 2.4.
- Le calcul de  $M_{Rk}$  dépend de la classe de section et de la limite d'élasticité de l'acier  $f_y$ . Ces classifications font l'objet des articles 5.5.5 de l'EN1993-1-1 :2005 et 4.3.1 de la SIA 263 :2013. En résumé, les sections sont classées selon l'élançement des éléments qui la composent. Ainsi, les classes de section 1 et 2 permettent un calcul plastique de la résistance ( $M_{Rk,pl}$ ), la classe 3 exige un calcul élastique de la résistance ( $M_{Rk,él}$ ) et la classe 4 impose un calcul élastique réduit de la résistance ( $M_{Rk,élr}$ ) dû à l'élançement des éléments pour lesquels le voilement local se produit avant d'atteindre la limite d'élasticité. Quant à la limite d'élasticité de l'acier, elle dépend de l'épaisseur des éléments considérés (cf. Tableau 1 de la SIA 263:2013 et Tableau 3.1 de l'EN 1993-1-1 :2005).
- Le facteur de réduction  $\chi_D$  représente l'élément clef du modèle et se présente sous la forme de courbes de déversement. Il a d'une part une origine analytique qui s'exprime par une formule mathématique contenant des paramètres numériques à calibrer (cf. section 2.2.4.2). Ces paramètres dépendent de la géométrie en section, du matériau et du type d'élément de structure considéré. D'autre part, il a une origine expérimentale puisque les coefficients sont calibrés sur la base d'essais expérimentaux de façon à ce que le modèle de calcul corresponde au mieux aux expériences.

- Le facteur de résistance pour la vérification des instabilités  $\gamma_{M1}$  tient compte des incertitudes du modèle de résistance et des propriétés du matériau de construction. Dans la SIA 263 :2013 ce facteur vaut  $\gamma_{M1} = 1,05$  alors que pour l'EN1993-1-1 :2005, ce facteur est fixé à  $\gamma_{M1} = 1,1$ . L'EN1990 :2002 définit  $\gamma_{M1}$  selon l'art. 6.3.4(2) et suivant l'expression ( 2.1 ).

$$\gamma_{M1} = \gamma_{Rd} \gamma_{m1} \quad (2.1)$$

$\gamma_{Rd}$  : est le coefficient partiel associé à l'incertitude du modèle de résistance

$\gamma_{m1}$  : est le coefficient partiel associé à l'incertitude des propriétés du matériau

Des considérations supplémentaires liées à des recherches récentes sur ces coefficients sont données dans le paragraphe 2.2.4.3.

## 2.2.2 Vérification du déversement pour les ponts selon l'EN1993-2 :2006

L'EN1993-2 :2006 propose deux méthodes de vérifications qui s'appliquent au flambement latéral et au déversement des éléments par une méthode générale et une méthode simplifiée.

### 2.2.2.1 Méthode générale selon l'art. 6.3.4.1

Cette méthode permet, pour les ponts, de tenir compte des sections composées ou non, des sections uniformes ou non et des conditions d'appuis complexes ou non. La condition à vérifier est formulée ainsi :

$$\frac{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (2.2)$$

$\alpha_{ult,k}$  : est le facteur minimal d'amplification à appliquer aux charges de calcul pour atteindre la résistance caractéristique de la section transversale la plus critique du composant structural, en considérant son comportement dans le plan de chargement, sans tenir compte du déversement ou du flambement latéral, mais en prenant toutefois en compte quand nécessaire tous les effets dus à la déformation géométrique dans le plan et aux imperfections, globales et locales

$\chi_{op}$  : est le coefficient de réduction calculé pour l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{op}$ , selon ( 2.3 ), afin de prendre en compte le déversement et le flambement latéral

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \quad (2.3)$$

$\alpha_{cr,op}$  : est le facteur minimal d'amplification à appliquer aux charges de calcul agissant dans le plan pour atteindre la résistance critique élastique du composant structural au flambement latéral ou au déversement, sans tenir compte du flambement par flexion dans le plan

Cette méthode est adaptée pour des analyses avancées par éléments finis pour déterminer  $\alpha_{ult}$  et  $\alpha_{cr,op}$ .

Comme cette méthode considère l'instabilité soit comme un flambement latéral, soit comme un déversement, le coefficient de réduction se détermine comme étant la valeur minimale selon l'expression :

$$\chi_{op} = \min(\chi; \chi_{LT}) \quad (2.4)$$

- pour le cas du flambement latéral, les équations des courbes de réduction sont données par l'art. 6.3.1 de l'EN1993-1-1 :2005 :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_{op}^2}} \leq 1.0 \text{ et } \Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_{op} - 0,2) + \bar{\lambda}_{op}^2 \right] \quad (2.5)$$

où le facteur d'imperfection  $\alpha$  est déterminé selon les tableaux 6.1 et 6.2 de l'EN1993-1-1 :2005. Dans le cas d'une poutre de pont composée-soudée avec une épaisseur de semelle  $t_f > 40$  mm, c'est la courbe d (Figure 2.2) qui prévaut avec un facteur d'imperfection  $\alpha = 0,76$ .

- pour le cas du déversement, les équations des courbes de réduction sont données par l'art. 6.3.2.2 de l'EN1993-1-1 :2005 :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{op}^2}} \leq 1.0 \text{ et } \Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{op} - 0,2) + \bar{\lambda}_{op}^2 \right] \quad (2.6)$$

où le facteur d'imperfection  $\alpha_{LT}$  est déterminé selon les tableaux 6.3 et 6.4 de l'EN1993-1-1 :2005. Dans le cas d'une poutre de pont composée-soudée avec un rapport  $h/b > 2$  c'est également la courbe d (Figure 2.2) qui prévaut avec un facteur d'imperfection  $\alpha_{LT} = 0,76$ .

#### 2.2.2.2 Méthode simplifiée selon l'art. 6.3.4.2

Cette méthode considère une semelle comprimée de pont sensible au flambement latéral comme une colonne soumise à un effort de compression  $N_{Ed}$  qui est retenue élastiquement par des appuis continus ou discrets, modélisés par des ressorts. La vérification de la sécurité structurale se fait selon l'art. 6.3.2.2 et via l'équation ( 2.6 ) en prenant l'élancement réduit selon ( 2.7 ) en remplacement de  $\bar{\lambda}_{op}$ .

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad (2.7)$$

$A_{eff}$  : est l'aire efficace de la membrure comprimée selon la Figure 2.11

$f_y$  : est la limite d'élasticité de l'acier

$N_{cr}$  : est l'effort normal critique qui peut être déterminé selon la formule d'Engesser exposé au paragraphe 2.4.2.

### 2.2.3 Vérification du déversement pour les ponts selon la norme SIA263 :2013

Pour les poutres de pont appartenant à la classe de section 4, la vérification de l'instabilité en flexion est réglée par l'art. 5.6.2 en limitant la contrainte dans la semelle comprimée  $\sigma_{Ed}$  selon le critère donné par ( 2.8 ).



$$\sigma_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{W_{eff,c}} \leq \frac{\sigma_D}{\gamma_{M1}} = \chi_D \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \sigma_{Rd} \quad (2.8)$$

$\sigma_{Ed}, M_{Ed}$  : valeurs de calcul de la contrainte et du moment de flexion

$W_{eff,c}$  : est le module de section élastique de la section efficace relatif à la semelle comprimée

$\sigma_D$  : est la contrainte de déversement

$\chi_D$  : est le facteur de réduction donné par l'art. 4.5.2.3 selon l'expression ( 2.9 ) :

$$\chi_D = \frac{1}{\Phi_D + \sqrt{\Phi_D^2 - \bar{\lambda}_D^2}} \leq 1.0 \text{ et } \Phi_D = 0,5 \left[ 1 + \alpha_D (\bar{\lambda}_D - 0,4) + \bar{\lambda}_D^2 \right] \quad (2.9)$$

$\alpha_D$  : est le coefficient d'imperfection qui vaut pour les profilés soudés  $\alpha_D = 0,49$  ce qui correspond à la courbe c (Figure 2.2).

$\bar{\lambda}_D$  : est le coefficient d'élanement au déversement qui vaut pour les poutres de ponts :

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,D}}} \sqrt{\frac{W}{W_{el}}} \quad (2.10)$$

$\sigma_{cr,D}$  : est la contrainte critique de déversement élastique calculée au paragraphe 2.4.2 selon l'équation ( 2.17 ).

$W$  : module de section, selon la classification des sections suivante :

$W = W_{ply}$  : classes de section 1 et 2, avec  $W_{ply}$ , le module de section plastique selon l'axe y,

$W = W_{ely}$  : classes de section 3, avec  $W_{ely}$ , le module de section élastique selon l'axe y,

$W = W_{eff,y}$  : classes de section 4, avec  $W_{eff,y}$ , le module de section efficace, selon le chiffre 4.5.3 de la SIA 263 :2013.

$W_{el}$  : module de section élastique

## 2.2.4 Les courbes de déversement

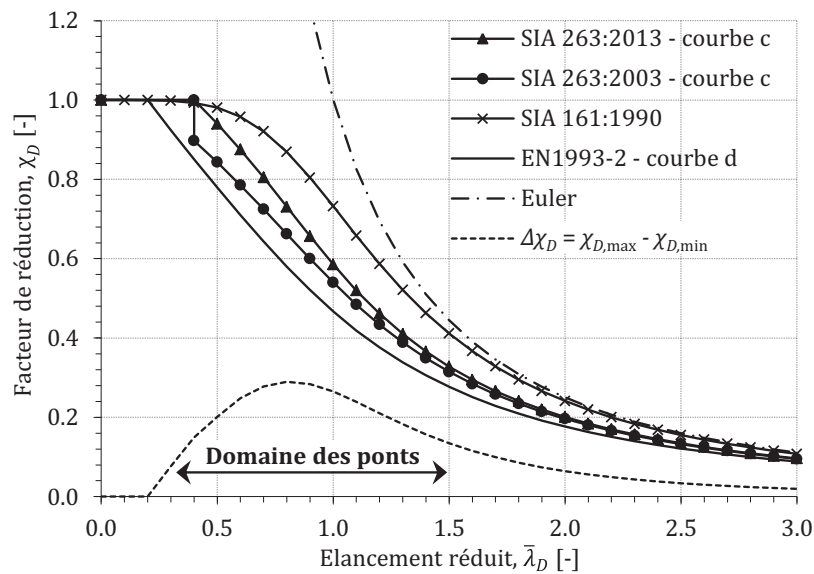
### 2.2.4.1 Bref historique

Comme d'un point de vue phénoménologique le déversement peut être assimilé au flambement élastique latéral de la partie comprimée (Dutheil 1964), les normes utilisent les courbes de flambement comme courbes de déversement, moyennant quelques adaptations sur la classification des sections. Le caractère semi-empirique des courbes de flambement expose deux origines. Une origine expérimentale qui repose sur une vaste campagne d'essais portant sur des profilés laminés du commerce de différents pays (Sfintesco 1970), et une origine théorique basée sur des simulations numériques (Beer and Schulz 1970). Le résultat de ces deux études débouche sur la proposition de trois courbes de

flambement. La définition et la mise en équations des courbes européennes de flambement se fait véritablement en 1978 avec une formulation dite de type Ayrton-Perry (Maquoi and Rondal 1978; Rondal and Maquoi 1979). Parallèlement, il existe aussi une autre formulation dite de type Merchant-Rankine (Lindner 1978). C'est dans les années 2000 que des nouvelles propositions de mise en équations de courbes de déversement ont été proposées par (Greiner et al. 2000) et (Villette 2002) en incluant des profils composés-soudés avec des géométries de poutres de bâtiments.

2.2.4.2 État actuel des courbes de déversement utilisées pour les ponts

La situation actuelle des courbes de déversement selon les normes présentées auparavant et qui concernent les ponts métalliques est représentée à la Figure 2.2.



SIA 263:2013	SIA 263:2003	SIA 161:1990	EN1993-2: 2006
$\bar{\lambda}_{D,0} = 0.4$ $\alpha_D = 0.49$ Profils soudés	$\bar{\lambda}_{D,0} = 0.2$ $\alpha_D = 0.49$ Courbe c si $\bar{\lambda}_D \leq 0.4$ alors $\chi_D = 1.0$	$\chi = \zeta$ $= \left( \frac{1}{1 + \bar{\lambda}_D^{4.5}} \right)^{0.45}$	$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.2$ $\alpha_{LT} = 0.76$ Sections en I soudées $h/b > 2$ Courbe d
Art. 4.5.2	Art. 4.5.2	Art. 3.254	Cas général Art. 6.3.2.2

Figure 2.2 Représentation graphique de différentes courbes de déversement.

Comme vu précédemment, l'EN 1993-2 :2006 propose deux méthodes de vérification pour le flambement latéral ou le déversement des éléments : une méthode générale (art. 6.3.4.1), et une méthode simplifiée (art. 6.3.4.2). Ces deux méthodes se différencient dans l'approche du calcul des élanements réduits  $\bar{\lambda}_{LT,op}$ , mais se basent sur les mêmes courbes de déversement pour les sections soudées par l'art. 6.3.2.2 qui représente le « Cas général » avec l'équation ( 2.5 ). Cette formulation est dite de type Ayrton-Perry avec une valeur du plateau fixé à 0.2 et un facteur d'imperfection qui vaut  $\alpha_{LT} = 0.49$  (si l'élanement de la section  $h/b \leq 2$ , courbe c) ou  $\alpha_{LT} = 0.76$  (si  $h/b \geq 2$ , courbe d) ce qui est généralement le cas pour les poutres de ponts. Il est utile de noter qu'il existe également des courbes de déver-

sement pour profils laminés ou sections soudées équivalentes, parfois nommées « Cas spécial » par certains auteurs, dont les équations sont données par l'art. 6.3.2.3 de l'EN1993-1-1 :2005. Ces courbes ne sont toutefois généralement pas valables pour les sections de pont.

Dans sa version actuelle (SIA 263 :2013) la norme suisse (équation ( 2.9 )) via l'art. 4.5.2 utilise le même type de formulation mais se différencie de l'EN1993-2 :2006 par deux points :

- une valeur du plateau fixé à 0.4
- un coefficient d'imperfections  $\alpha_D = \alpha_{LT} = 0.49$  qui correspond à la courbe c

Dans son ancienne version (SIA 263 :2003), la norme suisse utilisait une formulation similaire mais avec un saut au passage du plateau à  $\bar{\lambda}_{D,0} = 0.4$ . Dans sa version précédente (SIA161 :1990), la formulation de la courbe de déversement était différente avec une approche de type Merchant-Rankine ayant pour équation selon art. 3 254 2 :

$$\chi = \zeta = \left( \frac{1}{1 + \bar{\lambda}_D^{4.5}} \right)^{0.45} \quad (2.11)$$

La courbe correspondante, également représentée sur Figure 2.2, est celle qui réduit le moins la résistance au déversement comparativement aux autres. La plus sévère des courbes de réduction est celle recommandée par l'EN1993-2 – courbe d. L'appréciation de l'écart entre ces extrema est montrée par la courbe  $\Delta\chi_D$  où l'on observe un écart grandissant jusqu'à un élancement réduit de 0.8, puis l'écart diminue avec l'augmentation de l'élancement. Il est intéressant de noter que les écarts les plus grands entre les courbes se situent justement dans le domaine d'élancement des poutres de ponts. Par exemple, la différence sur le coefficient de réduction entre la SIA 161 :1990 et l'EN1993-2 peut atteindre 30% pour un élancement réduit de 0.8. Pour le même élancement, l'écart entre la norme SIA263 :2013 et l'Eurocode se monte à 15%.

#### 2.2.4.3 Etudes récentes sur les courbes de déversement

(Rebelo et al. 2009) présente une première étude statistique sur l'évaluation de la résistance au déversement des poutres en I en se concentrant sur le modèle de résistance de l'EN 1993-1-1. L'étude numérique traite principalement des sections laminées et soudées équivalentes. Il en ressort, que la méthode de calcul selon l'art 6.3.2.3, nommée « Cas spécial » par les auteurs, donne la meilleure précision, suivit par la méthode générale modifiée par le facteur f, nommée « Cas général/f » par les auteurs, et finalement par la méthode générale, nommé « Cas général », selon l'art. 6.3.2.2. Toutefois, en considérant uniquement les quelques cas qui fournissent des résultats non-sécuritaires, le classement des méthodes selon leur précision est différent. Par conséquent, le choix du coefficient partiel associé à l'incertitude du modèle  $\gamma_{Rd} = 1$  ou  $\gamma_{Rd} = 1,1$  dépendrait de la méthode utilisée. Pour ces sections, l'étude conclut qu'il n'est pas évident de savoir quand le facteur f de l'art. 6.3.2.3 peut être utilisé avec le cas général ou pas. Pour cela, les auteurs recommandent l'utilisation du « Cas spécial » en utilisant les valeurs  $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2$  et  $\beta = 1$ .

Une deuxième étude statistique (Simões da Silva et al. 2009) s'intéresse à l'évaluation de la résistance au déversement des poutres en I par l'étude de la variation des propriétés de l'acier. Cette approche présente l'avantage de séparer la part de la variabilité liée au modèle de celle liée au matériau. Ainsi, les facteurs partiels de sécurité proposés  $\gamma_{M1}$  tiennent compte des effets du modèle et des matériaux.

Ces facteurs dépendent du modèle de vérification employé (« Cas spécial » selon l'art 6.3.2.3 et « Cas général » selon l'art. 6.3.2.2) et de la nuance d'acier (S235, S355 et S460). Ainsi, par exemple, un facteur partiel  $\gamma_{M1} = 1.0$  atteint la fiabilité requise par l'Eurocode pour des aciers S235 et S355 en utilisant le « Cas général » et le « Cas général/f ». En revanche, pour un acier S460 un facteur partiel de  $\gamma_{M1} = 1.1$  est nécessaire. D'autres facteurs partiels sont proposés en utilisant le « Cas spécial ».

Le développement d'une formulation analytique de type Ayrton-Perry pour le déversement des poutres en I doublement symétriques est proposé par (Taras and Greiner 2008). Cette étude est suivie par une proposition de nouvelles courbes de déversement dans (Greiner and Taras 2010; Taras and Greiner 2010) se voulant plus précises que les dispositions actuelles et plus consistantes d'un point de vue analytique. Cette nouvelle formulation concerne principalement les classes de section 1, 2 et 3 en ajoutant un paramètre propre à la section qui tient compte des contraintes résiduelles. Les sections de classe 4 concernant les ponts n'y sont pas abordées.

Dans (Bijlaard et al. 2010) la « méthode générale » de vérification du flambement et du déversement de composant structuraux selon l'EN 1993-1-1 art. 6.3.4 est passée en revue. L'étude propose une extension de la méthode de façon à ce qu'elle soit applicable pour la vérification de tout problème d'instabilité hors plan. Les auteurs traitent également du sujet des imperfections géométriques équivalentes qui leur permettent de proposer des courbes de déversement modifiées.

#### 2.2.4.4 Conclusions des études sur les courbes de déversement

De façon synthétique, ce paragraphe présente les principales conclusions qui ressortent des études sur les courbes de déversement :

- Dans les origines des courbes de déversement il ressort que la plupart des essais concernent les classes de section 1 et 2, quelques essais concernant la classe de section 3 et peu d'essais traitent de la classe 4 pour les ponts.
- Dans leurs conclusions, (Greiner et al. 2000; Villette 2002) expliquent d'une part que les courbes présentent de bonnes précisions pour les sections laminées ; et d'autre part, que les contraintes résiduelles présentent un effet marqué pour les sections soudées dans des élancements réduits situés entre 0.5 et 1.0. Ce constat motive des investigations sur les contraintes résiduelles liées aux sections soudées.
- Dans ses conclusions, (Villette 2002) établit l'ordre décroissant suivant pour les paramètres qui ont le plus d'influence sur les courbes de déversement, à savoir : la forme de la section, la distribution des contraintes résiduelles, la forme de l'imperfection géométrique et la limite d'élasticité. Il souligne également par la comparaison entre simulations et essais que la distribution, admise comme statistiquement représentative, des contraintes résiduelles pour les sections soudées à semelles oxycoupées selon (ECCS 1984) présente un degré de sécurité plus faible que celle relative aux sections laminées. Selon l'auteur, la distribution conventionnelle des contraintes résiduelles selon (ECCS 1984) n'a pas le même degré de représentativité statistique que celle des laminés et qu'elle devrait être revue. Finalement, il suggère d'investiguer davantage la résistance au déversement relative aux classes de section 3 et 4.
- Les investigations de (Greiner and Taras 2010; Taras and Greiner 2010) concluent que la proposition de nouvelles courbes de déversement demandent à être complétée par des études sur

des cas de charges différents que celui du moment constant et sur d'autres types de sections, par exemple, les sections soudées.

- Finalement, la Figure 2.2 montre une différence notable et même maximum entre les courbes de réductions des différentes normes suisses et européennes dans le domaine des élancements réduits qui concernent les ponts.

## 2.3 Littérature sur le déversement des ponts métalliques et mixtes

Comme expliqué au Chapitre 1, le déversement dans les ponts métalliques et mixtes peut aussi bien intervenir en travée que dans la zone des appuis intermédiaires. Par conséquent, la revue de la littérature différencie également ces cas.

### 2.3.1 Le déversement des ponts mixtes dans la région des appuis intermédiaires

Les investigations de (Weston et al. 1991) s'intéressent à la résistance au déversement des ponts mixtes continus dans la région des appuis. Les analyses numériques mettent en évidence que le mode de rupture dominant se fait par distorsion de l'âme et de la semelle inférieure. Les auteurs concluent également que les paramètres qui gouvernent le déversement dans cette région sont les dimensions de la semelle inférieure et l'élancement de l'âme. Sur la base de ces résultats une méthode de dimensionnement est proposée en considérant un paramètre d'élancement adapté aux poutres mixtes. L'application de cette méthode a pour conséquence que 1) le déversement n'est plus le critère déterminant pour une large gamme de sections usuellement utilisées dans les ponts, et que 2) le voilement local devient déterminant pour les sections semi-compactes.

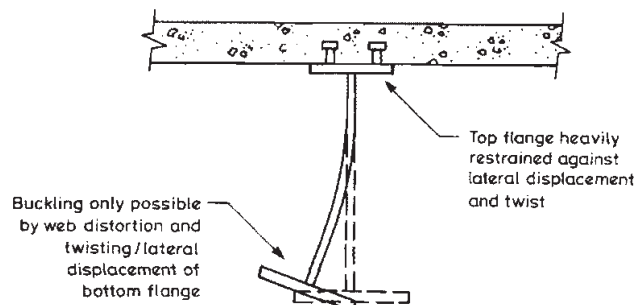


Figure 2.3 Déversement d'une poutre mixte de pont près de l'appui intermédiaire (Weston et al. 1991).

Dans le même domaine, (Collin et al. 1998) s'intéressent au calcul du moment critique de déversement sur appui pour les ponts mixtes continus. Par l'analogie de la colonne comprimée, Figure 2.4, le moment critique est calculé en tenant compte de la distribution du diagramme des moments et de l'effet de retenue créée par l'âme et les raidisseurs verticaux. Cette approche permet aux auteurs de proposer une méthode de dimensionnement qui est reprise par l'art. 6.3.4.2 de l'EN1993-2.

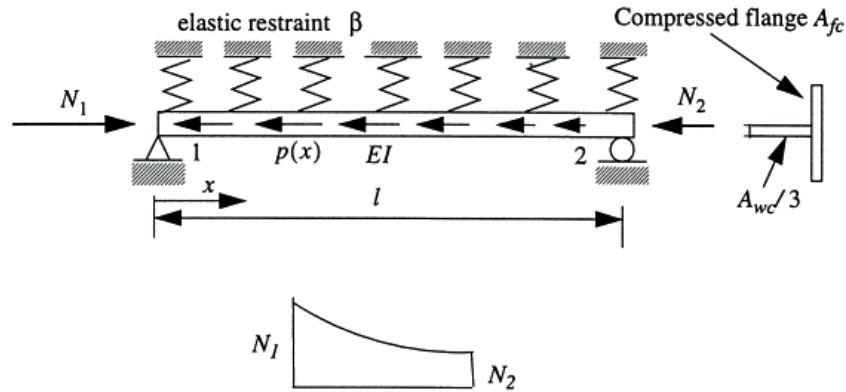


Figure 2.4 Description du modèle. Vue de dessus de la semelle comprimée selon (Collin et al. 1998).

Après publication de cette norme, (Davaine and Lebet 2007) évaluent les différentes méthodes de vérification au déversement des ponts mixtes sur la base d'un exemple de pont. Cette étude montre que la méthode générale (l'art. 6.3.4.1 de l'EN1993-2) par l'utilisation de la courbe de déversement  $d$  est très sécuritaire (voire Figure 2.5) et que par conséquent le déversement devient le critère déterminant sur appui intermédiaire. Les auteurs proposent l'idée d'une courbe de déversement spécifique pour les ponts qui tiennent mieux compte des imperfections géométriques et matérielles. Par ailleurs, les résultats présentés à la Figure 2.5 montrent que les contraintes résiduelles jouent un rôle important pour des élancements réduits situés entre 0,4 et 1,0 ; justifiant, par la même occasion, le but de ce travail de recherche.

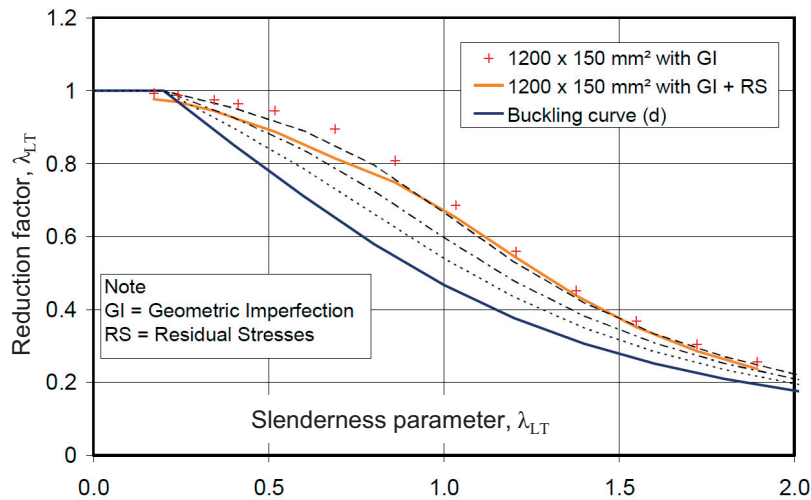


Figure 2.5 Courbe de déversement numérique selon (Davaine and Lebet 2007).

### 2.3.2 Le déversement des ponts métalliques en travée

Pour ce cas, il est sous-entendu que l'ouvrage est en phase de construction et que la dalle en béton armé ne participe pas encore à la résistance. Dans ce cadre, (Yura et al. 2008) proposent une solution analytique pour déterminer le moment élastique « global » de déversement d'un pont bipoutre avec des entretoises de type treillis (Figure 2.6a). Le terme « global » signifie que le pont dans son ensemble déverse, contrairement à l'approche habituelle où le déversement est considéré pour une poutre entre

deux entretoises (Figure 2.6b). Toutefois, pour les rapports  $L/S$  utilisés en pratique, ce phénomène de déversement généralisé semble difficilement envisageable.

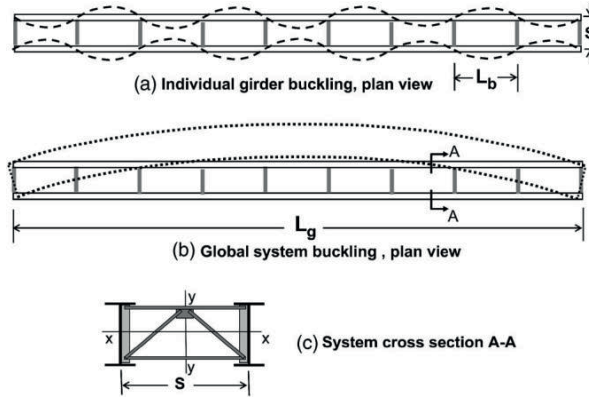
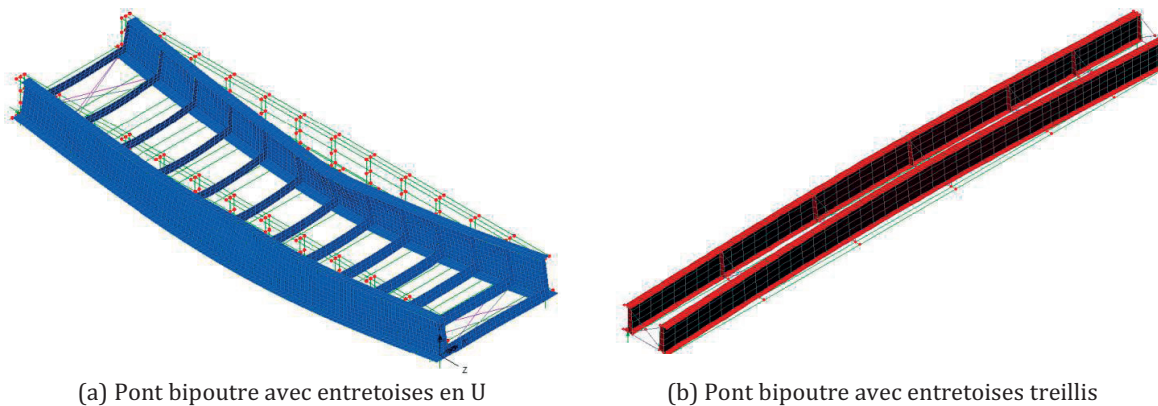


Figure 2.6 Système du pont bipoutre avec entretoises treillis considéré par (Yura et al. 2008).

Les auteurs montrent que ce mode est gouverné par deux paramètres principaux : 1) l'écartement des poutres,  $S$  à la Figure 2.6, et 2) le moment d'inertie de la poutre selon l'axe fort,  $I_x$ . Par ailleurs, l'étude révèle d'une part que, pour des dimensions d'entretoises et des espacements usuels, l'effet des entretoises sur le déversement global est plutôt faible et, d'autre part, que l'effet de la position de la charge sur la semelle supérieure pour un pont bipoutre est moins important que pour une poutre individuelle.

Dans (Hendy and Jones 2009) une analyse du déversement de ponts métalliques révèle le caractère conservateur de la norme anglaise (BS 5400-3:2000 2000). La conséquence principale réside en l'augmentation des dimensions de la semelle supérieure pour le stade de montage. Ce fait provient de deux causes : 1) un changement du mode de flambement lors du calcul de l'élanement, et 2) l'utilisation de courbes de flambement plus conservatrices pour des longueurs de flambement effectives plus petites que la demi-longueur d'onde de flambement. Pour démontrer ce conservatisme, les auteurs se basent sur trois cas d'études à savoir : 1) un calcul de type poutre d'une barre articulée aux extrémités avec des appuis latéraux, 2) un calcul aux éléments finis d'un pont bipoutre avec entretoises en U (Figure 2.7a), et 3) un calcul aux éléments finis d'un pont bipoutre avec entretoises en treillis (Figure 2.7b). Les conclusions mettent en évidence que le calcul selon l'EN1993-2 est légèrement conservateur et que celui selon le BS 5400-3 :2000 est trop conservateur, remettant ainsi en question la série de corrections effectuées sur celle-ci.



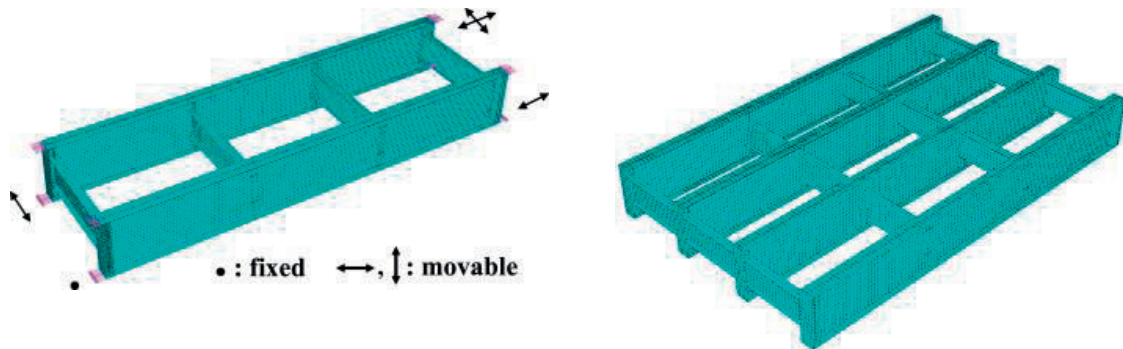
(a) Pont bipoutre avec entretoises en U

(b) Pont bipoutre avec entretoises treillis

Figure 2.7 Systèmes de ponts bipoutres considérés par (Hendy and Jones 2009).



Dans (Park et al. 2010) le flambement inélastique sous moment constant des poutres de ponts métalliques en I avec des entretoises diaphragmes est examiné. L'objectif de cette étude est de déterminer l'effet de la rigidité en torsion des entretoises sur la résistance ultime du pont. L'étude considère des études numériques aux éléments finis avec des modèles à deux et quatre poutres liés par des entretoises en I (Figure 2.8).

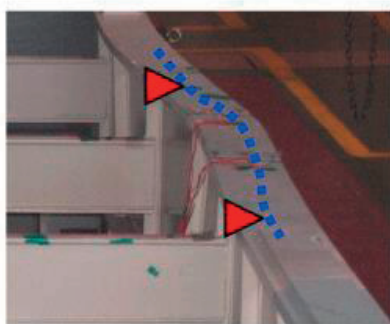


(a) Système statique et maillage pour le pont bipoutre

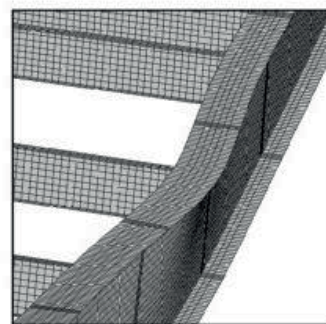
(b) Maillage pour le pont à quatre poutres

Figure 2.8 Modèles éléments finis selon (Park et al. 2010).

Les modélisations tiennent compte des imperfections initiales et des contraintes résiduelles. Les auteurs concluent entre autres que : 1) la résistance ultime varie avec la forme de l'imperfection initiale, 2) un modèle d'imperfection initiale propre aux poutres de ponts doit être étudié, 3) la courbe de réduction  $c$  de l'EN1993-1-1 art. 6.3.2.3 montre une bonne correspondance avec les résultats numériques et 4) la rigidité en torsion requise selon (AISC 2005; Galambos 1998) est surestimée et conduit à un dimensionnement excessivement conservateur. Pour confirmer ces résultats numériques, des investigations expérimentales pour déterminer l'effet de la rigidité en torsion des entretoises sur la résistance ultime en flexion ont été effectuées par (Choi and Park 2010), Figure 2.9a. Les essais portent sur quatre spécimens de ponts bipoutres en acier à haute résistance. Les résultats montrent entre autres que : 1) les résistances ultimes mesurées sont proches de celles calculées par l'EN1993-1-1, et que 2) les valeurs de résistances mesurées expérimentalement correspondent plutôt aux valeurs de résistances calculées numériquement en considérant une forme de ruine de type local (déversement entre deux entretoises), Figure 2.9.



(a) Déversement observé expérimentalement



(b) Déversement observé numériquement

Figure 2.9 Formes de ruine observées selon (Choi and Park 2010).

D'un point de vue expérimental, d'autres essais de déversement de poutres monosymétriques à géométrie réduite (échelle 1:3) de ponts ont été réalisés par (O'Eachteirn and Nethercot 1988a). Les auteurs observent que la résistance de ces poutres est plus faible que celle des poutres équivalentes



laminées ou soudées avec des largeurs de semelles équivalentes. Les mêmes auteurs concluent dans (O'heachteirn and Nethercot 1988b) qu'une courbe de déversement adaptés aux sections soudées et plus conservatrice est nécessaire.

Dans les mêmes années, d'autres essais similaires sur des sections en I à parois minces sont réalisés par (Kubo and Fukumoto 1988) avec des sections qui présentent des élancements d'âme ( $h/t_w$ ) allant de 62 à 96 soit légèrement inférieurs à ceux que l'on retrouve dans les ponts. Pour ces élancements, les auteurs observent pour les poutres de moyennes longueurs que les modes de ruines sont une combinaison de flambement local de la semelle et de déversement, alors que pour les poutres plus longues le déversement généralisé domine.

Le passage en revue des études sur le déversement des ponts métallique montre qu'il subsiste encore de nombreux domaines à investiguer pour améliorer la connaissance sur le comportement de ces ouvrages. Des contributions peuvent être apportées au niveau : d'un modèle de contraintes résiduelles, des imperfections géométriques, d'une courbe de réduction, toutes contributions qui soient adaptés aux poutres de ponts. Ces différents points forment les axes de recherche de cette thèse.

## 2.4 Calcul du déversement élastique des poutres métalliques

Lors du calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}$  (Figure 2.1), il est nécessaire de déterminer un effort critique qui peut être un moment  $M_{cr}$ , un effort normal  $N_{cr}$  ou encore une contrainte critique  $\sigma_{cr}$  et qui provient de la théorie de la stabilité élastique. La précision avec laquelle est obtenu cet effort critique a une influence directe sur la valeur de calcul de la résistance au déversement selon le schéma de la Figure 2.1 puisqu'il permet de se placer sur l'axe horizontal des courbes de déversement.

Dans ce qui suit, l'état des connaissances dans ce domaine est effectué en différenciant le cas des poutres de bâtiments du cas des poutres de ponts qui présente un comportement différent avec des sections plus élancées.

### 2.4.1 Formulation pour les poutres de bâtiments

Sous la dénomination de poutres de bâtiments il est entendu l'ensemble des profilés laminés et soudés permettant un calcul plastique de la résistance.

Le cas fondamental du déversement (cf. Figure 2.10) considère une poutre simple en flexion pure avec des appuis à fourches.

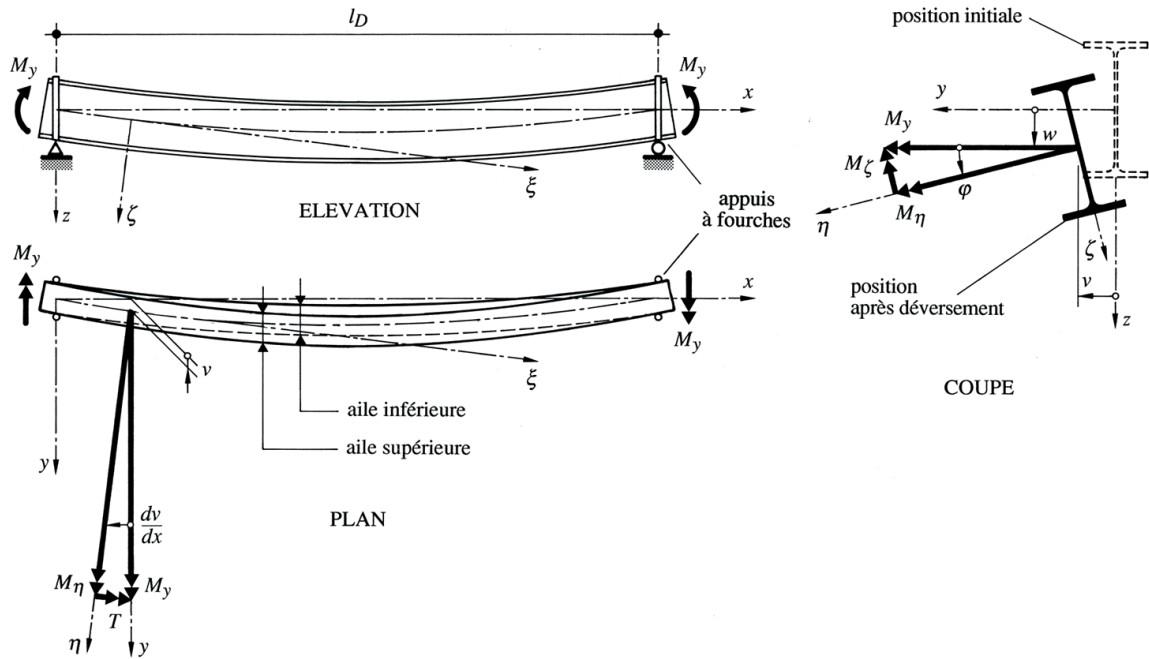


Figure 2.10 Cas fondamental du déversement (Hirt et al. 2006).

Sous le chapitre flambement latéral des poutres, (Timoshenko 1966) résout ce cas fondamental sur la base des hypothèses suivantes :

- Poutre de section constante bisymétrique parfaitement rectiligne et sans imperfection
- Section indéformable
- Appuis de type « fourche »
- Matériaux infiniment élastiques linéaires
- Rigidité en flexion dans le plan de flexion beaucoup plus grande que la rigidité en flexion latérale
- Petites déformations  $\sin \varphi = \varphi$  et  $\cos \varphi = 1$  où  $\varphi$  est la rotation de la section selon l'axe  $x$  (voire Figure 2.10)

Sur la base des conditions d'équilibre, un système de trois équations différentielles à trois inconnues peut se résoudre en considérant les conditions aux limites. Le moment critique de déversement élastique d'une poutre simple en flexion pure s'exprime comme suit :

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l_D} \sqrt{GKEI_z \left( 1 + \frac{\pi^2 EI_\omega}{l_D^2 GK} \right)} \quad (2.12)$$

- $l_D$  : longueur de déversement (distance entre deux appuis latéraux)  
 $G$  : module de glissement  
 $K$  : constante de torsion uniforme  
 $E$  : module d'élasticité  
 $I_z$  : moment d'inertie par rapport à l'axe  $z$

$I_\omega$  : moment d'inertie sectoriel de la section

Comme l'expression de l'équation ( 2.12 ) s'éloigne des cas pratiques qui présentent des chargements, des conditions d'appuis et des sections différentes, beaucoup d'études ont été menées dans ce domaine par différents chercheurs comme en témoigne le bref résumé dans (Braham 2001). Ainsi, une expression plus générale et valable également pour les sections monosymétriques est proposée par les auteurs (Clark and Hill 1960) et (Djalaly 1974) avec les notations selon (Hirt et al. 2006) :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{k_y k_\phi I_D^2} \left[ \sqrt{(C_2 z_a + C_3 \beta)^2 + \frac{I_\omega}{I_z} \left( \frac{GK k_\phi^2 I_D^2}{\pi^2 EI_\omega} + 1 \right)} + (C_2 z_a + C_3 \beta) \right] \quad (2.13)$$

$C_1, C_2, C_3$  : facteur dépendant du type de chargement et des conditions d'appui

$k_y, k_\phi$  : coefficient d'encastrement aux appuis

$z_a$  : distance entre le centre de cisaillement C et le point d'application de la charge (positive si ce dernier est situé entre le centre de cisaillement et la semelle tendue)

$\beta$  : caractéristique sectorielle de la section ( $\beta = 0$  pour une section bisymétrique) défini par :

$$\beta = z_c + \frac{1}{2I_y} \int_A z(y^2 + z^2) dA \quad (2.14)$$

Le paramètre  $\beta$  est pertinent dans le cas des poutres métalliques de pont qui montrent une asymétrie évidente lors des phases de montage étant donné que la semelle supérieure est plus petite que la semelle inférieure.

$z_c$  : distance entre le centre de gravité G et le centre de cisaillement C (positive si le centre de cisaillement se trouve entre le centre de gravité et la semelle comprimée).

L'équation ( 2.13 ), également connue sous le nom de formule à trois facteurs, s'accompagne d'un tableau proposant des coefficients  $C_1, C_2,$  et  $C_3$  en fonction des conditions d'extrémités et du cas de chargement. De tels tableaux sont disponibles dans (Djalaly 1974) et plus récemment dans (Baláz and Koleková 2000), (Mohri et al. 2000) et (Braham 2001).

Cette question du calcul du moment critique de déversement a également fait l'objet d'une recherche qui a abouti sur un outil informatique pratique et gratuit développé et proposé par le Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM) en France. Ce logiciel (LTBeam 2010) permet de calculer le moment critique de déversement élastique pour des poutres simples ou continues à section bisymétrique ou monosymétrique pour différents cas de charges et conditions d'appuis. Une présentation du logiciel est faite dans (Galéa 2003) où il est par ailleurs précisé que LTBeam exécute un calcul aux éléments finis de type poutre.

## 2.4.2 Formulation pour les poutres de ponts

Les poutres métalliques en I composées-soudées de ponts présentent généralement une géométrie en section élancée (classe 4). Lorsque la poutre déverse, la cinématique en section montre que c'est principalement la semelle comprimée et une partie de l'âme qui subissent un déplacement latéral et une rotation. Cela témoigne que la section résiste principalement en torsion non uniforme  $T_{Dw}$  et que la composante de résistance en torsion uniforme  $T_{Dv}$  devient devant  $T_{Dw}$  raisonnablement négligeable.

Comme le déversement peut être assimilé à celui du flambement élastique latéral de la partie comprimée la contrainte critique de flambement-déversement  $\sigma_{cr}$  s'associe à celle de la contrainte résistante en torsion non uniforme  $\sigma_{Dw}$ . Dans les différents codes (CEN 2004a; SIA 2013a) et la littérature (Lebet and Hirt 2009), il est d'usage de considérer la section résistante comprimée comme étant la section efficace de la semelle comprimée plus une partie de l'âme (cf. Figure 2.11).

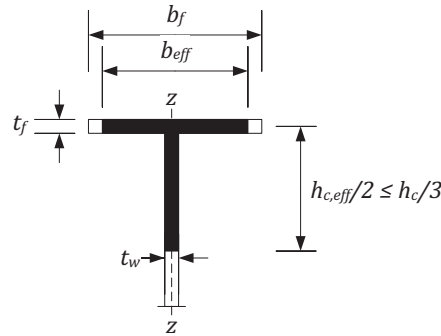


Figure 2.11 Section résistante efficace à prendre en compte dans le calcul de  $\sigma_{Dw}$ .

- $b_f$  : largeur de la semelle comprimée d'épaisseur  $t_f$
- $b_{eff}$  : largeur efficace de la semelle comprimée
- $h_c$  : hauteur de l'âme comprimée d'épaisseur  $t_w$
- $h_{eff}$  : hauteur efficace de l'âme comprimée

Dans ce contexte, les entretoises, qui relient les poutres maîtresses, jouent latéralement un rôle d'appuis élastique pour la semelle comprimée. En effet, si les entretoises étaient infiniment rigides, la longueur de déversement  $l_D$  à considérer serait égale à l'écartement  $e$  des entretoises. Toutefois, comme les entretoises présentent une certaine rigidité flexionnelle dans leur plan, celles-ci fournissent plutôt des appuis élastiques ou à ressort ayant pour conséquence de créer une longueur de déversement plus grande que l'écartement des entretoises. Ceci étant établi et en se rappelant que le déversement peut être assimilé au flambement latéral, le déversement d'une poutre de pont appuyée élastiquement par des entretoises se ramène à un problème de flambement d'une barre comprimée continue avec des appuis élastiques. Une formulation analytique simplifiée a été proposée par (Engesser 1884) sur la base des hypothèses suivantes :

- la barre comprimée est de section constante
- le long de la barre, l'effort normal de compression est constant
- les appuis élastiques fournis par les entretoises ont une constante de ressort  $K$  identique qui est admise répartie le long de la barre avec une valeur  $k = K/e$  où  $e$  représente la distance entre entretoises
- aux extrémités, les conditions d'appuis de la barre sont fixes latéralement et la rotation selon l'axe vertical est possible

La valeur critique de l'effort normal  $N_{cr}$  s'exprime alors par la formule d'Engesser :

$$\frac{\pi^2 EI_D}{e^2} \geq N_{cr} = 2\sqrt{kEI_D} \geq \frac{\pi^2 EI_D}{l_D^2} \quad (2.15)$$

- $E$  : module d'élasticité de l'acier  
 $I_D$  : moment d'inertie autour de l'axe  $z$  de la semelle comprimée et du tiers de la partie comprimée de l'âme selon la Figure 2.11  
 $l_D$  : portée ou distance entre les deux appuis de la poutre  
 $e$  : distance entre deux montants verticaux supposés rigides

Par cette approche, le calcul de l'élançement réduit  $\bar{\lambda}_D$  est donné par l'expression :

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_y A_D}{N_{cr}}} \quad (2.16)$$

- $f_y$  : limite d'élasticité de l'acier  
 $\sigma_{cr}$  : contrainte critique de flambement élastique  
 $A_D$  : aire efficace selon la Figure 2.11

Une autre alternative pour le calcul de la contrainte critique  $\sigma_{cr}$  de flambement est présentée dans la SIA263 :2013 à l'art. 5.6.2.3 et a l'avantage de tenir compte d'une longueur de déversement réduite  $l_k$ , qui est fonction de la variation du moment de flexion entre les appuis latéraux, et de la rigidité des entretoises. Il est établi que la contrainte critique de déversement élastique liée à la torsion non uniforme  $\sigma_{Dw}$  est égale à la contrainte critique de flambement élastique de la membrure comprimée de la poutre selon l'expression :

$$\sigma_{cr} = \sigma_{crD} = \sigma_{Dw} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_K^2} \quad (2.17)$$

$$\lambda_k = \frac{l_K}{i_D} \quad : \quad \text{élançement de la membrure comprimée}$$

$$l_K = \frac{l_D}{\sqrt{\eta}} \quad : \quad \text{longueur de déversement réduite}$$

avec un facteur  $\eta$  selon l'équation ( 2.18 ) qui tient compte de la répartition linéaire du moment de flexion entre les appuis latéraux pour un rapport entre le plus petit et le plus grand moment d'extrémités  $\psi \geq -0,5$ . L'annexe B de la SIA263 :2013 donne plus de détail sur le facteur  $\eta$ .

$$\eta = 1,75 - 1,05\psi + 0,3\psi^2 \quad (2.18)$$

$$i_D = \sqrt{\frac{I_D}{A_D}} \quad : \quad \text{rayon de giration de la section efficace définie à la Figure 2.11 dont l'aire vaut :}$$

$$A_D = b_{eff} t_{eff} + \frac{h_{c,eff}}{2} t_w \quad (2.19)$$

Dans l'équation ( 2.17 ), la rigidité flexionnelle des entretoises peut être prise en compte en introduisant une longueur de déversement qui tient compte des appuis élastiques créés par celles-ci. Pour cela, il suffit d'égaliser l'effort normal critique d'Engesser donné par l'équation ( 2.15 ) avec celui du cas fondamental du flambement élastique d'une barre donné par l'équation ( 2.17 ) d'où :

$$2\sqrt{kEI_D} = \frac{\pi^2 EI_D}{l_D^2} \quad (2.20)$$

De cette expression on peut isoler la longueur de déversement  $l_D$  qui devient :

$$l_D = \sqrt[4]{\frac{\pi^4}{4} EI_D ev} \geq e \quad (2.21)$$

- $e$  : distance entre deux appuis latéraux, soit la distance entre les entretoises
- $v = \frac{1}{K}$  : déplacement de l'appui latéral pour une charge unitaire  $H = 1$  agissant dans la direction de l'appui

La longueur de déversement ainsi obtenue par l'équation ( 2.21 ) peut être alors insérée dans l'équation ( 2.17 ) pour fournir une contrainte critique de déversement qui tient compte de la rigidité des entretoises et du diagramme des moments de flexion dans la poutre.

Dans (Lee et al. 2011; Nguyen et al. 2010) une étude du déversement des poutres en I appuyées discrètement en torsion et sous chargement de moment constant est investiguée. Une formulation analytique du moment critique de déversement qui tient compte des appuis latéraux discrets est proposée et comparée à des analyses par éléments finis. La comparaison montre que le modèle proposé corrobore bien les analyses numériques et que le concept d'appuis équivalent continus ne donne pas de bons résultats dans le cas où plusieurs appuis latéraux agissent sur la poutre. Dans un article complémentaire, (Nguyen et al. 2012) généralisent la solution analytique proposée dans (Lee et al. 2011; Nguyen et al. 2010) pour différentes conditions de chargement. La comparaison de la formulation généralisée avec des analyses par éléments finis montre que le moment critique de déversement et la rigidité en torsion nécessaire sont bien évalués. Fort de ce constat, les auteurs ont également examiné la résistance inélastique du déversement des poutres en I appuyées discrètement en torsion pour laquelle ils proposent une formulation basés sur l'Eurocode 3. Dans ce cas, les analyses numériques confirment également la proposition analytique. Cela permet aux auteurs de recommander l'utilisation des courbes de déversement de l'EN1993-1-1 en fonction des cas de charges considérés et en employant leurs méthodes de calcul du moment critique et du moment de ruine. Quant au besoin de rigidité en torsion, les auteurs constatent qu'il est plus faible dans le cas inélastique que dans le cas élastique. et sur l'effet de distorsion en section. Finalement, la méthode proposée pour le calcul de la résistance au déversement est valable pour autant que la distorsion en section soit empêchée.

## 2.5 Synthèse et conclusions

Cette section synthétise les conclusions tirées de la revue de la littérature et met en perspective les besoins en recherche avec les axes principaux de recherche de la thèse.

La situation normative sur le déversement et notamment sur les courbes de déversement fait ressortir un certain nombre de points qui nécessitent des investigations dans les domaines suivants :

- Le rôle des contraintes résiduelles sur la résistance des poutres au déversement n'est pas négligeable. Si l'influence de ces contraintes initiales est raisonnablement connue pour les profils laminés, ce n'est pas le cas des profils composés-soudés utilisés pour les poutres de ponts.

Ce constat motive les investigations expérimentales menées au chapitre 3. La revue de la littérature dans le domaine des contraintes résiduelles est présentée au chapitre 3 également.

- Les imperfections géométriques jouent également un rôle non-négligeable dans l'étude de la résistance au déversement. Les formes et amplitudes de ces imperfections pour les poutres de bâtiments, produites de façon standardisées, sont relativement bien connues. Dans les ponts, les poutres sont produites via plusieurs opérations de découpe et de soudage qui provoquent des imperfections géométriques plus aléatoires et moins bien connues. Dans le chapitre 4, des mesures expérimentales d'imperfections géométriques sur des poutres de ponts après fabrication sont présentées avec une brève revue de la littérature dans ce domaine.
- La comparaison des normes sur les courbes de déversement pour les ponts présente des écarts pouvant se monter jusqu'à 30% pour des élancements réduits situés dans le domaine des ponts métalliques. Un besoin d'uniformité est nécessaire pour une meilleure cohérence. Ce point sera traité dans le chapitre 6 de cette recherche en proposant une courbe de déversement adaptée aux poutres métalliques de ponts.

La revue de la littérature dans le domaine des ponts métalliques et mixtes révèle peu d'études théoriques sur le sujet et encore moins d'études expérimentales. D'un point de vue théorique, les attentes concernent, entre autre, la connaissance de l'influence des différentes caractéristiques des poutres métalliques de ponts, selon la Figure 1.4, sur la résistance au déversement. Cette thèse apporte des contributions au travers de ses différents chapitres. Le chapitre 3 apporte une réponse expérimentale sur la connaissance de la forme et de l'amplitude des contraintes résiduelles sur des sections de ponts. Le chapitre 4, qui étudie le déversement par l'approche poutre, contribue à la connaissance de l'influence des contraintes résiduelles et des imperfections géométriques sur la résistance d'une poutre de pont. Le chapitre 5, qui considère le pont dans son environnement tridimensionnel, apporte des réponses sur l'influence portée par les entretoises et le système statique du pont sur la résistance au déversement.





# Chapitre 3. Étude des contraintes résiduelles

## 3.1 Introduction

La fabrication d'une poutre métallique de pont s'effectue à partir de tôles en acier laminées dans lesquelles sont oxycoupées les semelles et l'âme qui sont ensuite assemblées par soudage. Ces étapes de fabrication introduisent des imperfections géométriques (déformations géométriques des éléments) et matérielles avec la création de contraintes résiduelles. Les imperfections géométriques sont connues pour constituer des déformées initiales qui modifient le comportement structural des éléments. L'influence des contraintes résiduelles sur le comportement structural est de créer des plastifications locales précoces qui conduisent à une perte de rigidité et à une réduction de la capacité portante d'un élément.

Les objectifs principaux de ce chapitre sont :

- Exposer les modèles de contraintes résiduelles actuellement valables dans la littérature pour les poutres laminées et composées-soudées.
- Proposer un modèle expérimental de contraintes résiduelles valables pour les poutres de ponts en tenant compte des étapes de fabrication telles que l'oxycoupage et le soudage.
- Évaluer l'influence de l'épaisseur des tôles sur les valeurs de contraintes résiduelles.

Pour répondre à ces objectifs, la section 3.2 présente une revue de la littérature des contraintes résiduelles pour les poutres métalliques. À la section 3.3, les mesures expérimentales sur les contraintes résiduelles liées à l'oxycoupage et au soudage sont présentées. La section 3.4 expose les analyses numériques, effectuées pour évaluer l'influence de l'épaisseur des tôles en acier sur les contraintes résiduelles.

## 3.2 Revue de la littérature sur les contraintes résiduelles

### 3.2.1 Définition et origines des contraintes résiduelles

Un état de contrainte existant dans un échantillon de matériau sans application d'actions extérieures est appelé état de contrainte interne ou résiduelle. Ainsi tout système de contrainte résiduelle est auto-équilibré et les résultantes des efforts intérieurs sont nulles.

D'une manière générale, trois types de contraintes résiduelles sont définis en fonction de la distance et de l'échelle à laquelle ces contraintes sont observées. Le premier type, nommé contraintes résiduelles macroscopiques, se forme entre plusieurs grains d'un matériau et c'est celui-ci qui sera étudié dans la suite de ce travail. Le second type, appelé micro-contraintes structurales, s'applique à l'échelle d'un grain ou d'une partie de grain d'un matériau. Le troisième type de contraintes résiduelles concerne le niveau atomique (Lu 1996).

Les contraintes résiduelles sont créées dans les éléments en acier (tôles, profilés, tubes, etc...) lors des procédés de fabrication. Il est ainsi possible de distinguer trois origines (Lu 1996) :

- Les origines mécaniques qui créent des déformations plastiques et qui proviennent par exemple dans la construction métallique du dressage à froid, du laminage ou du cintrage d'un profilé.
- Les origines thermiques qui sont dues au refroidissement inégal de l'acier. Par exemple pour un profilé après le laminage à chaud, l'extrémité des ailes refroidit plus vite que leur centre puisque la surface exposée à l'air libre pour un même volume est plus grande. Le rapport entre le volume et la surface d'exposition permet de comprendre le mécanisme de refroidissement et de prédire de façon qualitative quelles sont les parties en compression et en traction d'un élément qui se refroidit. En règle générale, les parties qui se refroidissent en premier sont à l'état final comprimées et celles qui se refroidissent en dernier sont tendues.
- Les origines thermomécaniques, qui sont une combinaison des deux origines précédentes, et qui proviennent des procédés de fabrication qui chauffent un matériau. Dans le cas de la construction métallique il s'agit par exemple de l'oxycoupage (découpe au chalumeau) ou soudage des éléments.

Dans la suite de ce travail ce sont principalement les contraintes résiduelles d'origines thermiques et thermomécaniques, liées aux procédés d'oxycoupage et soudage des éléments, qui seront investiguées.

#### 3.2.2 Schémas de contraintes résiduelles existants

Les contraintes résiduelles, parfois aussi appelé contraintes internes, sont des imperfections matérielles qui ont été mise en évidence il y a longtemps déjà (Kalakoutsky 1888) par des mesures sur des cylindres en acier. Depuis lors, de nombreuses études expérimentales et numériques contribuent à l'amélioration de la connaissance sur ces contraintes dans la littérature.

Dans le domaine de la construction métallique, c'est dans les années 1950 et 1960 que la connaissance des contraintes résiduelles s'est fortement développée avec les études portant sur les résistances des colonnes comprimées menées dans un vaste programme de recherche à l'Université Lehigh de Pennsylvanie (Beedle and Tall 1960; Gozum and Huber 1955; Thürlimann 1957). Les recherches portent notamment sur les profilés laminés à larges ailes (Huber 1956), sur les tôles soudées (Rao and Tall 1960; Tall 1961), sur les sections soudées (Rao et al. 1964), sur des profilés laminés à chaud (Alpsten 1968), sur des sections soudées avec tôles oxycoupées (Kishima et al. 1969), et sur des sections soudées avec des tôles de fortes épaisseurs (Alpsten and Tall 1970; Bjorhovde et al. 1971). Une synthèse complète des mesures expérimentales est disponible dans (Tebedge and Tall 1974). Ces résultats sont repris, en partie, par la Convention Européenne de la Construction Métallique (CECM ou ECCS en anglais) dans sa publication (ECCS 1976) où sont définies les bases des modèles de contraintes résiduelles en fonction du type d'élément et du procédé de fabrication. Plus tard, d'autres investigations expérimentales ont été menées pour améliorer la connaissance sur les profilés européens de forte épaisseur par (Aschendorff et al. 1983)

##### 3.2.2.1 *Modèle de contraintes résiduelles pour une tôle laminée à chaud*

La distribution des contraintes résiduelles longitudinales moyennes (en faisant la moyenne sur l'épaisseur de la semelle) d'une tôle en acier laminée prend la forme d'une parabole avec une composante de compression dans les bords et de traction au centre (voire Figure 3.1 ). Étant donné que la

résultante des contraintes doit être nulle, l'hypothèse d'une distribution parabolique impose que la contrainte de compression  $\sigma_c$  au bord de la tôle doit être égale au double de celle en traction  $\sigma_t$  au centre.

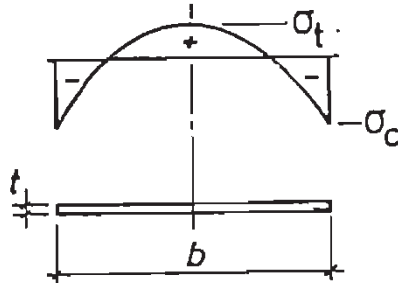


Figure 3.1 Modèle de contraintes résiduelles dans une tôle laminée (ECCS 1976).

Les études expérimentales menées à Lehigh révèlent, d'une part, que les contraintes résiduelles dues au laminage augmentent lorsque les dimensions de la tôle augmentent et, d'autre part, que la distribution de contraintes à travers l'épaisseur varie fortement. Il a été observé que deux paramètres contrôlent la magnitude des contraintes résiduelles : 1) le rapport de la largeur de la tôle  $b$ , sur l'épaisseur  $t$ , et 2) le rapport entre le périmètre de la section et l'aire de la section nommé  $\alpha$ . Ce dernier permet de tenir compte de la capacité de la tôle à se refroidir. Sur la base des mesures expérimentales et des études théoriques (Alpsten 1973) propose une formule permettant de calculer la contrainte de compression  $\sigma_c$  en fonction du rapport  $b/t$  et  $\alpha$  :

$$\sigma_c = \frac{0,18}{\alpha^{3/2}} \left[ \frac{b}{t} \right] \quad \text{où} \quad \alpha = \frac{2(b+t)}{bt} \quad (3.1)$$

- $b, t$  : sont la largeur et l'épaisseur de la tôle en [mm]
- $\sigma_c, \sigma_t$  : contraintes résiduelles de compression  $\sigma_c$  et de traction  $\sigma_t$  en [MN/m<sup>2</sup>]
- $\alpha$  : rapport entre le périmètre de la section et l'aire de la section [mm<sup>-1</sup>]

### 3.2.2.2 Modèles de contraintes résiduelles pour une tôle oxycoupée

Les modèles simplifiés de contraintes résiduelles pour une tôle oxycoupée sur un bord (Figure 3.2a) et sur deux bords (Figure 3.2b) montrent que l'action de l'oxycoupage introduit une contrainte résiduelle de traction sur une largeur  $c$  et d'intensité valant la limite élastique nommée ici  $\sigma_r$ . Les contraintes restantes doivent équilibrer la composante de traction de façon à assurer l'équilibre sur la section.

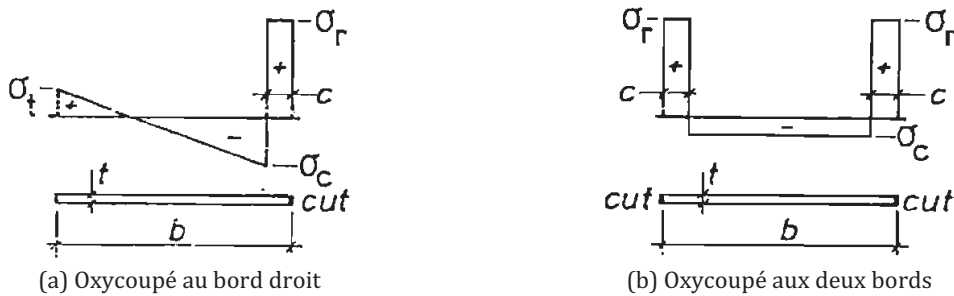


Figure 3.2 Modèle de contraintes résiduelles dans une tôle oxycoupée (ECCS 1976).

Les expressions permettant de calculer les composantes de traction  $\sigma_t$  et compression  $\sigma_c$  pour une tôle oxycoupée sur un bord sont données par :

$$\sigma_t = \sigma_r \frac{c(2b+c)}{(b-c)^2} \text{ et } \sigma_c = \sigma_r \frac{c(4b-c)}{(b-c)^2} \quad (3.2)$$

Pour une tôle oxycoupée sur ses deux bords la composante de compression  $\sigma_c$  est donnée par :

$$\sigma_c = \sigma_r \frac{2c}{(b-2c)} \quad (3.3)$$

Si la largeur tendue  $c$  est connue, alors les schémas de contraintes de la Figure 3.2 sont déterminés. Une formule empirique basée sur des mesures de contraintes résiduelles qui portent sur des tôles minces de 6,3 et 12,7 mm est proposée par (Young and Dwight 1971) :

$$c = c_f = \frac{1100\sqrt{t}}{\sigma_r} \quad (3.4)$$

$c, t$  : sont la largeur tendue et l'épaisseur de la tôle en [mm]

$\sigma_r$  : est la limite élastique de l'acier  $f_y$  en [MN/m<sup>2</sup>]

Une comparaison avec des mesures sur des tôles de forte épaisseur ( $t = 50$  à  $150$  mm) effectuée par (Alpsten 1973) montre une bonne correspondance avec ( 3.4 ).

### 3.2.2.3 Modèle de contraintes résiduelles pour une tôle soudée

L'effet du soudage est de chauffer localement le matériau et d'introduire lors du refroidissement des contraintes résiduelles de traction au droit de la zone soudée qui s'équilibrent avec des contraintes de compression dans le reste de la tôle. La distribution des contraintes suite à un cordon de soudure effectué au centre d'une tôle est montrée à la Figure 3.3.

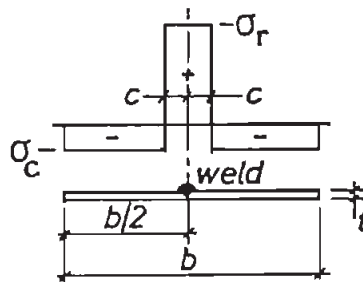


Figure 3.3 Modèle de contraintes résiduelles dans une tôle soudée au centre (ECCS 1976).

(Young 1974) propose une formulation pour la valeur de la largeur tendue  $c$  dans le cas d'une soudure en une passe avec ( 3.5 ), celle-ci dépend de la géométrie des éléments soudés, de la limite d'élasticité et de l'efficacité du procédé :

$$c = c_w = \frac{12000 p A_w}{\sigma_r \sum t} \quad (3.5)$$

$A_w$  : est l'aire du cordon de soudure [mm<sup>2</sup>]

- $\sum t$  : est la somme des épaisseurs de tôle qui se joignent à la soudure en [mm]
- $\sigma_r$  : est la limite élastique  $f_y$  de l'acier en [MN/m<sup>2</sup>]
- $p$  : est le facteur d'efficacité qui dépend du procédé. Des valeurs pour cinq procédés de soudage sont proposés par (Young 1974) selon le Tableau 3.1.

Tableau 3.1 Facteur d'efficacité  $p$  en fonction des procédés de soudage selon (Young 1974).

Procédés de soudage	$p$ [-]
Arc sous flux en poudre	0,90
Fil fourré	0,85
Manuel	0,80
Fusearc	0,75
Arc sous protection gazeuse avec fil fusible (MIG) :	
spray	0,62
bain	0,42

Lorsque la procédure de soudage compte un nombre  $n$  de passes produisant chacune une largeur tendue  $c$  ( 3.5 ), alors la superposition de ces passes donne lieu à une largeur tendue finale  $c_n$  :

$$c_n = cn^{1/4} \quad (3.6)$$

Les contraintes résiduelles au bord d'une tôle ayant été oxycoupée puis soudée ne peuvent pas être considérées comme étant une addition algébrique des blocs de traction puisque, lors du soudage, les contraintes de traction dues à l'oxycoupage ont tendance à se relâcher. Une formule empirique (Young and Dwight 1971), qui tient compte des deux procédés, donne la largeur finale tendue  $c_{fw}$  au bord :

$$c_{fw}^4 = c_f^4 + c_w^4 \quad (3.7)$$

$c_f$  : est la largeur du bloc tendu due à l'oxycoupage [mm], ( $f$ : flame-cutting)

$c_w$  : est la largeur du bloc tendu due au soudage [mm], ( $w$ : welding)

En considérant qu'une soudure en cordon d'angle est effectuée simultanément de chaque côté de l'âme d'une épaisseur  $t_w$ , la largeur tendue  $c_2$  de la semelle de chaque côté de l'âme est donnée par :

$$c_2 = c_w + 0,5t_w, \quad t_w \leq 2c_w \quad (3.8)$$

#### 3.2.2.4 Modèles de contraintes résiduelles pour profilés laminés

Les profilés laminés forment une catégorie pour laquelle de nombreuses études sur les contraintes résiduelles ont été réalisées. Dans ce qui suit, les deux types principaux de distribution de contraintes résiduelles sont résumés.

Il est utile de rappeler que les mesures expérimentales menées à l'université de Lehigh portaient notamment sur les poutrelles laminées américaines à larges ailes avec des dimensions s'échelonnant du profilé léger W14x13 (hauteur ( $h$ ) x largeur ( $b$ ) x épaisseur de la semelle ( $t_f$ ) = 106 x 103 x 8,8 mm) au plus lourd profilé laminé de type « jumbo » W14x130 ( $h$  x  $b$  x  $t_f$  = 569 x 454 x 125 mm), un résumé de ces mesures se trouve dans (Tebedge and Tall 1974).

Suite aux études théoriques menées par (Alpsten 1972), un premier modèle de contraintes résiduelles pour les profilés laminés de taille moyenne est proposé par (Young 1972) et est repris par (ECCS 1976). Le modèle propose une distribution auto-équilibrée des contraintes moyennes avec une forme parabolique comme illustré à la Figure 3.4.

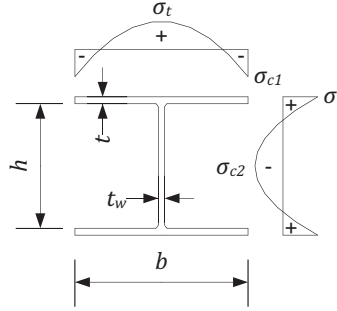


Figure 3.4 Modèle de contraintes résiduelles parabolique pour les profilés laminés de taille moyenne.

Les valeurs des pics de contraintes sont données par :

$$\sigma_{c1} = 165 \left[ 1 - \frac{ht_w}{2,4bt} \right] \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (3.9)$$

$$\sigma_{c2} = 100 \left[ 1,5 + \frac{ht_w}{2,4bt} \right] \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (3.10)$$

$$\sigma_t = 100 \left[ 0,7 + \frac{ht_w}{2bt} \right] \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (3.11)$$

Il est intéressant de noter que ce modèle est indépendant de la limite d'élasticité du matériau et que les valeurs maximales sont principalement fonction de la géométrie de la section. Suite à des études sur des profilés laminés lourds, (Alpsten 1973) observe que la contrainte de compression au bord de l'aile du profilé, \$\sigma\_{c1}\$, peut atteindre la limite élastique du matériau. Fort de ce constat, il propose des expressions empiriques corrigées selon que les profilés sont légers, moyens ou lourds :

profilés légers : 
$$\sigma_{c1} = 180 \left[ \frac{bt_w}{ht} \right] - 53 \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (3.12)$$

profilés moyens : 
$$\sigma_{c1} = 290 \left[ \frac{bt_w}{ht} \right] - 58 \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (3.13)$$

profilés lourds : 
$$\sigma_{c1} = 456 \left[ \frac{bt_w}{ht} \right] - 23 \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (3.14)$$

Plus tard, d'autres modèles de distribution parabolique sont proposés par (Lindner et al. 1998) qui font pour la première fois la distinction entre les petits et grands profilés comme l'illustre la Figure 3.5.

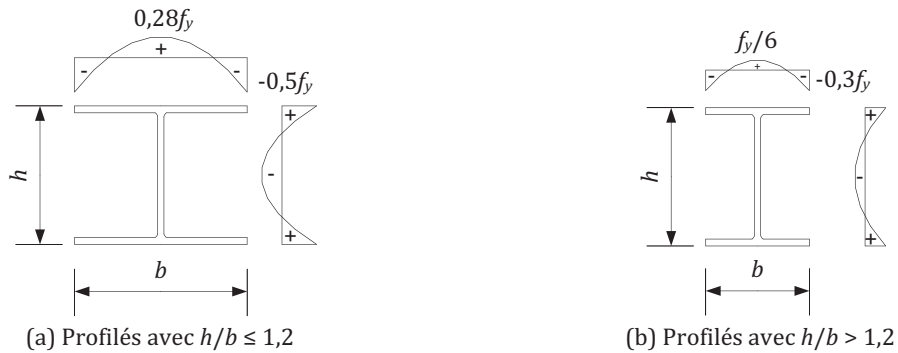


Figure 3.5 Distributions des contraintes résiduelles pour profilés laminés proposées par (Lindner et al. 1998).

Dans cette proposition, la prise en compte de l'influence de la géométrie de la section sur la distribution des contraintes résiduelles est simplifiée en divisant les profilés en deux familles selon l'élanement  $h/b$ . Ainsi, pour les profilés avec  $h/b \leq 1,2$ , les valeurs maximales des contraintes résiduelles (en prenant par exemple  $f_y = 235$  MPa) atteignent  $0,28f_y = 65,8$  MPa en traction, et  $-0,5f_y = 118$  MPa en compression (Figure 3.5a). Pour les sections avec  $h/b > 1,2$ , les contraintes maximales sont plus faibles et atteignent  $f_y/6 = 39$  MPa en traction et  $-0,3f_y = 71$  MPa en compression (Figure 3.5b). Ces distributions sont reprises dans (Kindmann and Kraus 2012) qui proposent des valeurs de contraintes de traction sur l'âme de  $0,3f_y$  pour  $h/b \leq 1,2$  et  $f_y/6$  pour  $h/b > 1,2$ .

Si les distributions paraboliques de contraintes résiduelles semblent mieux représenter les mesures expérimentales, il existe également des modèles simplifiés de contraintes résiduelles pour profilés laminés avec une distribution triangulaire auto-équilibrée comme le propose (ECCS 1984) selon la Figure 3.6.

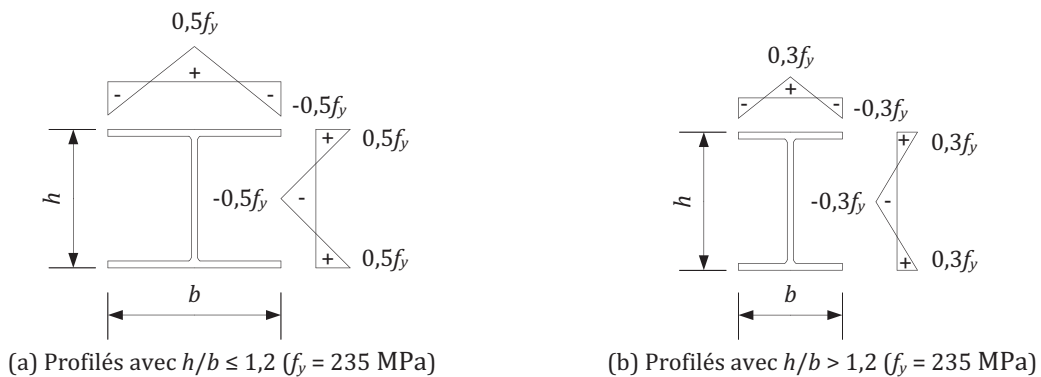


Figure 3.6 Distributions des contraintes résiduelles pour profilés laminés selon (ECCS 1984).

Les profilés pour lesquels le rapport  $h/b \leq 1,2$  (Figure 3.6a) présentent des pics de contraintes résiduelles en traction et compression de  $0,5f_y = 118$  MPa, alors que ceux dont le rapport  $h/b > 1,2$  (Figure 3.6b) ont des valeurs maximales fixées à  $0,3f_y = 71$  MPa. Les valeurs des maxims en tractions pour ce cas sont plus élevées que pour la distribution parabolique selon la Figure 3.5. Cette proposition est également reprise dans (Kindmann and Kraus 2012).

### 3.2.2.5 Modèles de contraintes résiduelles pour profilés soudés

Les modèles de contraintes résiduelles existants pour profilés soudés peuvent se regrouper en deux familles. D'une part, les modèles qui correspondent aux semelles oxycoupées et, d'autre part, les modèles qui correspondent aux semelles laminées.

Les modèles pour les semelles oxycoupées (Figure 3.7) se caractérisent par une succession de zone à contrainte constante à savoir : en traction au bord suivi d'une zone intermédiaire comprimée et d'une zone centrale tendue en raison de l'effet du soudage. L'âme présente également une contrainte de traction constante dans les zones soudées qui est équilibrée par une composante de compression constante sur la hauteur restante. Les largeurs tendues et comprimées ainsi que les valeurs de contraintes résiduelles varient en fonction des modèles. Ainsi le modèle construit sur la base de (ECCS 1976) et des équations ( 3.2 ) à ( 3.8 ), exposé à la Figure 3.7a, montre des contraintes résiduelles de traction aux bords oxycoupés et au centre qui valent  $f_y$ , et des contraintes de compression qui équilibrent le système. Les largeurs tendues aux bords de la semelle  $c_f$  et de l'âme  $c_w$  sont calculées selon l'expression ( 3.4 ) et celles au centre de la semelle  $c_2$  selon ( 3.8 ).

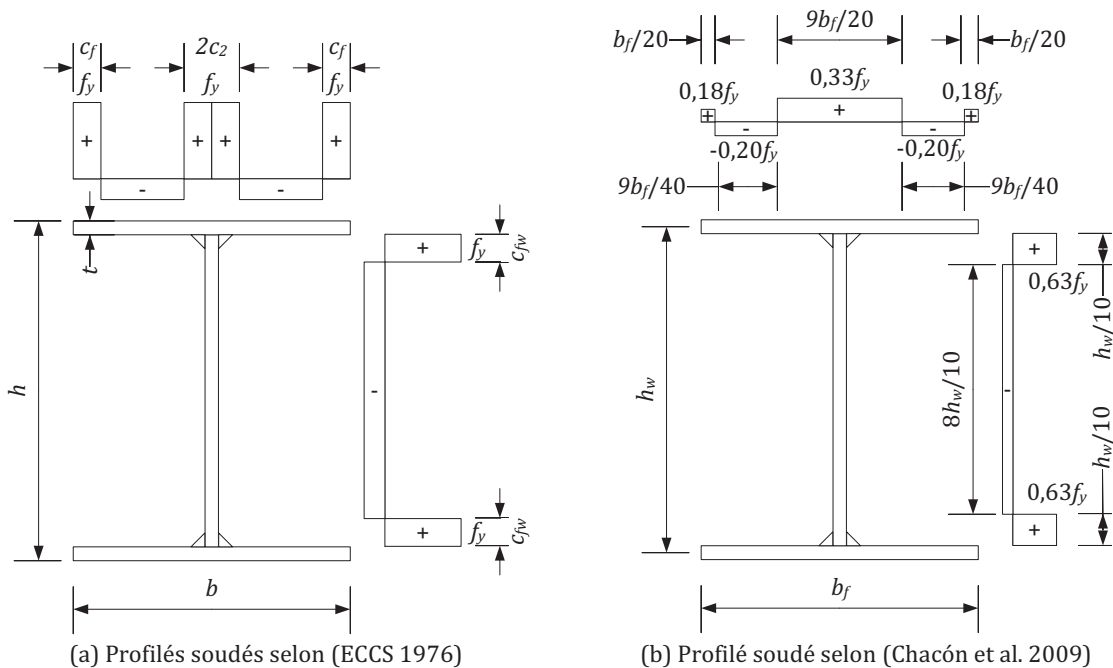


Figure 3.7 Distribution des contraintes résiduelles pour les profilés soudés à semelles oxycoupées.

D'autres auteurs (Chacón et al. 2012; Mozer et al. 1971) ont proposé des variantes à ce modèle à l'image de celui présenté à la Figure 3.7b. Ce dernier est une version simplifiée de (ECCS 1976) de la Figure 3.7a pour des raisons de modélisation numérique. Il se différencie premièrement au niveau des largeurs tendues et comprimées qui sont fonction de la largeur de la semelle  $b_f$  et de la hauteur de l'âme  $h_w$ . Deuxièmement, il montre des contraintes résiduelles moins élevées puisque la valeur maximale en traction au droit de la zone soudée de la semelle atteint  $0,33f_y$ , celle au bord de la semelle tendue vaut  $0,18f_y$  et celle au droit de la zone soudée de l'âme vaut  $0,63f_y$ .

Les modèles pour les semelles laminées sont présentés à la Figure 3.8. Le schéma se caractérise par une zone de traction au droit de la soudure âme-semelle suivi d'une zone comprimée sur la semelle restante pour assurer l'équilibre du système. Le premier modèle qui apparaît dans la littérature est celui de (ECCS 1984) à la Figure 3.8a qui est également repris par (BSK 07 2007). Ce modèle propose pour la semelle et l'âme une contrainte résiduelle de traction au droit de la zone soudée égale à  $f_y$  qui est équilibrée par une composante en compression dans le reste de la tôle. La transition entre ces deux composantes s'effectue de façon linéaire et constitue la particularité de ce modèle. Les largeurs com-



primées et tendues dépendent des dimensions du profilé,  $b$  pour la largeur, et  $h$  pour la hauteur en tenant compte de l'épaisseur  $t$  de la semelle.

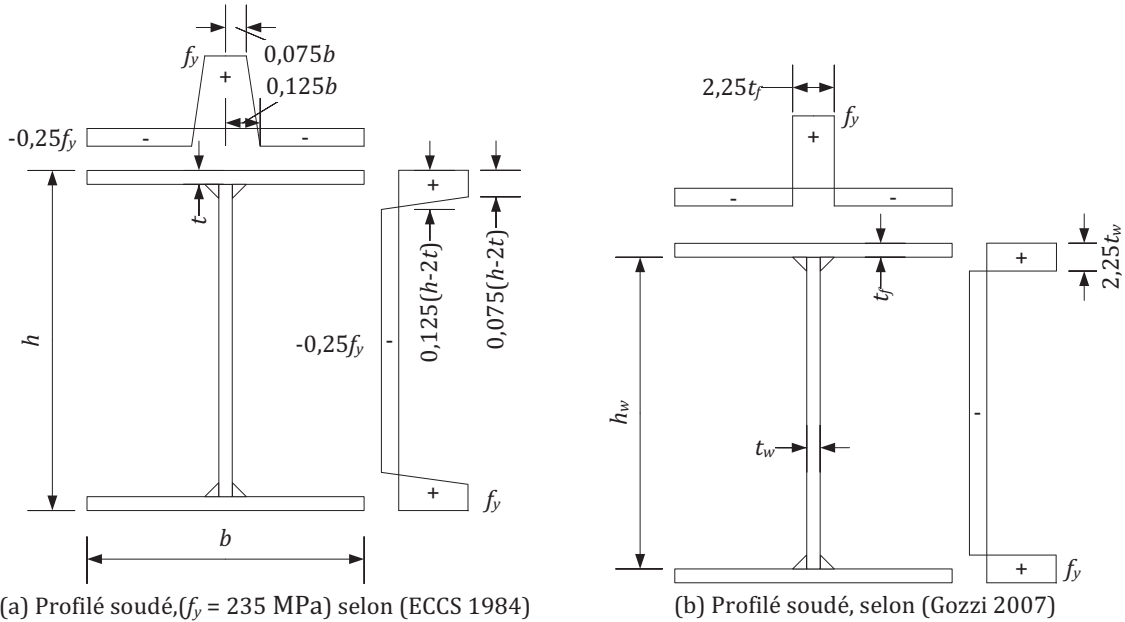


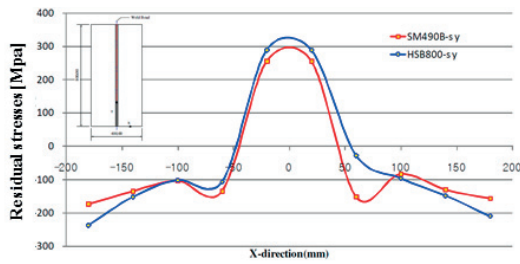
Figure 3.8 Distribution des contraintes résiduelles pour les profilés soudés à semelles laminées.

Un modèle simplifié pour les profilés soudés à semelles laminées, qui est similaire à (ECCS 1984) à la Figure 3.8a, est proposé par (Gozzi 2007) à la Figure 3.8b. Ce modèle propose pour la semelle et l'âme une contrainte résiduelle de traction au droit de la zone soudée égale à  $f_y$  qui s'étend sur une largeur de 2,25 fois l'épaisseur de la semelle  $t_f$ , respectivement de l'âme. Cette composante de traction est équilibrée par une composante en compression dans le reste de la tôle. La transition entre ces deux composantes s'effectue de façon droite.

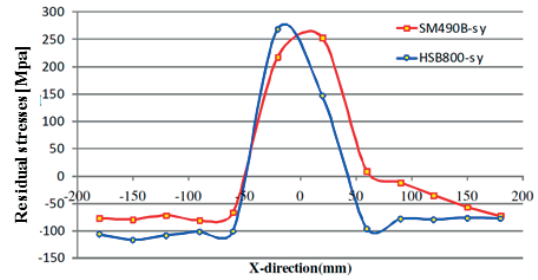
### 3.2.2.6 Contraintes résiduelles dans les aciers à haute résistance

Avec une utilisation de plus en plus courante des aciers à haute limite d'élasticité de type S460 et S690, aussi appelés acier à haute résistance avec un  $f_y \geq 460 \text{ MPa}$ , les études expérimentales des contraintes résiduelles ont été relancées ces dernières années. Les études s'accordent à dire que les schémas et valeurs des contraintes résiduelles des aciers à haute résistances sont similaires aux aciers de constructions standards de type S235 et S355.

Dans (Kang et al. 2011), des mesures de contraintes résiduelles sur des échantillons de tôles soudées bout-à-bout, de joints soudés en T et de profilés soudés en I ont été réalisées pour deux nuances d'aciers différentes : HSB800 avec  $f_y = 690 \text{ MPa}$  et SM490B avec  $f_y = 325 \text{ MPa}$ . Les résultats montrent des distributions de contraintes résiduelles similaires pour les tôles soudées bout-à-bout (Figure 3.9a). Pour ce cas, les contraintes résiduelles maximales en traction se situent au centre et atteignent 300 MPa et celles en compression se localisent aux bords et valent environ -200 MPa. Les joints en T (Figure 3.9b) montrent également des contraintes résiduelles analogues pour les deux nuances d'acier. Dans ce cas, les contraintes maximales mesurées en traction au centre atteignent 250 MPa et celles en compression dans les bords valent environ -100 MPa.



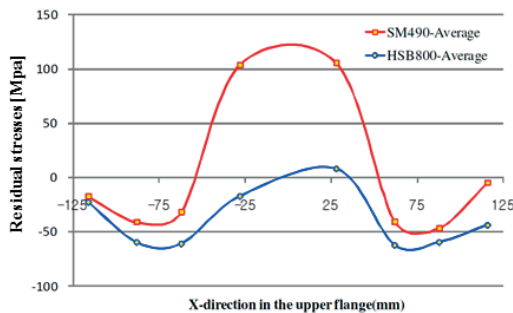
(a) tôles soudées bout à bout



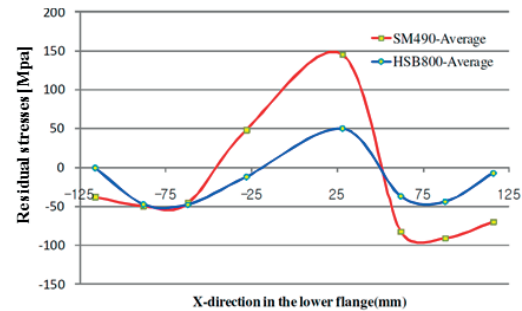
(b) Joints soudés en T

Figure 3.9 Distributions de contraintes résiduelles (Kang et al. 2011).

La régularité de ces résultats n'est pas confirmée par les mesures effectuées sur les profilés en T. En effet, les semelles inférieures et supérieures montrent des distributions de contraintes différentes suivant la nuance d'acier (Figure 3.10). Pour le cas de l'acier SM490, les contraintes résiduelles maximales de tractions se situent approximativement au centre et atteignent environ 100 MPa pour la semelle supérieure (Figure 3.10a) et 150 MPa pour la semelle inférieure (Figure 3.10b). Pour l'acier HSB800, les mêmes contraintes sont presque nulles dans le cas de la semelle supérieure (Figure 3.10a) et atteignent 50 MPa pour la semelle inférieure (Figure 3.10b). Ces résultats sont plutôt étonnants et restent sans explications supplémentaires de la part des auteurs. Il faut également préciser que la densité des points de mesures n'est pas très élevée et que les courbes semblent être interpolées d'une façon « arrondie » entre les points de mesure.



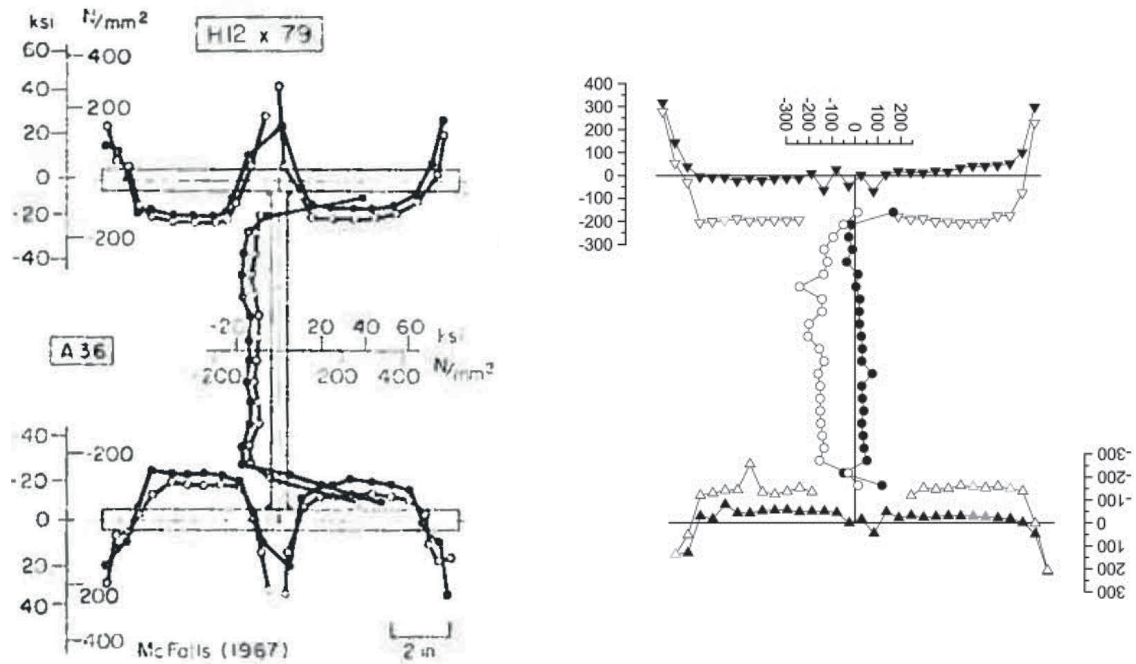
(a) Semelle supérieure



(b) Semelle inférieure

Figure 3.10 Distributions de contraintes résiduelles pour un profilé soudé (Kang et al. 2011).

Dans (Wang et al. 2012), des mesures de contraintes résiduelles sont effectuées sur des profilés soudés fabriqués avec un acier S460. De leur étude, il est possible de comparer les résultats pour un même profilé, mais une fois avec un acier A36 ( $f_y = 253$  MPa) mesurés par (McFalls and Tall 1969) à la Figure 3.11a et une fois avec un acier S460 ( $f_y = 460$  MPa) mesurés par (Wang et al. 2012) Figure 3.11b. Mis à part la région soudée qui reste une zone difficile à investiguer avec la méthode de sectionnement, les contraintes montrent d'excellentes correspondances. Ainsi, les bords oxycoupés présentent des contraintes résiduelles maximales en traction oscillant entre 200 à 300 MPa alors que les zones comprimées intermédiaires exposent des valeurs moyennes d'environ -100 MPa. Ces résultats montrent que le niveau de contraintes résiduelles ne semble pas dépendre de la limite élastique de l'acier  $f_y$ . Les mêmes constatations peuvent être tirées en comparant les résultats de (Spoorenberg et al. 2013) réalisés sur des profilés laminés lourds en acier trempé avec ceux en acier doux de (Brozetti et al. 1970).



(a) H12 x 89,  $f_y = 253$  MPa, (McFalls and Tall 1969)

(b) R-H-7,  $f_y = 460$  MPa, (Wang et al. 2012)

Figure 3.11 Distributions de contraintes résiduelles pour des profils soudés de mêmes géométries.

### 3.2.3 Influence des contraintes résiduelles sur la résistance en section

Afin de mieux comprendre l'influence des contraintes résiduelles sur le comportement des éléments comprimés, un exemple repris de (Hirt et al. 2006) est considéré à la Figure 3.12.

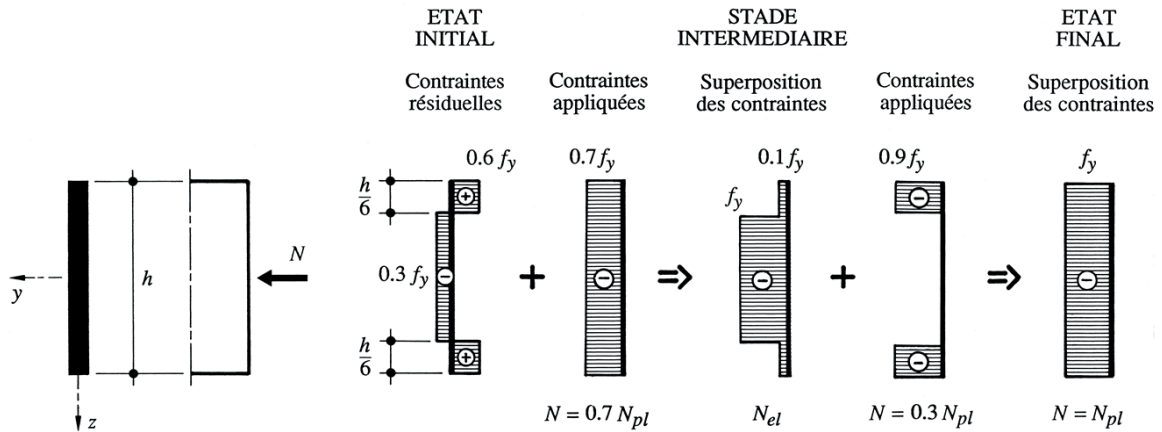


Figure 3.12 Exemple de contraintes résiduelles dans une section comprimée tiré de (Hirt et al. 2006).

La Figure 3.12 considère une section rectangulaire comprimée avec des contraintes résiduelles du type tôle oxycoupée aux deux bords comme exposé à la Figure 3.2b. Lorsqu'un effort normal  $N$  (respectivement des contraintes normales) est appliqué sur la section, les fibres pour lesquelles les contraintes résiduelles sont de compression atteignent plus rapidement la limite élastique  $f_y$  et se plastifient prématurément. Les fibres ainsi plastifiées voient leur module d'élasticité  $E$  devenir nul ce qui se traduit par une perte croissante de la rigidité  $EA$  de l'élément. Ce phénomène est illustré à la Figure 3.13a où la rigidité  $EA$  de la section reste constante jusqu'à un effort de compression  $N_{ét}$ , valeur pour

laquelle les premières fibres se plastifient. Au-delà de  $N_{el}$ , la rigidité décroît fortement jusqu'à devenir nulle lorsque toutes les fibres sont plastifiées ou, autrement dit, lorsque l'effort  $N$  vaut la résistance plastique de la section  $N_{pl}$ . Ce comportement peut également s'illustrer sur un graphique force ( $N$ ) - allongement ( $\Delta L$ ) à la Figure 3.13b. Le comportement idéalisé sans contraintes résiduelles, illustré par la courbe (a), montre une allure élastique suivant la pente donnée par la rigidité  $EA$  jusqu'à atteindre  $N_{pl}$  où toutes les fibres se plastifient et donne le comportement plastique avec  $EA = 0$ . Un comportement plus réaliste est illustré par la courbe (b) où la rigidité diminue progressivement après la première plastification des fibres pour tendre vers 0 lorsque l'effort  $N$  approche la valeur plastique  $N_{pl}$ .

Cette analyse montre que les contraintes résiduelles n'ont pas une influence sur la valeur de la résistance en section d'une barre comprimée mais sur la rigidité. Cet effet a en revanche des conséquences sur la capacité portante d'un élément comprimé (flambement) ou fléchi (déversement) et c'est pourquoi il faut tenir compte des contraintes résiduelles, aussi nommées imperfections matérielles, dans les calculs non-linéaires à la ruine de colonnes ou de poutres.

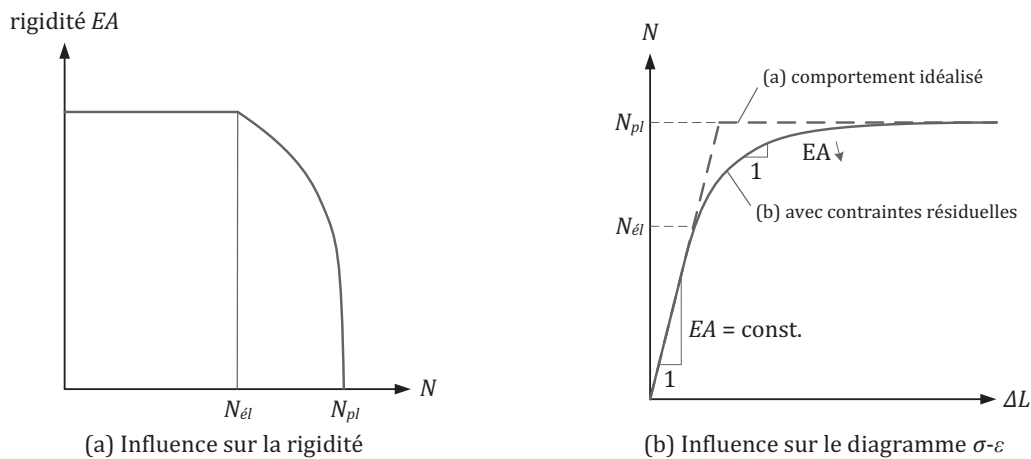


Figure 3.13 Effet des contraintes résiduelles sur le comportement d'une section comprimée (Hirt et al. 2006).

### 3.2.4 Méthodes de mesures des contraintes résiduelles

Ce paragraphe présente une vue d'ensemble des différentes méthodes usuelles et possibles pour mesurer des contraintes résiduelles dans l'acier. D'une façon générale, les méthodes *destructives* se distinguent des méthodes *non-destructives*.

Le principe des méthodes *destructives* est de détruire l'état d'équilibre des contraintes résiduelles par un procédé mécanique pour en mesurer leur intensité et distribution. Les contraintes résiduelles déterminées par des procédés mécaniques sont partiellement ou complètement libérées lorsque la matière est enlevée. Cette relaxation du matériau crée une déformation qui peut être mesurée et utilisée pour en calculer les contraintes. Les différentes méthodes destructives connues sont : le sectionnement, le percement de trous, l'enlèvement de couches, ainsi que d'autres méthodes encore en développement comme la méthode du contour ou du trou profond. Le domaine d'application de ces méthodes est représenté en fonction de la profondeur de pénétration possible et de la résolution spatiale à la Figure 3.14.

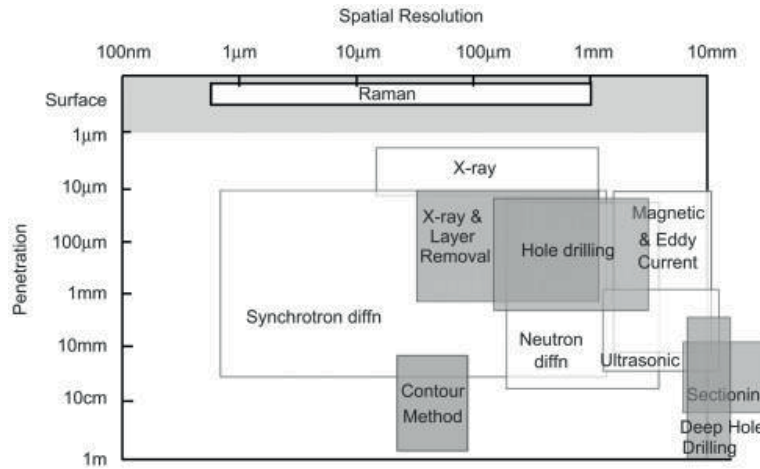


Figure 3.14 Zones d'utilisation de différentes techniques de mesures de contraintes résiduelles (Withers et al. 2008). Les méthodes destructives sont représentées en gris.

De façon synthétique, il est important de savoir que la méthode de sectionnement permet d'obtenir des contraintes résiduelles unidirectionnelles, la méthode de percement par trou donne des profils de contraintes dans l'épaisseur et la méthode de contour fournit une représentation cartographique des contraintes avec des courbes de niveaux.

Le principe des méthodes *non-destructives* se base sur les relations entre les paramètres physiques ou cristallographiques du matériau pour en déterminer les contraintes résiduelles. Les méthodes par rayon-X et diffraction de neutrons mesurent les déformations de plans atomiques spécifiques pour déterminer l'état de contrainte. La méthode par rayon-X est valable pour des résolutions inférieures au mm et s'intéresse aux contraintes résiduelles en surface et jusqu'à 1 mm de profondeur si elle est combinée avec la méthode destructive d'enlèvement par couche (Figure 3.14). La méthode par diffraction de neutrons mesure des contraintes résiduelles au sein d'un volume avec une pénétration maximale des ondes jusqu'à une épaisseur d'environ 50 mm pour des résolutions situées autour du millimètre. Les méthodes ultrasoniques reposent sur le principe de la variation de la vitesse des ondes ultrasoniques qui est liée à l'état de contrainte dans la matière. Ce principe est valable jusqu'à une pénétration de 10 mm dans la matière pour des résolutions situées au-dessus d'un millimètre. Les méthodes de mesures magnétiques se basent sur la magnétisation et les déformations élastiques des matériaux ferromagnétiques. Cette méthode est applicable pour des pénétrations maximales de l'ordre de 10 mm avec des résolutions situées entre 1 et 10 mm.

En accord avec la Figure 3.14, les méthodes de sectionnement et du trou profond sont possibles pour évaluer les contraintes résiduelles dans les tôles épaisses en acier. Étant donné l'équipement disponible dans nos laboratoires ainsi que les expériences réalisées par le passé dans différentes études, la méthode de sectionnement a été retenue pour effectuer les mesures expérimentales exposées à la section 3.3. La méthode de sectionnement est présentée au paragraphe suivant.

#### 3.2.4.1 Méthode de sectionnement

Afin de libérer les contraintes internes, la méthode de sectionnement propose d'isoler un spécimen et de le découper en plusieurs tranches comme illustré à la Figure 3.15.

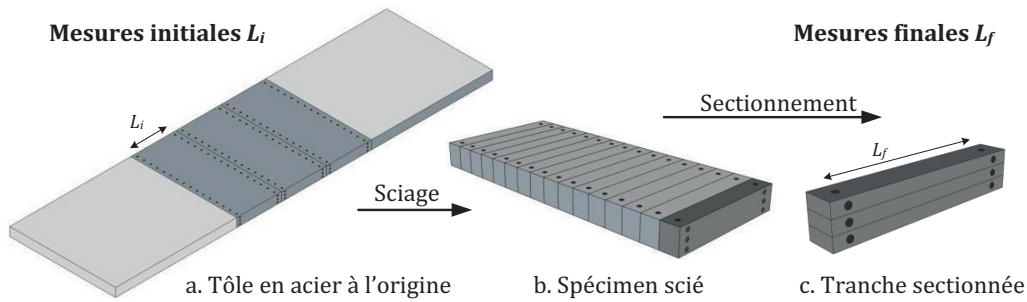


Figure 3.15 Principales étapes de la méthode de sectionnement.

Cette méthode, couramment utilisée pour l'étude des contraintes résiduelles dans les éléments de construction en acier, convient bien si une contrainte dans une direction est dominante, étant donné son caractère unidirectionnel mentionné auparavant. Plusieurs études effectuées dans le passé (Aschendorff et al. 1983; Grimault and Rondal 1987; Lugeon and Vinnakota 1978; Tebedge et al. 1973) prouvent que la méthode de sectionnement est adaptée pour la mesure des contraintes résiduelles dans les profilés et tôles en acier et qu'elle est suffisamment précise et économique. Un avantage notable de cette méthode réside dans son implémentation qui se veut simple et réalisable avec les équipements de nos laboratoires.

Comme illustré à la Figure 3.15, la méthode de sectionnement compte trois étapes principales. Dans un premier temps, une base de mesure doit être implémentée sur la tôle d'origine en acier (Figure 3.15a). Cette base de mesure consiste à marquer une série d'empreintes parallèles sur les surfaces investiguées de la tôle en acier. Ces couples de points créent des distances qui sont mesurées pour obtenir les longueurs initiales  $L_i$ . La deuxième étape consiste à scier la tôle transversalement pour isoler les spécimens (Figure 3.15a), et scier les spécimens en bandes pour effectuer le sectionnement (Figure 3.15b). Après ces étapes, les longueurs finales  $L_f$  de chaque couple de points sont mesurées et permettent de déterminer la déformation de chaque bande. Les contraintes sont alors calculées en appliquant la loi de Hooke en unidimensionnelle pour chaque bande et, en répétant l'opération, une distribution expérimentale des contraintes sur la largeur de l'échantillon est obtenue. La troisième et dernière étape concerne la découpe des bandes en tranches dans leur épaisseur (Figure 3.15c). Le découpage en tranches permet de déterminer la distribution des contraintes résiduelles à travers l'épaisseur de l'échantillon. Pour ce faire, des empreintes sur les côtés de chaque bande doivent être marquées. Pour cette étape, les déformations à travers l'épaisseur sont déterminées sur la base des mesures de longueur avant et après découpe de chaque tranche.

La détermination des contraintes résiduelles par la méthode de sectionnement inclut quelques hypothèses. Premièrement, la méthode ne tient pas compte de l'effet des contraintes transversales. En réalité, il est connu (Tebedge et al. 1973) que les contraintes transversales influencent les résultats de mesures de contraintes longitudinales ; ainsi, plus petites sont les contraintes transversales, plus précises sont les mesures de contraintes longitudinales. Une seconde hypothèse est réalisée sur le processus de découpage en bandes et tranches. Pendant le découpage, le matériau est chauffé par l'action de la scie, ce qui provoque des contraintes résiduelles lors du refroidissement de l'échantillon. Ces contraintes additionnelles dépendent de plusieurs facteurs tels que l'espacement des découpes, l'épaisseur de la tôle et la vitesse de sciage. Des mesures considérant ces effets ont été effectuées pour un cas spécifique par (Alpsten and Tall 1970) aux bords sciés et des contraintes de l'ordre de 3-10 MPa ont été observées. Dans le cadre des mesures expérimentales de la présente recherche (paragraphe 3.3), des mesures de températures en surface ont été effectuées durant le sciage des spécimens. L'expérience a



montré que les différences maximales de température entre avant et juste après la découpe atteignent 20 à 30°C sur la surface sciée. Ces valeurs peuvent être diminuées en utilisant un bon liquide de refroidissement et de façon abondante durant la découpe. De plus, en comparant les températures liées au sciage avec celles liées à l'oxycoupage, qui dépassent les 1000°C au droit de la section oxycoupées, elles restent notablement inférieures.

Ainsi, à conditions que le soin nécessaire soit apporté lors de la préparation des spécimens, la propreté soit maintenue durant les phases de mesures, la procédure de mesure soit méthodique et rigoureuse, la méthode de sectionnement fournit des résultats appropriés et suffisamment précis.

#### 3.2.5 Conclusions sur la revue de la littérature

La revue de la littérature sur les contraintes résiduelles montre que les distributions de contraintes dépendent de deux paramètres principaux : 1) le mode de fabrication des profilés, et 2) la géométrie en section.

Les contraintes résiduelles dans les profilés laminés peuvent être représentées assez précisément par des distributions paraboliques. Une distribution simplifiée triangulaire est également possible. Dans les deux cas, l'intensité des contraintes résiduelles est plus faible pour les profilés laminés de petites tailles que pour ceux de grandes tailles, comme en témoignent les résultats expérimentaux dans (Alpsten 1968).

La fabrication d'un profilé composé-soudé passe par les étapes de fabrication suivantes : le laminage des tôles, le découpage des semelles (dans le cas des ponts : l'oxycoupage) et le soudage de l'âme avec les semelles. Chacune de ces étapes génère des contraintes résiduelles dont l'intensité dépend de la géométrie des éléments et de l'énergie introduite lors du procédé. Les distributions de contraintes résiduelles dans les profilés composé-soudés montrent, d'une part, des schémas avec et sans composantes de traction au bord de la semelle, et d'autre part, des intensités de contraintes qui varient fortement selon les modèles.

La littérature montre qu'une grande partie des connaissances sur les contraintes résiduelles provient des études expérimentales et théoriques effectuées au cours des années 1960-1970 à l'université de Lehigh. Ces études portaient sur des tôles laminées, oxycoupées et soudées ainsi que sur des profilés laminés et soudés. Par rapport aux ponts, deux observations importantes ressortent : 1) dans ces études, les géométries choisies correspondaient à des colonnes et ne couvraient ainsi pas vraiment les géométries des éléments structuraux de ponts, même si certaines géométries s'en rapprochent ; 2) depuis lors, l'évolution des technologies pour la fabrication des poutres composées-soudées permet d'introduire moins d'énergie pour découper et assembler les éléments ce qui a pour conséquence de diminuer le niveau de contraintes résiduelles dans les éléments. Finalement, la littérature ne propose pas véritablement de schéma pour les géométries de poutres de ponts.

Avec le développement et une utilisation toujours plus généralisée des aciers à haute résistance ( $f_y \geq 460$  MPa), les études des contraintes résiduelles ont repris de l'intérêt. Les résultats montrent que les schémas et valeurs des contraintes résiduelles des aciers à haute résistance sont similaires aux aciers de construction standards de type S235 ( $f_y = 235$  MPa) et S355 ( $f_y = 355$  MPa). Ces observations permettent de conclure que les contraintes ne dépendent que très peu de la limite d'élasticité  $f_y$ .

L'effet des contraintes résiduelles se manifeste par une diminution de la rigidité en compression ou en flexion des éléments due à la plastification prématurée des fibres soumises à ces contraintes initiales.

Cette baisse de rigidité n'a pas d'influence sur la résistance en section, mais sur la capacité portante des éléments comprimés et fléchis.

Plusieurs méthodes de mesures de contraintes résiduelles existent et répondent à des besoins spécifiques selon qu'on souhaite connaître des contraintes au niveau atomique ou au niveau macroscopique, en surface ou en profondeur. Ces méthodes se distinguent également selon qu'elles sont destructives ou non. Dans le cadre des contraintes résiduelles dans les tôles en acier, les expériences montrent que la méthode de sectionnement, qui ne nécessite pas un équipement expérimental particulier, fournit des résultats appropriés et précis à conditions, d'effectuer un travail soigneux et méthodique.

### 3.3 Mesures expérimentales des contraintes résiduelles

#### 3.3.1 Introduction

L'objectif de ces mesures est de proposer un modèle expérimental de contraintes résiduelles qui tient compte des étapes de fabrication des poutres composées-soudées de pont, à savoir l'oxycoupage de semelles épaisses en acier et le soudage âme-semelle. Une partie des résultats a déjà été présentée à l'occasion de la conférence Structural Stability Research Council 2012 à Grapevine (Texas) dans la publication (Thiébaud and Lebet 2012).

#### 3.3.2 Fabrication des spécimens et mesures des températures

##### 3.3.2.1 Matériaux

Le choix des matériaux pour les spécimens est basé sur des aciers largement utilisés dans le domaine de la construction des ponts. Ainsi, les semelles sont découpées dans une tôle de base en acier de construction soudable à grains fins à l'état normalisé S355N, alors que l'âme est issue d'une tôle de base en acier non allié S355J2 (Tableau 3.2). Les désignations des matériaux suivent les normes européennes pour les aciers à savoir pour les semelles l'EN10025-3:2004 (CEN 2004b), et pour l'âme l'EN10025-2:2004 (CEN 2004c).

Tableau 3.2 Matériaux et dimensions.

Partie	Nuance	Qualité	Longueur (mm)	Largeur (mm)	Épaisseur (mm)
Semelles	S355	N	2600	2100	60
Âme	S355	J2	2600	180	20

En ce qui concerne les dimensions des tôles, les deux critères suivants ont été pris en compte :

- la taille des tôles doit être représentative de celles utilisés pour construire les poutres composées-soudées de ponts,
- les dimensions finales de la section soudée doivent permettre l'utilisation de la méthode de sectionnement pour l'analyse des contraintes résiduelles.

La fabrication des poutres composées-soudées de pont passe au minimum par deux procédés de fabrication. Premièrement, les éléments (semelles, âmes, raidisseurs, etc...) qui constituent les poutres sont oxycoupées dans de grandes tôles en acier laminé provenant des aciéries. Deuxièmement, ces éléments sont assemblés par différents procédés de soudage. Ces deux étapes introduisent des contraintes qui modifient de façon significative les contraintes résiduelles préexistantes provenant du



laminage. Dans la suite, les deux procédés utilisés pour la fabrication des spécimens et les mesures de températures sont présentés.

### 3.3.2.2 Oxycoupage des semelles

L'oxycoupage (flame-cutting en anglais) fait partie de la famille des méthodes de découpes thermiques et représente le procédé le plus largement utilisé pour découper les grandes tôles en construction métallique. Cette technique permet de découper des tôles de 3 mm à 150 mm d'épaisseur (McQuade 2010). Cette technologie utilise des gaz comme le propane, l'acétylène et l'oxygène, pour produire une flamme de chauffe et un jet d'oxygène. Le principe est basé sur la réaction chimique de l'oxydation localisée mais continue de l'acier chauffé à haute température. Plus précisément, la flamme chauffe le matériau localement par combustion d'un gaz mélangé avec de l'oxygène. Puis le métal est brûlé par un jet d'oxygène pur qui crée une réaction chimique continue entre l'oxygène et le métal. Ce même jet souffle l'oxyde de fer ainsi formé créant une saignée (un vide laissé entre les tôles) et une zone affectée thermiquement (ZAT).

Pour cette étude, la tôle de base en acier S355N d'une épaisseur de 60 mm est découpée en trois semelles (T1, T2a et T2b) comme illustré à la Figure 3.16.

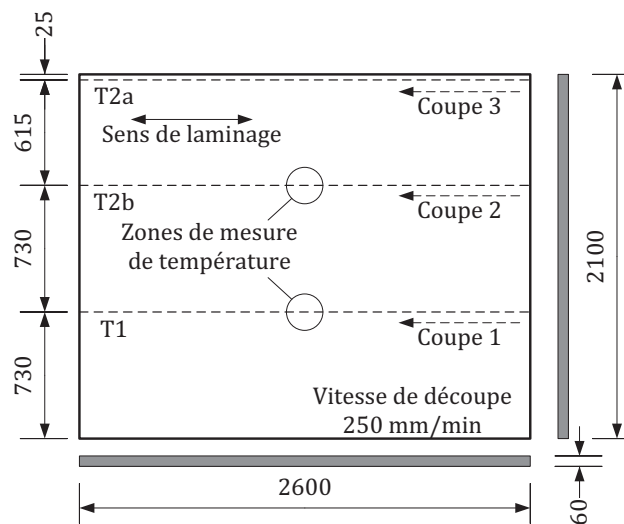


Figure 3.16 Vue en plan du séquençage de l'oxycoupage (dimensions en mm).

L'ensemble des découpes a été effectué par une oxycoupeuse à commande numérique de type Omni-Mat L 5600 (Messer 2010), Figure 3.17.

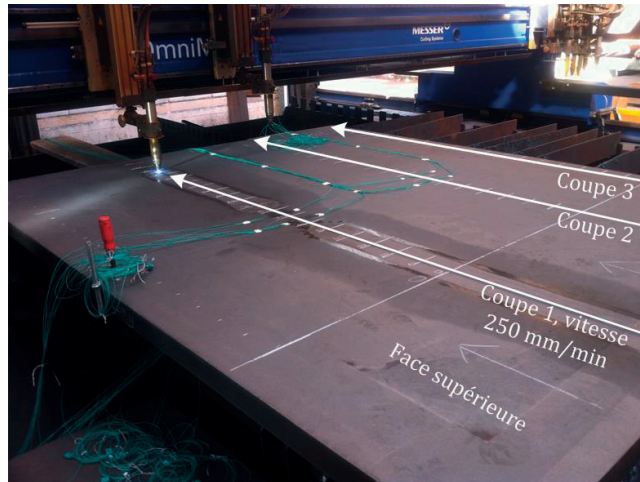


Figure 3.17 Opération d'oxycoupage des semelles.

La direction de découpe correspond au sens de laminage de la tôle. Avant découpe, la tôle a été préchauffée par un passage à blanc sur la ligne de découpe avec la flamme de chauffe. Cette étape est aussi appelée « dégourdissage ». Au début de l'opération de découpe, la tôle doit être percée par la flamme pour permettre l'amorçage du processus. Une fois amorcée, la découpe a été effectuée à une vitesse d'oxycoupage constante de 250 mm/min. Cette vitesse dépend principalement du type et de l'épaisseur du matériau à découper. Le séquençement consiste en trois coupes successives effectuées par la même torche. Les largeurs des semelles découpées sont de 730 mm pour T1 et T2 et de 615 mm pour T2a. La tôle T2b est utilisée dans une seconde étape pour le soudage d'un morceau d'âme alors que T1 et T2a sont dédiées aux études sur l'oxycoupage. Cette répartition des largeurs permet, d'une part, de comparer l'effet de la largeur de la tôle sur la distribution des contraintes résiduelles liées à l'oxycoupage et, d'autre part, d'évaluer l'effet du soudage de l'âme sur une tôle oxycoupée au préalable. En vue d'effectuer des simulations numériques, des mesures de température pendant l'oxycoupage pour différents points situés aux abords des coupes 1 et 2 ont été effectuées (Figure 3.16). Plus de détails sur ces mesures sont présentés au paragraphe 3.3.2.4.

#### 3.3.2.3 Soudage âme-semelle

Le soudage entre l'âme et la semelle a également été réalisé par une méthode automatique de soudage à l'arc sous flux en poudre (SAW : Submerged Arc Welding en anglais), Figure 3.18.

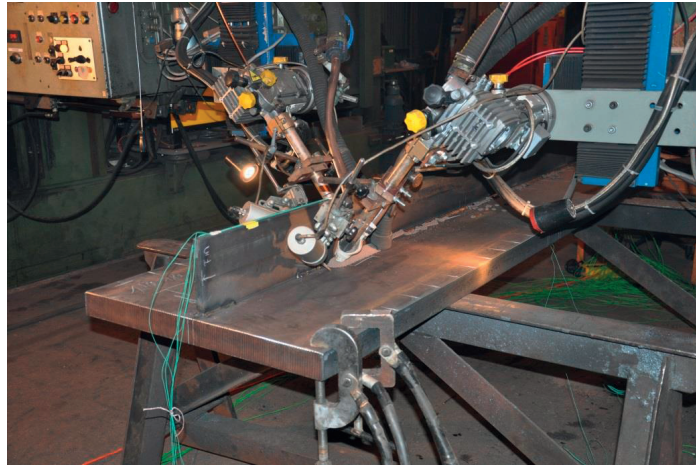


Figure 3.18 Opération du soudage âme-semelle.

Le principe de cette méthode est de créer un arc entre la pièce en acier et l'extrémité d'un fil fusible. Comme la pièce et le fil sont recouverts de flux en granulés, l'arc est caché. Une partie du flux fond et forme un laitier qui protège le bain de fusion, et l'autre partie non fondue est récupérée et réutilisée. Cette méthode de soudage est adaptée aux longs joints rectilignes à plat et est largement utilisée pour la construction des poutres de ponts puisqu'elle permet d'assurer des soudures de haute qualité.

En ce qui concerne notre expérience, les géométries en plan et coupe du soudage, Figure 3.19, montrent que l'âme est centrée et est soudée en face supérieure de la semelle. Le soudage a été effectué dans le même sens que le laminage avec une vitesse constante de 6,66 mm/s. Le procédé de soudage et les réglages machines respectent les qualifications du mode opératoire de soudage du fabricant. Pour cette étape, des mesures de températures ont également été effectuées au centre de la tôle sur l'âme et la semelle ; plus de détails sont donnés au paragraphe 3.3.2.4.

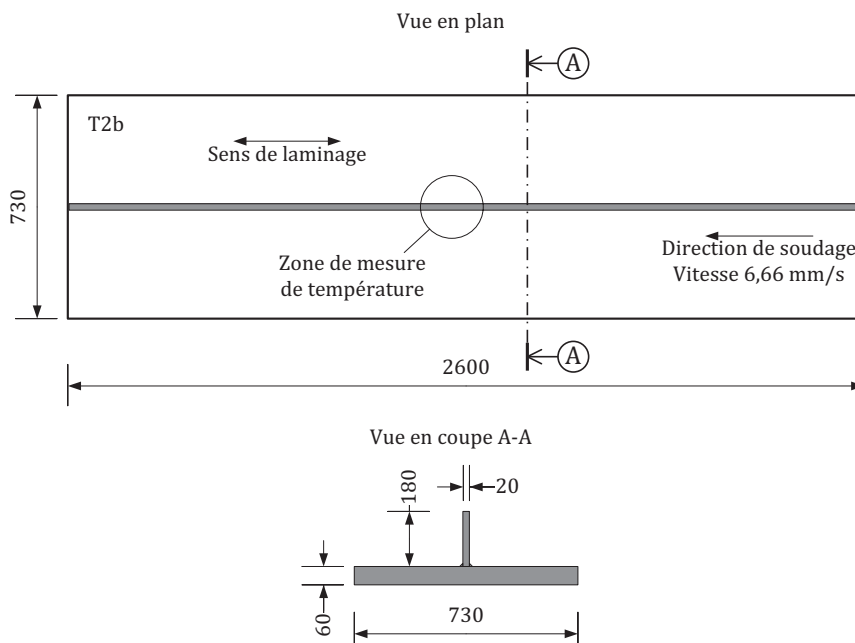


Figure 3.19 Vue en plan et coupe du soudage âme-semelle (dimensions en mm).

La géométrie de l'assemblage soudé âme-semelle est un joint en T avec deux soudures en cordon d'angle de part et d'autre de l'âme, Figure 3.20a. Les cordons de soudures ont une dimension de gorge de 10 mm et sont composés de trois passes exécutées simultanément de chaque côté de l'âme comme illustré à la Figure 3.20b.

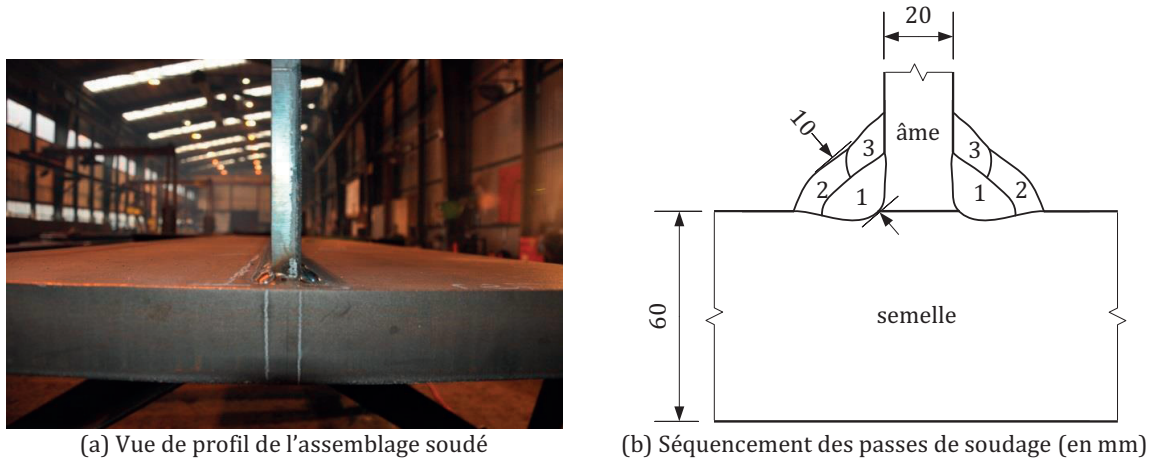


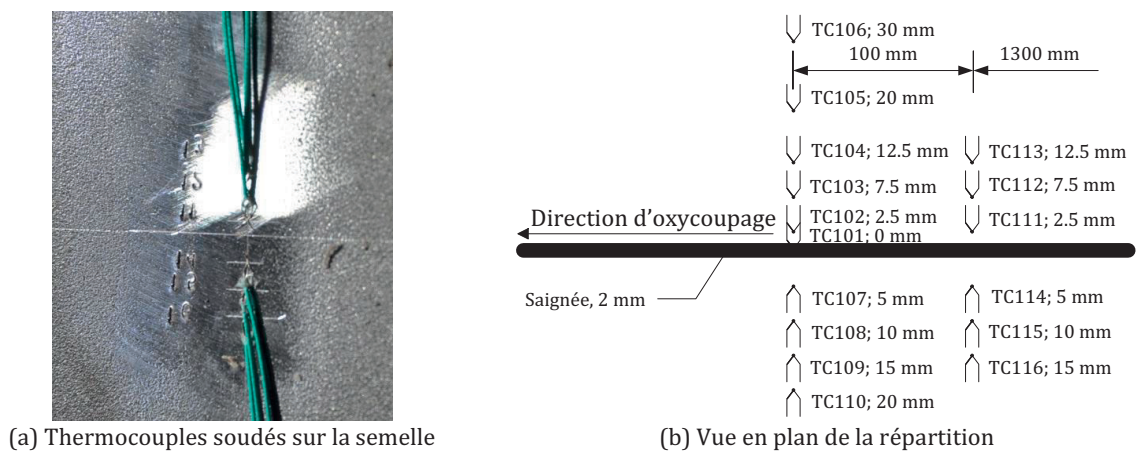
Figure 3.20 Détail du joint soudé âme-semelle.

Le séquençage suit l'ordre logique suivant : la première passe est effectuée à l'angle formé entre l'âme et la semelle, la deuxième passe juxtapose la première de façon à supporter la troisième passe.

### 3.3.2.4 Mesure des températures lors des étapes de fabrication

L'objectif de ces mesures est d'obtenir des courbes de température en fonction du temps pour différents points situés sur l'âme et les semelles lors des procédés d'oxycoupage et de soudage. Ces données permettront par la suite de calibrer le modèle numérique thermique d'oxycoupage et en cas de nécessité également le modèle numérique thermique de soudage.

Les mesures sont prises par des capteurs de températures (thermocouple, abrégé TC) de type k soudés sur la surface des tôles en acier comme illustré par la Figure 3.21a et Figure 3.22a. Chaque capteur est relié à un système d'acquisition commandé par un ordinateur. La Figure 3.21 et la Figure 3.22 présentent la conception des mesures de température et l'emplacement des capteurs.



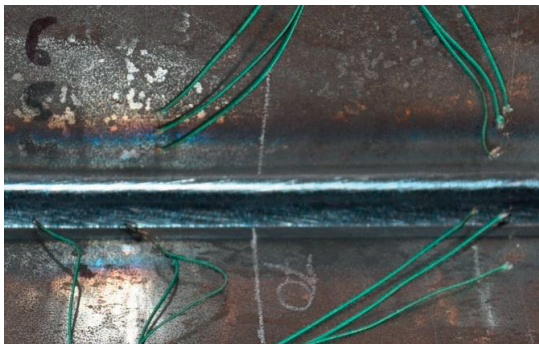
(a) Thermocouples soudés sur la semelle

(b) Vue en plan de la répartition

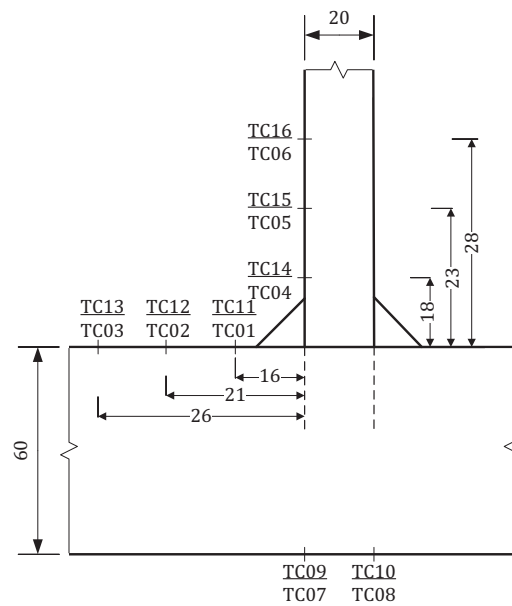
Figure 3.21 Thermocouples mis en place pour l'oxycoupage.

Comme le montre la Figure 3.21b, la répartition des thermocouples pour la phase oxycoupage est réalisée de façon à assurer la répétitivité des mesures. Ainsi, un total de soixante-quatre thermocouples a été utilisé. Ceux-ci ont été répartis sur les deux séquences de coupes (coupe 1 et 2, Figure 3.16), sur deux sections (Figure 3.21a) et sur les deux faces (supérieure et inférieure) de la tôle oxycoupée. La première section est située à 1300 mm du bord et présente six thermocouples qui sont répartis des deux côtés de la saignée. De façon similaire, la deuxième section contient dix thermocouples qui sont situés 100 mm plus loin par rapport à la première section. Les capteurs ont été soudés aussi proches que possible de la saignée de manière à mesurer les températures les plus élevées possibles.

En ce qui concerne le procédé de soudage (Figure 3.19 et Figure 3.22b), au total seize thermocouples également répartis sur deux sections ont été mis en place. Chacune des sections comporte deux capteurs situés en face inférieure de la semelle, trois en face supérieure et trois sur la surface de l'âme.



(a) Thermocouples soudés sur l'âme et la semelle



(b) Vue en coupe de la répartition (en mm)

Figure 3.22 Thermocouples mis en place pour le soudage.

### 3.3.3 Préparation des spécimens

#### 3.3.3.1 Emplacements des spécimens

Dans chaque tôle en acier sont produits trois spécimens, cf. Figure 3.23. Par le principe de Saint-Venant, les contraintes résiduelles doivent être maximales à une distance égale à la plus grande dimension transversale de la tôle. Pour cette raison, les spécimens sont situés au centre de la tôle à une distance de 1,1 à 1,3 fois la largeur de la tôle.

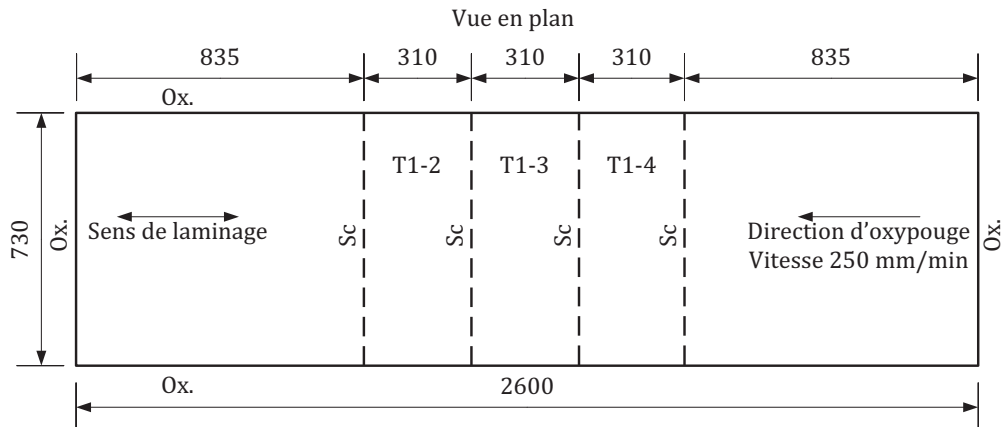


Figure 3.23 Emplacement des spécimens pour T1 (Ox : oxycoupé et Sc : scié) (en mm).

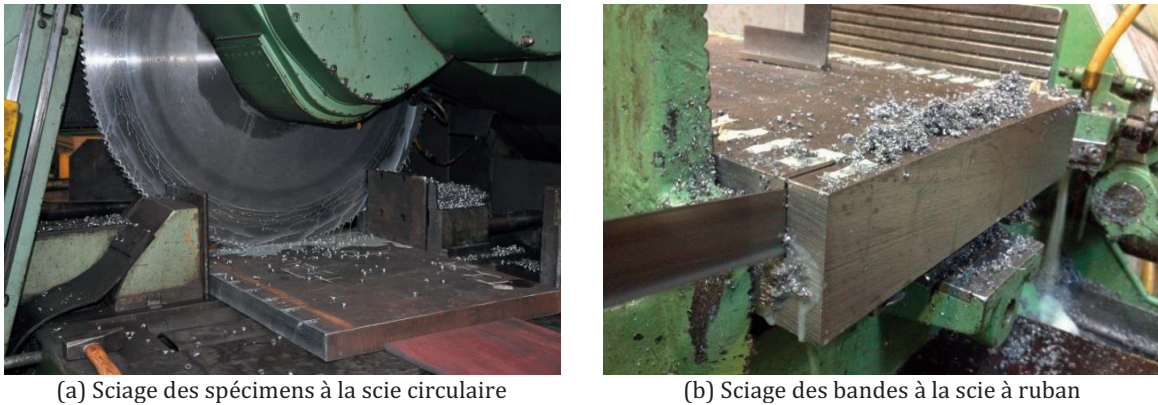
Sur un total de neuf spécimens, six sont dédiés à l'étude des contraintes résiduelles d'oxycoupage (voir Tableau 3.3). Avec cette conception des expériences, l'influence de la largeur de la tôle peut être étudiée en comparant les résultats des largeurs 730 mm avec 615 mm. Les trois autres spécimens sont utilisés pour l'étude des contraintes d'oxycoupage et de soudage.

Tableau 3.3 Résumé des spécimens.

Désignation	Origine des contraintes résiduelles O : Oxycoupage; S : Soudage	Largeur [mm]
T1-2	O	730
T1-3	O	730
T1-4	O	730
T2a-2	O	615
T2a-3	O	615
T2a-4	O	615
T2b-2	O + S	730
T2b-3	O + S	730
T2b-4	O + S	730

Les spécimens sont découpés transversalement par sciage à l'aide d'une grande scie circulaire (Figure 3.24a). Cette scie a été déterminante pour fixer la largeur maximale sciable de 730 mm qui dépend de l'épaisseur de la tôle, soit 60 mm. Dans un deuxième temps, les bandes sont découpées à la scie à ruban (Figure 3.24b). Durant ces deux étapes, la vitesse de sciage a été maintenue aussi lente que possible et un arrosage permanent avec un liquide de refroidissement a été utilisé afin de minimiser autant que possible l'échauffement du matériau.





(a) Sciage des spécimens à la scie circulaire

(b) Sciage des bandes à la scie à ruban

Figure 3.24 Différentes étapes de sciage.

3.3.3.2 Conception du sectionnement et préparation des empreintes de mesure

Le nombre et la largeur des bandes dépendent de la distribution et du gradient de contraintes résiduelles. Ainsi, dans les régions où un fort gradient de contraintes est attendu, les bandes sont plus fines et resserrées. De façon à obtenir des résultats satisfaisants, les bandes les plus minces (10 mm) se situent près des bords oxycoupés et des zones soudées, alors que les bandes plus larges (20 mm) se situent dans les zones restantes. Les vues en plan et coupe du sectionnement et du marquage pour un spécimen oxycoupé sont illustrées à la Figure 3.25 et à la Figure 3.26. La vue en coupe du sectionnement et du marquage pour un spécimen oxycoupé et soudé sont données à la Figure 3.27.

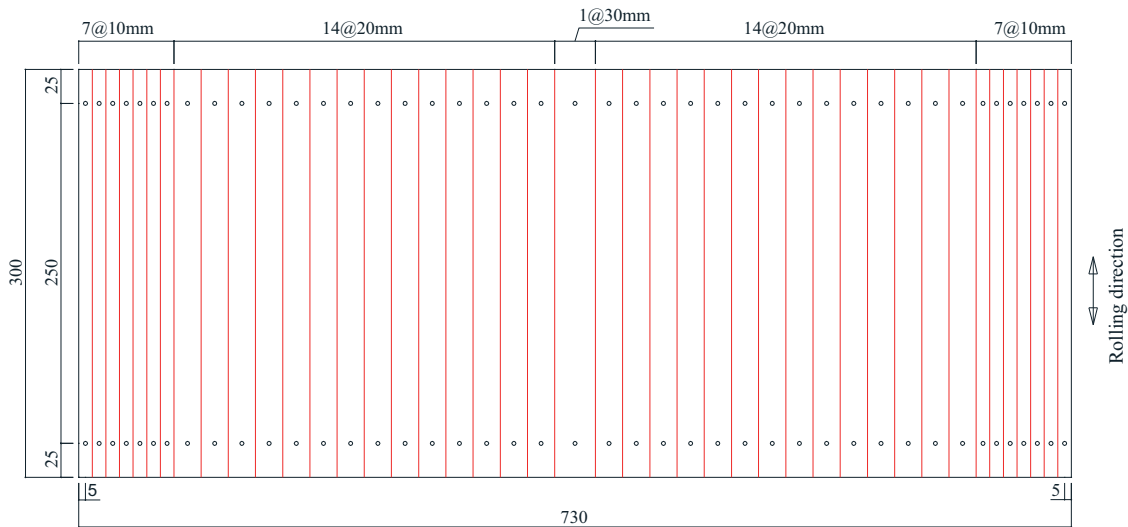


Figure 3.25 Vue en plan d'un spécimen de type oxycoupage de type T1 (en mm).

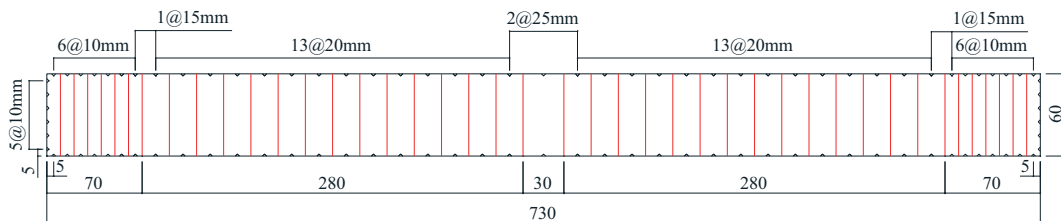


Figure 3.26 Vue en coupe d'un spécimen de type oxycoupage de type T1 (en mm).

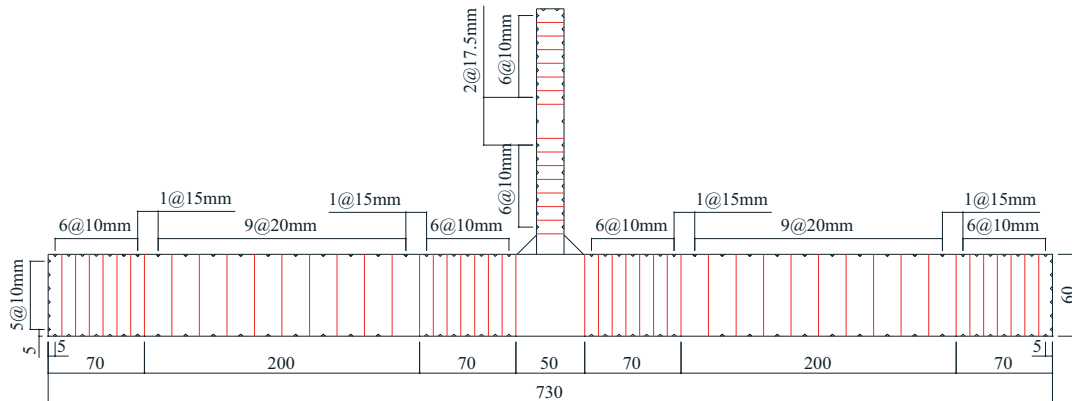


Figure 3.27 Vue en coupe d'un spécimen de type oxycoupage et soudage (en mm).

La préparation des empreintes de mesure demande du soin car la précision de la mesure dépend directement de la qualité du marquage de l'empreinte. Géométriquement, chaque empreinte est située au centre de la largeur de la bande et chaque couple d'empreintes est séparé par une distance constante d'environ 250 mm. La taille de l'empreinte est adaptée à la géométrie du pied sphérique de l'extensomètre de mesure, voir Figure 3.28.

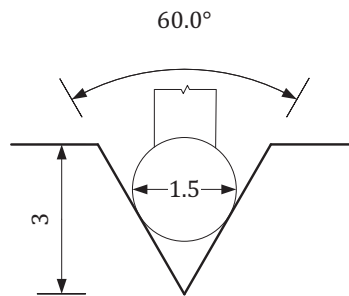


Figure 3.28 Détail d'une empreinte de mesure (en mm).

Dans le cadre de ces expériences, le marquage des empreintes suit les quatre étapes successives suivantes :

- Traçage aussi précisément que possible de l'emplacement des empreintes de mesure,
- Pré-marquage des empreintes à l'aide d'une barre étalon d'une base de 250 mm,
- Formage des empreintes à l'aide d'un pointeau et d'un marteau,
- Vérification de la forme des empreintes par des « tests » de stabilité de mesure. Si la lecture de la mesure n'est pas stable, l'empreinte est corrigée.

### 3.3.4 Procédure des mesures

Les mesures de distance ont été effectuées à l'aide d'un extensomètre de type « Huggenberger deformer EDU250/10 » ajusté sur une base de mesure de 250 mm (Huggenberger AG 2014). La prise de mesures nécessite de respecter les étapes suivantes :



- Nettoyage des empreintes de mesure à l'aide d'un souffle d'air comprimé avant chaque série de mesure,
- Initialisation de l'extensomètre sur une barre en invar d'une base de 250 mm avant chaque série de mesures et après chaque dixième mesure (Figure 3.29a),
- Mesure de la barre « témoin » libre de toutes contraintes résiduelles pour les corrections de températures (Figure 3.29a),
- Mesure de chaque distance au moins trois fois pour assurer une répétitivité des données (Figure 3.29b),
- Mesure des courbures lorsque les bandes ont été découpées (Figure 3.29c),
- Protection des empreintes de mesure de tout dommage avec un papier autocollant durant les phases de manutention, transport et sciage (Figure 3.29d).

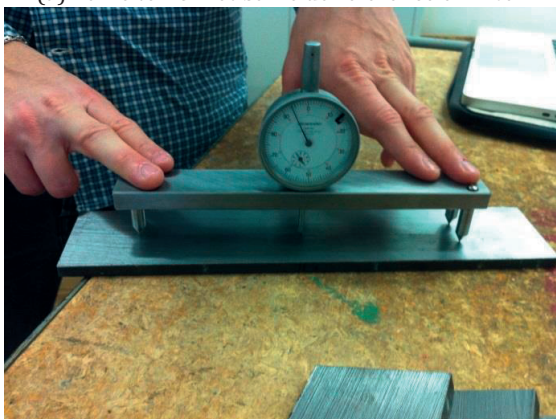
Une attention particulière doit être donnée aux mesures initiales puisqu'une fois les spécimens découpés, il n'est plus possible de reprendre les mesures.



(a) Barre témoin et barre de référence en invar



(b) Mesure des distances au déformètre



(c) Mesure des courbures



(d) Protection des empreintes de mesure

Figure 3.29 Principales étapes de mesures.

Au vu du grand nombre de mesures à effectuer, un système d'acquisition et d'enregistrement des données a été conçu en reliant l'extensomètre par câble à un ordinateur permettant ainsi la mesure auto-

matique (Campana and Rupf 2011). Ce système permet d'ajouter une précision supplémentaire puisque pour chaque mesure l'extensomètre envoie dix lectures en une seconde au programme d'acquisition qui enregistre la moyenne et l'écart type. En procédant ainsi, il est possible de fixer le critère suivant : la mesure est acceptée par le système si l'écart type reste inférieur à 0,002 mm. Si l'écart type dépasse cette limite, la mesure doit être reprise.

À titre d'exemple, les étapes de marquage, des mesures initiales et finales, des découpes et sectionnement nécessitent environ 6 jours de travail à plein temps pour un spécimen de 610 mm de largeur.

### 3.3.5 Précision des mesures

Les mesures de contraintes résiduelles sont affectées par plusieurs sources d'erreur dont il faut être conscient. Tout d'abord, comme les expériences se déroulent sur une durée de plusieurs semaines voire plusieurs mois, la température ambiante varie et les matériaux se dilatent. Pour diminuer les imprécisions liées à cet effet, les mesures ont été effectuées dans une tente avec une température constante de 23°C. Cependant, des petits écarts de température (moins de 1°C) ont été mesurés. Cette erreur peut être prise en compte en mesurant une barre « témoin » constituée du même matériau que les spécimens, mais libérée de toutes contraintes résiduelles. Cette barre témoin a été déposée durant toute la durée des mesures sur les spécimens, de façon à suivre les mêmes variations de température. Ainsi en mesurant au début de chaque session cette barre « témoin », une correction est rendue possible. L'expérience a montré que ces corrections sont plutôt faibles et sont de l'ordre de 1 MPa.

La précision instrumentale donnée par la fiche descriptive du fabricant de l'instrument de mesure (Huggenberger AG 2014) se monte à +/- 0,005 mm pour chaque prise de mesure. Pour les mesures effectuées dans le cadre de ce projet, cette erreur représente probablement une borne supérieure puisque chaque mesure est répétée au minimum trois fois pour obtenir une moyenne. Ainsi, l'erreur expérimentale liée à l'instrument en terme de contrainte devrait atteindre un maximum de +/- 7 MPa. Un autre aspect important pour limiter l'erreur instrumentale de l'extensomètre est le calibrage de l'instrument. Cette opération s'effectue en mesurant une barre de référence fixe en invar d'une longueur de 250 mm avant chaque session de mesure.

Les bandes situées dans les zones à fort gradient de contraintes résiduelles ont montré une courbure visible après sciage. Cette courbure doit être prise en compte dans les mesures puisque l'extensomètre mesure la longueur de la corde entre les empreintes et non la longueur de l'arc comme illustré à la Figure 3.30. Comme mentionné par (Tebedge et al. 1973), cet effet de courbure peut être évalué en mesurant la flèche  $f$  sur la longueur de corde  $L_c$  qui sépare les empreintes et permet ainsi de déterminer la longueur d'arc  $L_a$  du spécimen à prendre en compte pour le calcul des déformations.

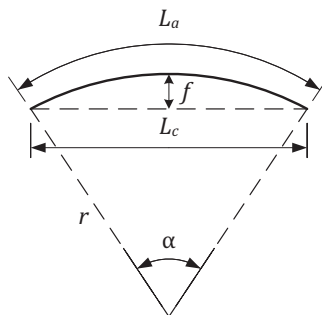


Figure 3.30 Géométrie pour la prise en compte de la longueur d'arc.

Toutefois, (Tebedge et al. 1973) statue que si le rapport  $f/L_c < 0,001$ , la correction de la courbure n'a pas une grande influence sur le calcul des déformations et par conséquent des contraintes. Ce critère est raisonnable puisque si l'on considère une longueur  $L_c = 250$  mm, un module d'élasticité de  $E = 210'000$  MPa, le calcul de la correction des contraintes pour un rapport  $f/L_c = 0,001$  vaut 0,56 MPa qui représente une valeur bien inférieure à l'erreur de mesure liée à l'extensomètre. Ce critère de correction a été pris en compte dans les mesures et les corrections de courbures ont été négligées lorsque  $f/L_c < 0,001$ .

### 3.3.6 Calculs des contraintes résiduelles

Le sectionnement permet aux bandes comprimées de s'allonger et aux bandes tendues de se comprimer. Les variations de longueurs mesurées avant et après découpes sont converties en déformations puis en contraintes en faisant l'hypothèse que les déformations sont purement élastiques linéaires. Ainsi la valeur moyenne de la longueur mesurée  $\bar{L}$  pour chaque bande est définie par :

$$\bar{L} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n L_j \quad (3.15)$$

où  $n$  est le nombre de prise de mesures pour une longueur (par défaut  $n = 3$ ) et  $L_j$  est la distance mesurée à chaque prise. De plus,  $\bar{L}_i$  représente la longueur moyenne mesurée avant sectionnement et  $\bar{L}_f$  la longueur moyenne mesurée après sectionnement. Ainsi, la déformation unidimensionnelle due à la relaxation des contraintes résiduelles après sectionnement est donnée par :

$$\varepsilon_r = \varepsilon_x = \frac{\Delta L}{L_i} = \frac{\bar{L}_f - \bar{L}_i}{L_i} \quad (3.16)$$

Par application de la loi de Hooke unidimensionnelle, les contraintes résiduelles calculées à l'endroit des empreintes valent  $\sigma_r$  :

$$\sigma_r = \sigma_x = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[ (1-\nu)\varepsilon_x + \nu(\varepsilon_y + \varepsilon_z) \right] \quad (3.17)$$

L'effet de Poisson étant négligé, ( 3.17 ) se simplifie comme suit :

$$\sigma_r = E\varepsilon_r \quad (3.18)$$

Où  $E$  est le module de Young déterminé par les essais de traction présentés au paragraphe 3.3.7.

Comme mentionné au paragraphe 3.3.5, les longueurs moyennes mesurées peuvent nécessiter deux corrections suite aux effets de température et de courbure.

Pour la correction liée aux effets de température, la barre témoin est mesurée une première fois lors des mesures initiales, de façon à obtenir sa longueur moyenne initiale  $\bar{L}_{T,i}$ , et une seconde fois lors des mesures finales  $\bar{L}_{T,f}$ . La variation de longueur  $\Delta L_T$  due aux effets de température s'exprime donc par :

$$\Delta L_T = \bar{L}_{T,f} - \bar{L}_{T,i} \quad (3.19)$$

Et la correction à apporter sur les contraintes  $\sigma_T$  est donnée par :

$$\sigma_T = E\varepsilon_T = E \left[ \frac{\Delta L_T}{L_{T,i}} \right] \quad (3.20)$$

En ce qui concerne les effets de la courbure, les corrections sont effectuées si le rapport  $f/L_c < 0,001$  comme illustré à la Figure 3.30. Il s'agit d'ajouter l'effet de la longueur d'arc  $L_a$  pour obtenir la correction liée à la courbure  $\sigma_C$  donnée par :

$$\sigma_C = E\varepsilon_C = E \left[ \frac{L_a - \bar{L}_f}{L_i} \right] \quad (3.21)$$

où la longueur d'arc  $L_a$  se détermine selon les considérations géométriques basées sur la Figure 3.30 et en sachant que  $f$  et  $L_c$  sont connus et mesurés, il vient :

$$L_a = \alpha r \quad (3.22)$$

avec le rayon  $r$  donné par :

$$r = \frac{4f^2 + L_c^2}{8f} \quad (3.23)$$

Et par des considérations trigonométriques, l'angle  $\alpha$  vaut :

$$\alpha = 2 \arcsin \left( \frac{L_c}{2r} \right) \quad (3.24)$$

Les contraintes résiduelles supérieures et inférieures mesurées sur chaque face du spécimen sont nommées  $\sigma_{rs}$  et  $\sigma_{ri}$  respectivement. En considérant la loi de conservation des sections planes de Bernoulli, il est pratique de définir une contrainte moyenne  $\sigma_{rm}$  par :

$$\sigma_{rm} = \frac{\sigma_{rs} + \sigma_{ri}}{2} \quad (3.25)$$

Ainsi les contraintes résiduelles finales  $\sigma_{rf}$  incluant les corrections sont données par :

$$\sigma_{rf} = \sigma_{rm} + \sigma_T + \sigma_C \quad (3.26)$$

### 3.3.7 Essais de traction

La détermination du module de Young  $E$  de l'acier utilisé S355N est nécessaire pour le calcul des contraintes résiduelles. Pour cela, des essais de traction uniaxiaux sur des échantillons prélevés dans une chute de la tôle T2a (Figure 3.16) ont été effectués en accord avec l'EN ISO 6892-1:2009 (CEN 2009). Au total, quatre éprouvettes ont été testées, une de type B prélevée au bord de la tôle et trois de type C prélevées au centre de la tôle, (Figure 3.31). Les deux types sont orientés selon le sens de laminage.

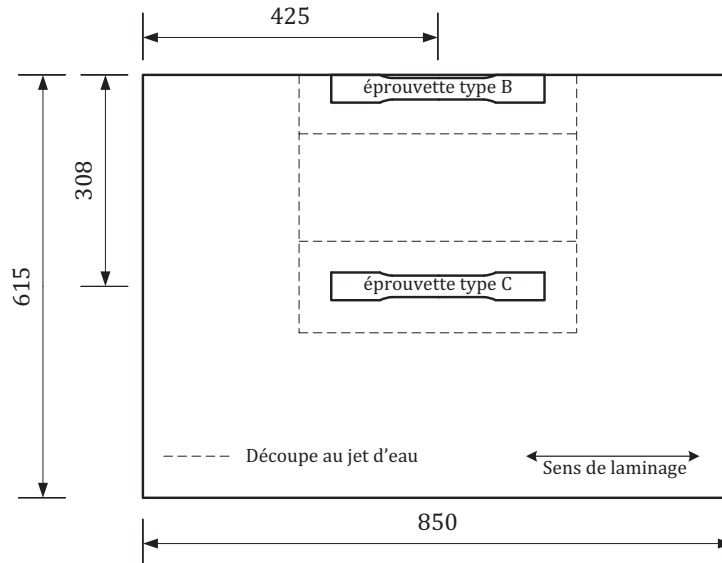


Figure 3.31 Emplacement des éprouvettes testées (en mm).

La géométrie des éprouvettes de traction se base sur les normes de la Société Suisse des Constructeurs de Machines (VSM 1975). Les éprouvettes sont de Type E 10 x 31 x 100 mm et se caractérisent par une géométrie de type proportionnelle, courte, de forme plate avec une section rectangulaire dont l'épaisseur vaut 10 mm.

L'isolement des éprouvettes a suivi plusieurs étapes de découpe. Dans un premier temps, les blocs d'acier dans lesquelles les éprouvettes se situaient ont été découpés dans la tôle de base à l'aide d'une machine de découpe par jet d'eau de précision (Figure 3.31). Puis, ces blocs ont été découpés dans leur épaisseur à la scie à ruban pour obtenir des tôles qui ont été rectifiées à une épaisseur finie de 10 mm. De ces tôles ont été découpées les éprouvettes par la méthode du jet d'eau.

### 3.3.7.1 Montage de l'essai

Tous les spécimens ont été chargés de façon statique jusqu'à la rupture en utilisant une machine de traction universelle W+B d'une capacité de 200 kN. L'essai s'effectue en mode « contrôle déplacement » avec une vitesse de 0,1 mm/sec. Les mesures de déformations sont prises par un extensomètre optique. La Figure 3.32 expose le montage et l'instrumentation d'un échantillon représentatif.

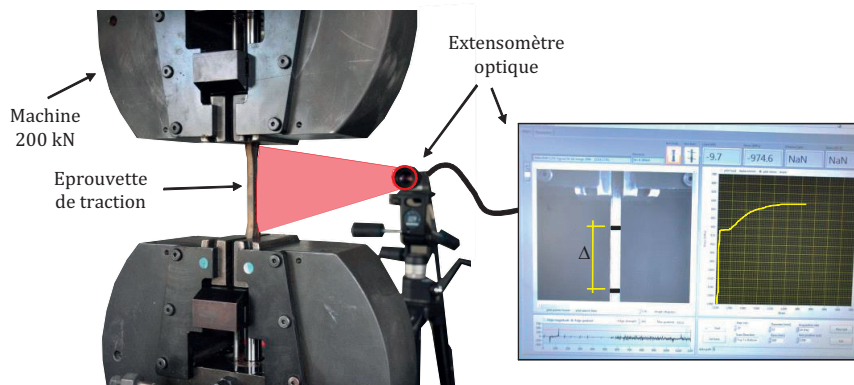


Figure 3.32 Montage expérimental pour les essais de traction.

3.3.7.2 Résultats des essais

La Figure 3.33 montre les résultats des essais de traction pour les quatre éprouvettes testées sous la forme du diagramme contrainte ( $\sigma$ ) – déformation ( $\epsilon$ ). Les trois échantillons de type C, pris au milieu de la tôle (voir Figure 3.31), montrent des comportements similaires d'un point de vue des limites élastiques, des résistances en traction, des déformations à la rupture et du module de Young (voir Tableau 3.4). L'échantillon B3 pris au bord de la tôle et qui contient un fort gradient de contraintes résiduelles montre un comportement différent avec une limite élastique plus faible que les échantillons de type C et une déformation à la rupture fortement diminuée. En revanche, l'éprouvette B3 montre la plus grande résistance en traction.

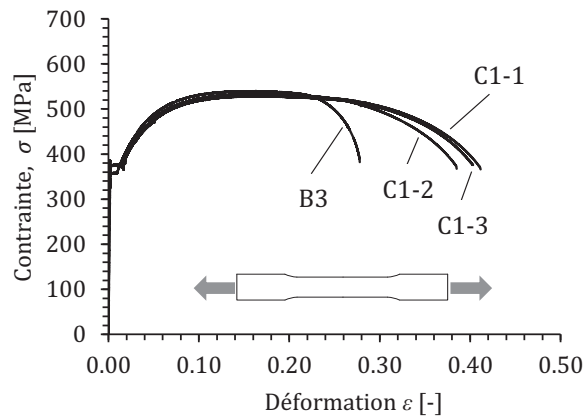


Figure 3.33 Comportement des éprouvettes de traction.

Comme le calcul des contraintes résiduelles passe par la loi de Hooke selon l'expression ( 3.18 ), il dépend directement du module de Young. Les essais de traction montrent par le Tableau 3.4 des modules de Young ayant comme valeur la plus faible 203'081 MPa et comme valeur la plus élevée 206'355 MPa. Pour le calcul des contraintes résiduelles, il est retenu la valeur moyenne réalisée sur l'ensemble des quatre éprouvettes et valant  $E = 204'981$  MPa.

Tableau 3.4 Résultats numériques des essais de traction.

N° éprouvette	Limite élastique $f_y$ [MPa]	Résistance à la traction $f_u$ [MPa]	Déformation à la rupture $\epsilon_u$ [-]	Module de Young $E$ [MPa]
B3	357	540	0,278	205079
C1-1	375	532	0,411	205409
C1-2	374	535	0,385	206355
C1-3	376	529	0,403	203081
Moyenne	371	534	0,37	<b>204981</b>

3.3.8 Résultats des mesures expérimentales sur les contraintes résiduelles

3.3.8.1 Températures mesurées lors des processus de fabrication

Les résultats des mesures de températures en fonction du temps sont présentés à la Figure 3.34. Pour l'oxycoupage (Figure 3.34a), six thermocouples positionnés à différentes distances de l'axe de découpe sont représentés. Les positions des thermocouples sont données à la Figure 3.21b. Les courbes montrent que les températures débutent à température ambiante puis augmentent fortement, selon une



pente quasi verticale, lorsque la flamme s'approche de la section équipée des thermocouples. Par exemple, à une distance de l'axe de découpe de 7,5 mm, le pic de température enregistré vaut 340°C. Après le passage de la flamme, le refroidissement à l'air libre s'effectue et les températures diminuent rapidement au départ puis selon une pente plus douce pour tendre vers la température ambiante. Les différentes réponses enregistrées sont consistantes avec l'éloignement par rapport à l'axe. Plus précisément, lorsque la distance à l'axe augmente le signal du pic de température se fait un peu plus tard dans le temps et les températures maximales enregistrées sont plus petites. Il est intéressant de relever qu'à une distance de 30 mm de l'axe de découpe, la température maximale atteint 130°C. Cette observation montre que la zone fortement chauffée reste localisée proche de l'axe de découpe.

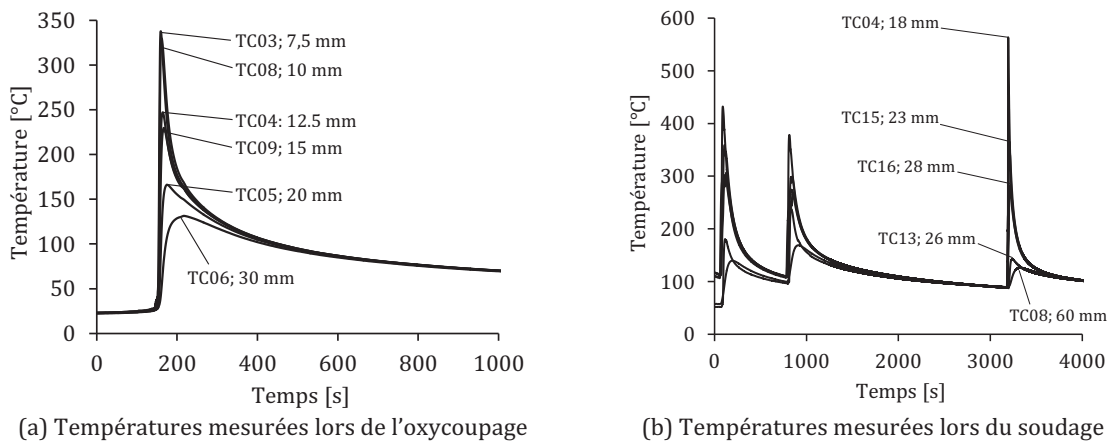


Figure 3.34 Courbes de température mesurées lors des processus de fabrication.

Les résultats des mesures de soudage pour six thermocouples positionnés selon la Figure 3.22b sont représentés à la Figure 3.34b. Les trois pics de températures correspondent aux trois passes de soude. Les températures initiales montrent des valeurs différentes qui sont dues au préchauffage de la pièce avant soudage. Les réponses sont similaires à l'oxycoupage : plus on s'éloigne de la zone soudée et plus petites sont les températures maximales enregistrées. À titre d'exemple, lors de la troisième passe, le pic de température enregistré sur l'âme à une distance de 18 mm (TC04) de l'angle formé entre l'âme et la semelle atteint 580°C alors qu'il n'atteint que 130°C pour le thermocouple (TC08) situé à 60 mm dessous la semelle.

Ces mesures de températures permettront par la suite le calibrage du modèle numérique thermique de l'oxycoupage.

### 3.3.8.2 Contraintes résiduelles dues à l'oxycoupage des semelles

La Figure 3.35 montre les distributions des contraintes résiduelles moyennes sur la section, calculées selon ( 3.26 ), en fonction de la largeur des six tôles oxycoupées selon le Tableau 3.3.

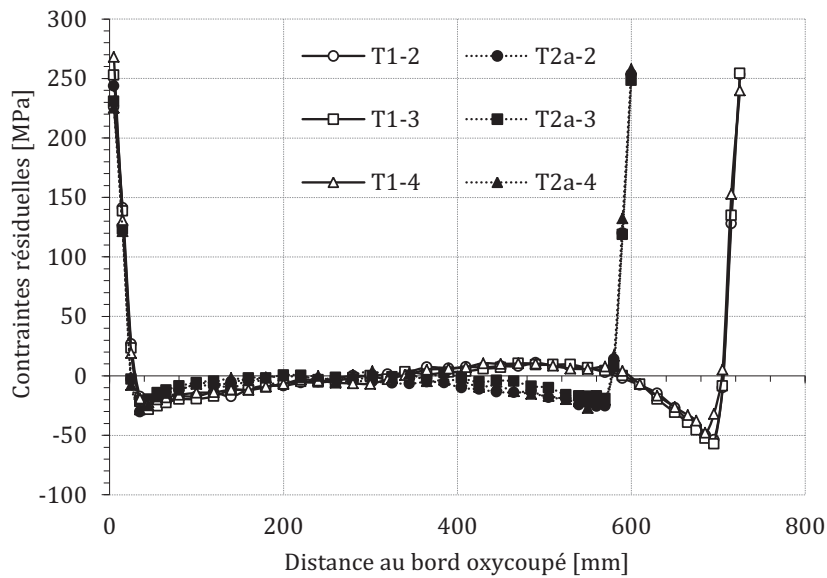


Figure 3.35 Distributions des contraintes résiduelles moyennes d'oxycoupage.

La forme générale des distributions se caractérise par une forte composante de traction au bord oxycoupé qui décroît rapidement avec la distance au bord. Ces contraintes de traction sont équilibrées par des contraintes de compression dans les zones intermédiaires situées proches des bords. Au centre des tôles, les contraintes mesurées ont des valeurs proches de zéro. Les pics de traction au bord oxycoupé atteignent des valeurs maximales allant de 225 à 268 MPa avec une valeur moyenne d'environ 250 MPa, soit  $0.7f_y$  pour un acier S355. Les largeurs tendues sont localisées au bord sur une zone allant 3 à 6 % de la largeur de la tôle  $b_f$ . Les contraintes maximales de compression valent environ -30 MPa pour la série des tôles T2a et -50 MPa pour la série T1. La dissymétrie exposée par les mesures sur la tôle T1 s'explique par l'origine de la tôle. Lors de la réception de la tôle en acier, il a été remarqué qu'un bord avait été oxycoupé au préalable et il s'agit du bord où les contraintes de compression atteignent -50 MPa. En revanche, pour les bords dont les origines sont bien connues, T2a, une bonne symétrie des contraintes résiduelles est observée.

### 3.3.8.3 Contraintes résiduelles dues à l'oxycoupage et soudage âme-semelle

La Figure 3.36 expose les distributions des contraintes résiduelles moyennes des trois spécimens de la série T2b (Tableau 3.3) avec les bords oxycoupés et avec un morceau d'âme soudé au centre.



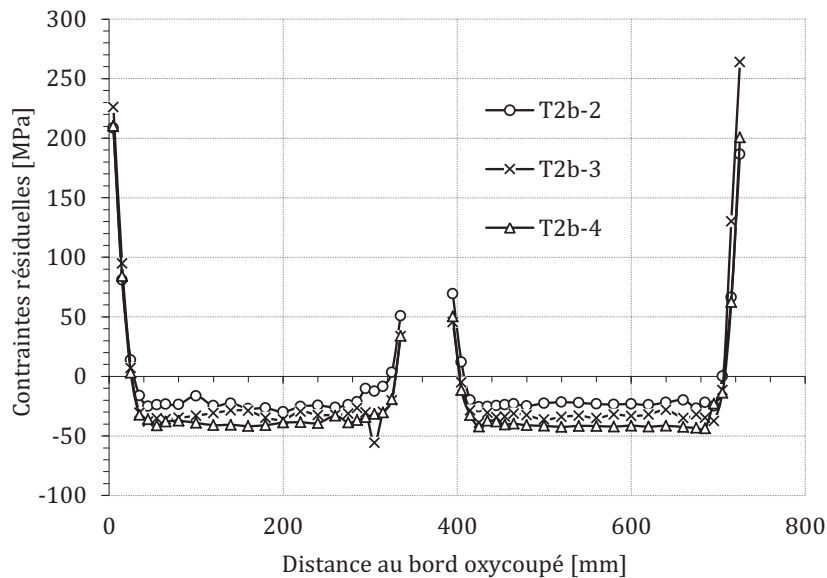


Figure 3.36 Distributions des contraintes résiduelles moyennes d'oxycoupage et soudage.

L'effet principal du soudage est d'insérer des contraintes résiduelles de traction au droit de la zone soudée atteignant des valeurs maximales mesurées d'environ 70 MPa. La Figure 3.36 montre que cette zone tendue est localisée au droit de la zone soudée avec une largeur de 80 mm pour une épaisseur d'âme de 20 mm. La largeur tendue de la zone soudée représente environ 10% de  $b_f$ . Les conséquences du soudage sur les autres zones montrent un agrandissement et une uniformisation des zones intermédiaires comprimées et un abaissement des contraintes résiduelles de traction aux bords oxycoupés. Les contraintes de compression ont un aspect régulier et oscillent entre des valeurs de -25 à -45 MPa. Les pics de traction aux bords oxycoupés montrent une variation des pics de 186 à 265 MPa avec une valeur moyenne située à 215 MPa.

#### 3.3.8.4 Proposition d'un modèle de contraintes résiduelles

La Figure 3.37a représente la distribution des contraintes résiduelles moyennes relatives à la limite d'élasticité  $f_y$  (avec un  $f_y = 355$  MPa) et à la largeur de la tôle  $b_f$ . Cette représentation relative permet, par un équilibre successif des zones tendues et comprimées, de proposer un modèle expérimental de contraintes résiduelles pour une tôle en acier oxycoupée aux bords puis soudée au centre comme illustré à la Figure 3.37b. Ce modèle propose de prendre une largeur tendue aux bords oxycoupés valant  $b_f/20$  pour une valeur de contrainte constante de  $0,20f_y$ . Cette valeur est bien plus faible que les pics mesurés pouvant atteindre  $0,60f_y$  localement (Figure 3.37a) mais représente une valeur moyenne qui respecte les largeurs tendues et l'équilibre des contraintes. De façon semblable, les zones comprimées du modèle (Figure 3.37b) sont équilibrées sur les largeurs mesurées (Figure 3.37a) avec une valeur moyenne des contraintes de  $-0,11f_y$ . La zone tendue au centre respecte les mêmes principes avec : 1) une largeur tendue de  $2b_f/20$  équivalente entre les mesures expérimentales (Figure 3.37a) et le modèle (Figure 3.37b), et 2) un équilibre des contraintes résiduelles sur l'ensemble de la tôle rendu possible avec une valeur de contrainte constante de  $0,68f_y$ .

Le modèle proposé ressemble par sa forme à ceux de (Chacón et al. 2009; ECCS 1984) mais se différencie par les valeurs de contraintes et les largeurs tendues respectivement comprimées. L'effet de la forme et de la valeur du pic de traction sera évalué lors de l'étude du déversement par l'approche

poutre au chapitre 4. Le modèle sera également utilisé pour les simulations au déversement par l'approche pont au chapitre 5. Il est important de préciser que ce modèle, dont les données numériques sont fonction de  $f_y$ , est uniquement valable pour un acier S355 ; pour d'autres nuances, les valeurs correspondantes au produit peuvent être utilisées.

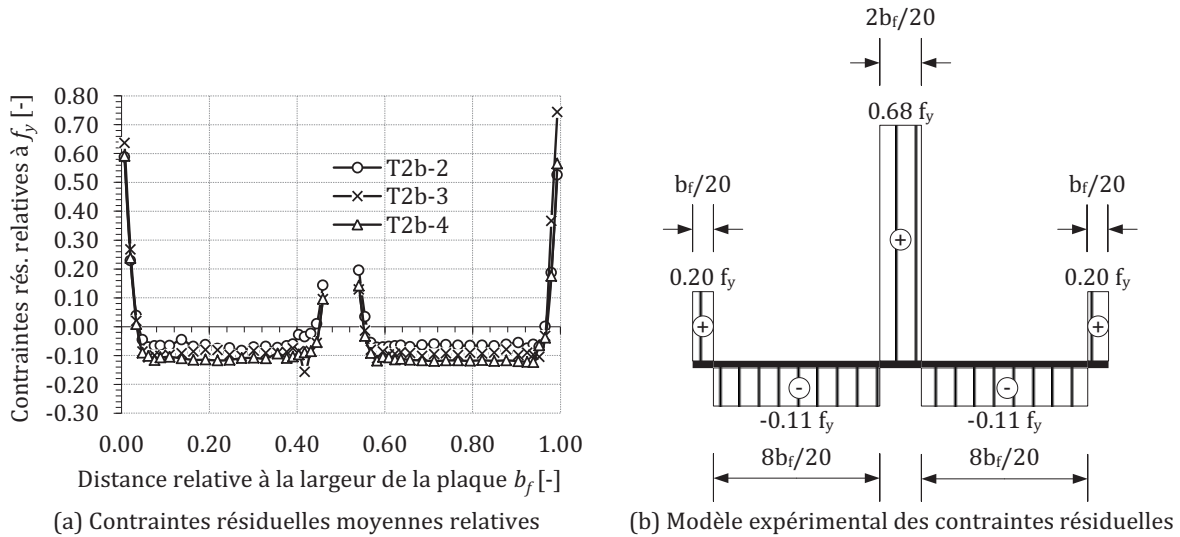


Figure 3.37 Proposition d'un modèle de contraintes résiduelles expérimentales pour une tôle en acier oxycoupée aux bords puis soudée au centre.

### 3.3.9 Étude de la zone affectée thermiquement lors de l'oxycoupage

En vue d'établir le modèle numérique d'oxycoupage présenté à la section 3.4, il s'est avéré nécessaire d'approfondir les investigations expérimentales à propos de la zone affectée thermiquement (ZAT) lors de l'oxycoupage.

L'extension à la fois de la zone fondue (ZF) et de la ZAT peut être évaluée et mesurée par la variation de couleur du matériau de base sur les deux côtés de la coupe, comme illustré à la Figure 3.38.

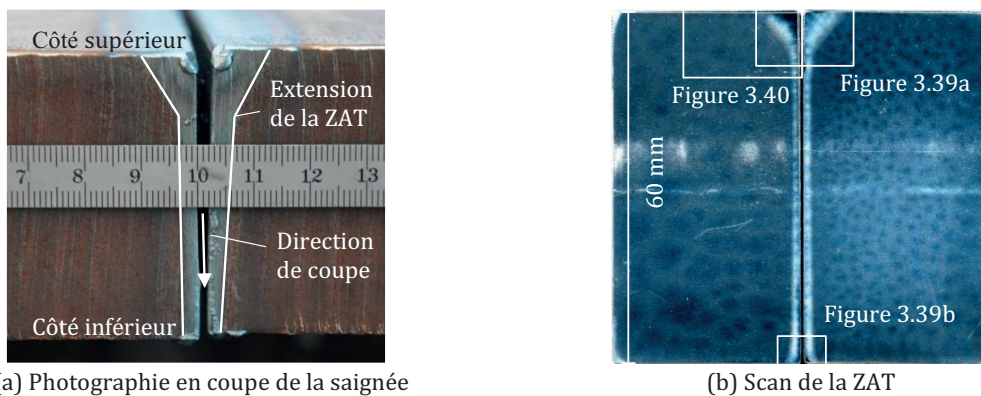


Figure 3.38 Résultats expérimentaux pour l'étude de la ZAT.

La Figure 3.38a montre une photographie prise en bout de tôle après l'oxycoupage. La zone de couleur gris clair peut être interprétée comme étant une extension de la ZAT et montre une forme conique. La largeur de la zone en fusion est admise comme étant égale à la largeur de la saignée. La largeur moyenne de la saignée mesure 2 mm (Figure 3.38a) pour ces conditions d'oxycoupage avec une tôle de

60 mm en S355N. Cette largeur de saignée sera utilisée pour l'établissement du modèle thermique présenté à la section 3.4.

L'étude métallographique de la ZAT a été effectuée sur un spécimen situé au centre de la tôle où la ZAT est uniforme. Afin d'obtenir une image visible de la ZAT, la surface a été préparée dans un premier temps par un polissage progressif adéquat, puis, dans un deuxième temps, la surface polie a été attaquée chimiquement par une solution à 5% de Nital. La Figure 3.38b révèle la forme de la ZAT par la variation de couleur du matériau de base sur les deux côtés de la saignée. La zone observée en gris clair représente la ZAT, également en forme de cône légèrement évasé sur le bas, et confirme les premières observations illustrées à la Figure 3.38a. La ZAT en forme de cône montre trois zones principales qui sont associées aux procédés d'oxycoupage. Sur la face supérieure, la forme est ouverte due à l'action des flammes (de chauffe et de coupe) qui chauffent localement davantage le matériau en surface. L'agrandissement (Figure 3.39a) montre que la largeur maximum (resp. minimum) de la forme du cône de la ZAT mesure 7,5 mm (resp. 1,8 mm) et que la pente suit un angle proche de 45°C.

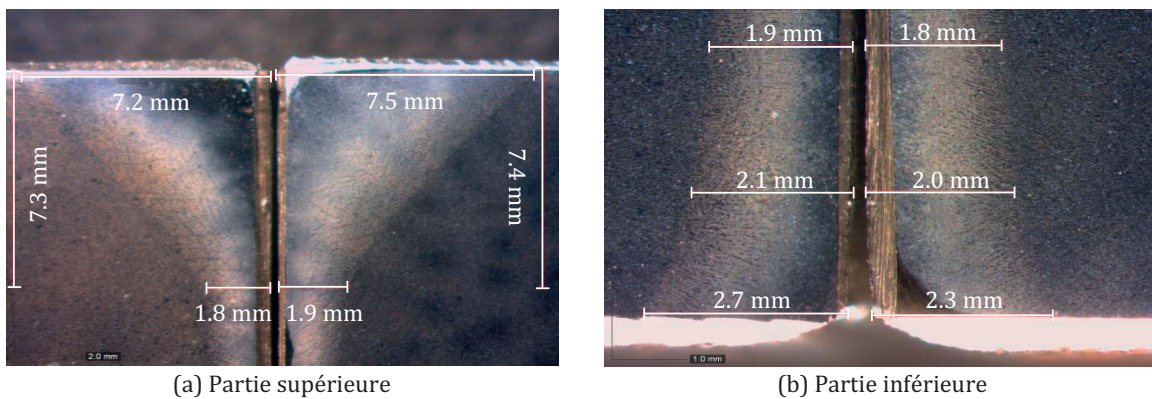


Figure 3.39 Agrandissements binoculaires de la ZAT.

Dans l'épaisseur de la tôle, les réactions d'oxydation sont prépondérantes et la forme de la ZAT est parallèle à la saignée avec une largeur inférieure à 1,8 mm (Figure 3.39). Dans la partie inférieure (Figure 3.39b), la forme légèrement ouverte observée est due à la chaleur amenée par les scories qui sont visibles à la Figure 3.38a.

Les résultats des essais de dureté Vickers sur la partie supérieure de la ZAT sont montrés à la Figure 3.40.

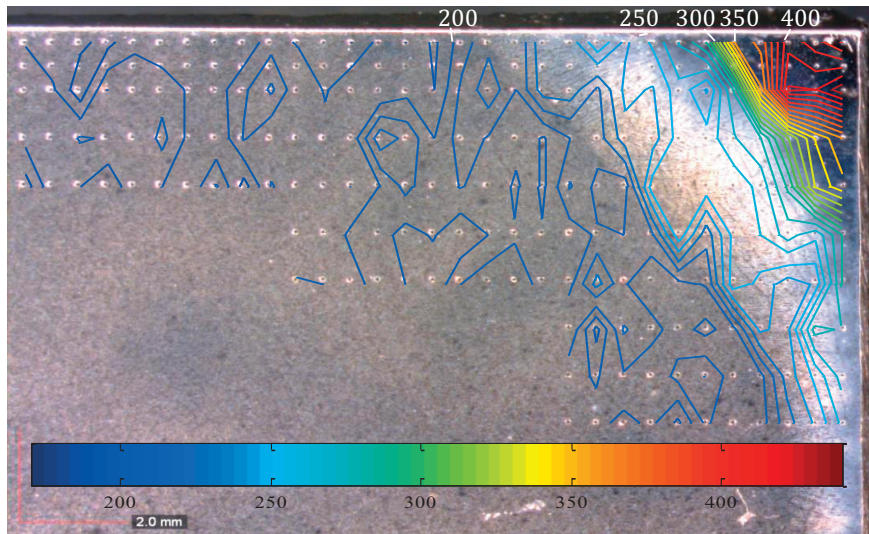


Figure 3.40 Résultats des essais de dureté Vickers représentés par des courbes de niveaux, unités en HV.

Les courbes de niveaux confirment la forme de cône révélée par la Figure 3.38 et la Figure 3.39. Il peut être observé que les valeurs les plus élevées de dureté Vickers sont situées près de la saignée en zone supérieure et que l'intensité diminue avec l'épaisseur et la distance au bord. La Figure 3.40 montre des valeurs de dureté Vickers qui varient entre 150 HV pour le matériau de base et 450 HV pour la zone supérieure située près de la coupe où des transformations de phase du matériau sont attendues. Une valeur de dureté aussi élevée laisse penser qu'un durcissement par trempe avec la création de martensite est possible.

### 3.3.10 Conclusions sur les études expérimentales

La fabrication des spécimens a suivi les étapes normales d'une poutre de pont, à savoir l'oxycoupage des semelles et le soudage entre l'âme et les semelles. Les matériaux retenus pour ces expériences sont des aciers S355N pour les semelles et S355J2 pour l'âme. Ces aciers sont largement utilisés dans la construction des ponts. Pour les deux procédés de fabrication, des mesures de températures par thermocouples ont été effectuées pour permettre la calibration ultérieure d'un modèle numérique d'oxycoupage.

Le déploiement de la méthode de sectionnement comme méthode de mesure des contraintes résiduelles s'effectue selon plusieurs étapes de mesures de distance et de découpe à la scie qui demandent de la précision et de la rigueur. Il est important que les spécimens soient positionnés au centre de la pièce, là où les contraintes résiduelles sont maximales. Étant donné que le calcul des contraintes résiduelles se base sur la loi de Hooke unidimensionnelle (l'effet de Poisson est négligé), il est nécessaire de connaître avec une bonne précision le module de Young du matériau qui, dans le cadre de cette étude, a été déterminé par des essais de traction. Comme les conditions de mesures des distances initiales et finales des échantillons en acier sont susceptibles de changer, il est nécessaire de tenir compte des corrections de température et de courbure des pièces lors du calcul des contraintes.

Les résultats des mesures de contraintes résiduelles portent sur six spécimens oxycoupés au deux bords (O) et trois spécimens oxycoupés aux bords avec un morceau d'âme soudé au centre (O+S). Pour les spécimens de type O, la distribution de contrainte résiduelle montre un pic au bord oxycoupé d'environ 250 MPa, suivi d'une zone comprimée atteignant environ -30 MPa et des valeurs quasi nulles

au centre. Pour les spécimens de type O+S, les effets du soudage sur la distribution des contraintes sont de diminuer les contraintes des traction aux bords oxycoupés à une valeur moyenne d'environ 215 MPa, d'agrandir et d'uniformiser les zones comprimées à des contraintes d'environ -35 MPa, et d'insérer des contraintes de traction au droit de la zone soudée atteignant 70 MPa. Ces résultats permettent de proposer un modèle de contraintes résiduelles de type « bloc » de traction et compression adapté aux poutres métalliques de pont. Ce modèle est utilisé comme paramètre entrant aux chapitres 4 et 5 sur les études de déversement.

Les études métallographiques révèlent que la zone affectée thermiquement (ZAT) prend la forme d'un cône évasé en face supérieure de la tôle en acier dû à l'action de la flamme lors de l'oxycoupage. Ce profil de la ZAT est utilisé pour la définition de la source de chaleur dans le modèle numérique thermique. Les essais de dureté Vickers montrent des valeurs de dureté plutôt élevées localement près de la face oxycoupée qui décroissent avec l'éloignement à la rive. Cette observation témoigne que localement l'acier subit des changements de structure synonyme de transformations de phase.

### 3.4 Analyse numérique des contraintes résiduelles liées à l'oxycoupage

#### 3.4.1 Introduction

L'objectif de cette section est d'évaluer l'influence de l'épaisseur des tôles en acier sur la distribution des contraintes résiduelles. La démarche utilisée pour parvenir à cet objectif est la suivante :

- Établir un modèle numérique tridimensionnel capable de simuler le procédé d'oxycoupage en terme de flux de chaleur dans une tôle en acier à l'état stationnaire.
- Calibrer le modèle thermique établi avec les mesures expérimentales portant sur les températures (selon le paragraphe 3.3.8.1) et la zone affectée thermiquement (voire paragraphe 3.3.9) liées à l'oxycoupage.
- Simuler la mécanique du procédé d'oxycoupage sur la base du modèle thermique établi à l'étape précédente pour en déterminer la distribution des contraintes résiduelles caractérisées par leur forme et amplitude.
- Comparer les contraintes résiduelles simulées avec les contraintes résiduelles mesurées expérimentalement à la section 3.3 afin d'estimer la capacité des simulations numériques à prédire ces contraintes.
- Calibrer le modèle numérique établi pour simuler l'action de l'oxycoupage sur différentes épaisseurs de semelles en acier.

Les analyses numériques effectuées pour déterminer les contraintes résiduelles d'oxycoupage sont les résultats d'une collaboration avec le Dr Jean-Marie Drezet du Laboratoire de simulation des matériaux de l'EPFL. Cette collaboration a permis de publier une partie des résultats (Thiébaud et al. 2014) qui sont repris dans ce qui suit.

#### 3.4.2 Revue de la littérature sur les simulations d'oxycoupage

La littérature propose relativement peu d'études, en comparaison au soudage, qui caractérisent le flux de chaleur dans l'acier lors de l'oxycoupage.



Dans les années 1940, Rosenthal a proposé une approche mathématique pour la distribution de chaleur durant le soudage et le découpage en utilisant une combinaison de point de source de chaleur (Rosenthal 1941). Pour définir une solution analytique, les propriétés thermo physiques ont été considérées comme constantes, le milieu comme semi-infini et les effets de chaleur latente ont été ignorés. En ce qui concerne l'oxycoupage en soi, la cinétique du procédé a été étudiée par (Adedayo 2011) qui a analysé les réactions chimiques qui se produisent entre les différents gaz et le matériau et (Muñoz-Escalona et al. 2006) ont investigué l'influence des différents types de gaz et de procédés sur la qualité de coupe de l'acier ; ces deux études ne mentionnent pas de chaleur associée aux réactions chimiques. (Terasaki et al. 2009) ont investigué expérimentalement la chaleur entrante et la distribution de chaleur générée par l'oxycoupage. Ils ont proposé un modèle de chaleur entrante qui tient compte du préchauffage, des réactions d'oxydation et des scories, mais aucune analyse thermique n'a été effectuée. (Osawa et al. 2012) ont étudié le transfert de chaleur transitoire durant la phase de perçage de l'oxycoupage au moyen d'algorithmes génétiques. Ils ont déterminé la chaleur entrante en comparant les températures mesurées à celles calculées sur la face inférieure de la tôle durant les tests de chauffage ponctuels. Ils ont obtenu que la puissance thermique nécessaire pour percer une tôle en acier de 6 mm varie entre 7 et 9,25 kW en fonction du mélange de gaz utilisé. Leur approche est intéressante mais concerne principalement la phase transitoire du procédé qui nécessite beaucoup de paramètres à calibrer en même temps. L'oxycoupage à l'oxygène assisté par laser a été étudié par (O'Neill and Gabzdyl 2000) qui constatent que la puissance entrante (exothermique) est de l'ordre de 13 à 23 kW en fonction de l'épaisseur et de la vitesse de découpe. (Ermolaev et al. 2013) ont mené des études expérimentales et théoriques sur les découpes pour un système hybride d'oxycoupage à l'oxygène assisté par laser pour des tôles en acier doux. Dans cette étude, les auteurs ne présentent pas d'aspect liés spécifiquement à la puissance de la chaleur entrante.

Parmi le nombre réduit d'études qui concernent le flux de chaleur à l'état stationnaire pour l'oxycoupage de l'acier, le travail de (Lindgren et al. 1993) semble le premier à avoir combiné une approche computationnelle avec des mesures expérimentales sur une tôle en acier oxycoupée à une vitesse de 4,83 mm/s. Les auteurs ont utilisé une approche 2D en modélisant par éléments finis une tôle de 50 mm d'épaisseur et de 500 mm de largeur. Le flux de chaleur est considéré constant sur l'épaisseur de la tôle. Ils se sont intéressés à l'étude de l'influence du préchauffage de la tôle en acier avant l'oxycoupage. Leur modèle a été calibré à l'aide de l'extension de la zone affectée thermiquement. Ils obtiennent des contraintes résiduelles plus faibles pour le cas de la tôle préchauffée, ce qui permet de prévenir les amorces de fissures subséquentes.

#### **3.4.3 Principes théoriques de l'analyse thermomécanique**

De façon similaire au soudage, l'oxycoupage est un procédé qui fait apparaître plusieurs phénomènes liés à l'insertion d'un flux de chaleur dans le matériau. (Lindgren 2001) explique que pour simuler les effets mécaniques du soudage, les champs thermiques puis mécaniques doivent être calculés. Le même auteur établit également que le comportement du matériau, en raison de la modification de sa microstructure lors de ce type de procédé, peut dépendre des histoires de température et de déformation. Par conséquent, le problème à résoudre devient complexe et comporte plusieurs effets de couplage possible entre phénomènes qui sont résumés à la Figure 3.41 et au Tableau 3.5.

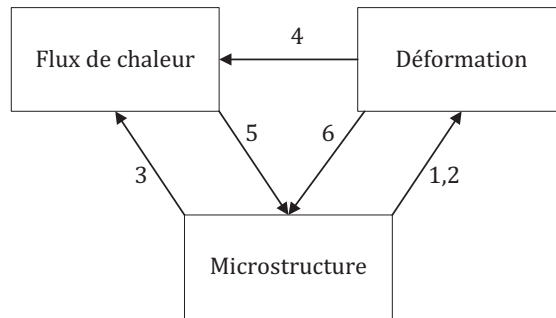


Figure 3.41 Phénomène qui se produit durant le soudage par (Lindgren 2001).

Tableau 3.5 Explication des couplages possibles de la Figure 3.41 (Lindgren 2001).

N° couplage	Explications
1a	L'expansion thermique dépendant de la microstructure du matériau.
1b	Les changements de volume dus aux transformations de phase.
2a	Le comportement plastique du matériau qui dépend de la microstructure du matériau.
2b	Le comportement élastique du matériau qui dépend de la microstructure du matériau.
3a	La conductivité et la capacité thermique dépendent de la microstructure du matériau.
3b	Les chaleurs latentes dues à des changements de phase.
4a	Les déformations modifient les conditions aux limites thermiques.
4b	La chaleur due à la dissipation plastique (de la vitesse de déformation plastique).
4c	La chaleur due à la vitesse de déformation thermique.
4d	La chaleur due à la vitesse de déformation élastique.
5	L'évolution de la microstructure dépend de la température.
6	L'évolution de la microstructure dépend de la déformation.

Dans le cas de l'oxycoupage, une étude effectuée par (Lindgren et al. 1993) sur l'établissement d'un modèle de calcul pour l'oxycoupage montre que la partie liée à la microstructure peut être négligée sans avoir de trop grandes conséquences sur les résultats de contraintes. Cette hypothèse semble raisonnable pour les aciers doux dans le cas du soudage (Acevedo 2011). Ainsi, les transformations de phase sont négligées et le matériau est considéré comme uniforme. Cela permet de simplifier le procédé de calcul en effectuant une simulation thermomécanique en deux étapes comme illustré à la Figure 3.42.

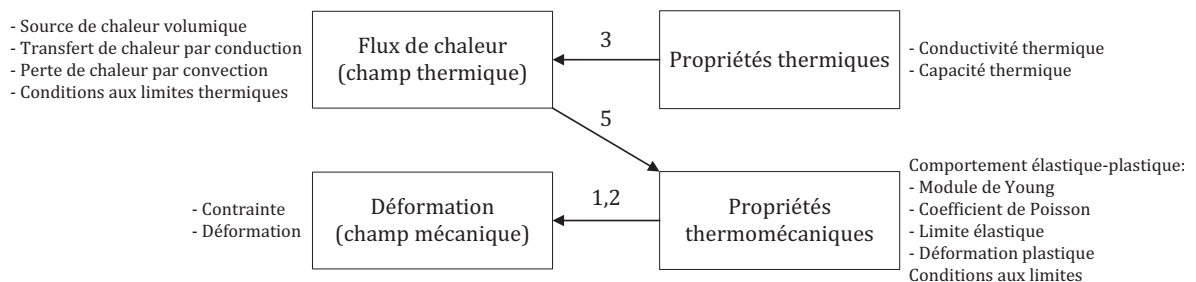


Figure 3.42 Analyse thermomécanique adapté de (Lindgren 2001).

La première étape consiste à résoudre le problème thermique 3D et à générer un champ de température qui reproduit celui de l'oxycoupage lorsque la source se situe au milieu de la tôle et que l'hypothèse du régime stationnaire est valable. Cette étape nécessite de connaître les propriétés thermiques de conductivité et de capacité du matériau. Il faut également définir une source de chaleur, le transfert et les pertes de chaleur, ainsi que les conditions aux limites thermiques. Puis, dans une deuxième étape, le problème mécanique est résolu en utilisant le champ de température simulé à l'étape

précédente comme donnée de départ. L'étape mécanique nécessite cependant de connaître les propriétés thermomécaniques (module de Young, coefficient de poisson, limite élastique et déformations plastiques) qui varient en fonction de la température et donnent lieu ainsi à un problème non-linéaire. Les effets du travail mécanique sur l'analyse thermique sont ici ignorés ce qui permet d'effectuer un processus d'analyse découplée. Ce type d'analyse est moins gourmand en temps de calcul et plus flexible qu'une analyse couplée (Acevedo 2011).

### 3.4.4 Établissement d'un modèle thermique de l'oxycoupage

#### 3.4.4.1 Introduction

Le flux de chaleur de l'oxycoupage est simulé avec le logiciel Calcosoft (Calcom ESI 2005). Un terme de transport est inclus dans l'équation de la chaleur et l'état d'équilibre stationnaire est considéré en intégrant des conditions aux limites et une source de chaleur appropriée. Le modèle mis en place est simplifié et considère uniquement deux paramètres qui sont déterminés en utilisant les résultats expérimentaux présentés à la section 3.3.9.

#### 3.4.4.2 Géométrie et maillage par éléments finis

La géométrie est basée sur l'expérience de l'oxycoupage des semelles présentée au paragraphe 3.3.2.2. Le modèle se concentre sur une petite zone où le régime est stationnaire et utilise le principe de la symétrie du procédé qui permet une modélisation de la moitié de la tôle. Les dimensions du modèle sont de : 300 mm en longueur (selon la direction  $x$ ), 60 mm en épaisseur (selon la direction  $z$ ), et 30 mm en largeur (selon la direction  $y$ ) comme illustré à la Figure 3.43.

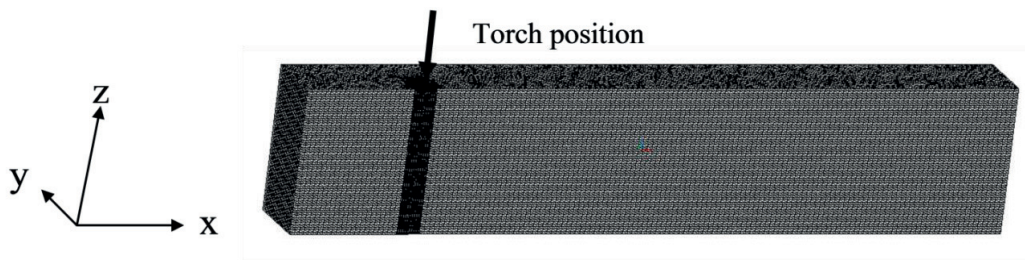


Figure 3.43 Maillage, position de la flamme et domaine de calcul considéré.

La flamme est située à une distance  $x = 49$  mm où le maillage est raffiné en raison du gradient thermique important attendu autour de la source de chaleur. Le maillage est constitué de 418'000 éléments solides tétraédriques pour 77'000 nœuds. Derrière le passage de la flamme un vide de 1 mm de large est considéré pour modéliser la demi-saignée entre les deux semelles.

#### 3.4.4.3 Équations du problème thermique

Une approche eulérienne du problème est adoptée, c'est-à-dire que la source de chaleur est fixe et que le matériau est transporté. Un terme de transport est ajouté à l'équation de la chaleur qui est énoncée en utilisant une formulation avec des enthalpies qui prennent en compte la chaleur latente liée à la fusion et solidification du matériau suivant :

$$\frac{\partial H}{\partial t} + v\nabla H = \text{div}(k\nabla T) + Q \text{ avec } H = \int_0^T C_p dT + L(1 - f_s) \quad (3.27)$$



Avec :

- $H$  : l'enthalpie volumétrique
- $C_p$  : capacité thermique massique du matériau
- $T$  : température
- $k$  : conductivité thermique
- $v$  : vitesse de la torche d'oxycoupage fixée à 250 mm/min)

$Q$  correspond à l'énergie entrante associée aux différentes réactions chimiques qui se produisent au sein de la flamme.  $L$  est la chaleur latente volumétrique valant  $1,94 \cdot 10^9$  J/m<sup>3</sup>, et  $f_s$  le volume de fraction solide qui varie linéairement entre les températures de solidus (1465°C) et de liquidus (1544°C) de l'acier S355N. Ainsi une fois que le champ de température a atteint un régime stationnaire, qui ne dépend plus du temps  $t$ , le transport de chaleur  $v\nabla H$  doit équilibrer la chaleur dissipée par diffusion  $div(k\nabla T)$  et la chaleur entrante  $Q$ .

#### 3.4.4.4 Propriétés thermo physiques de l'acier S355N

L'évolution de la conductivité thermique  $k$ , la capacité thermique massique  $C_p$  et la densité  $\rho$  avec la température sont nécessaires à l'établissement du modèle thermique. Ces grandeurs sont représentées à la Figure 3.44 et proviennent d'une analyse d'un échantillon d'acier en S355N effectuée par (Mertens and Lecomte-Beckers 2012).

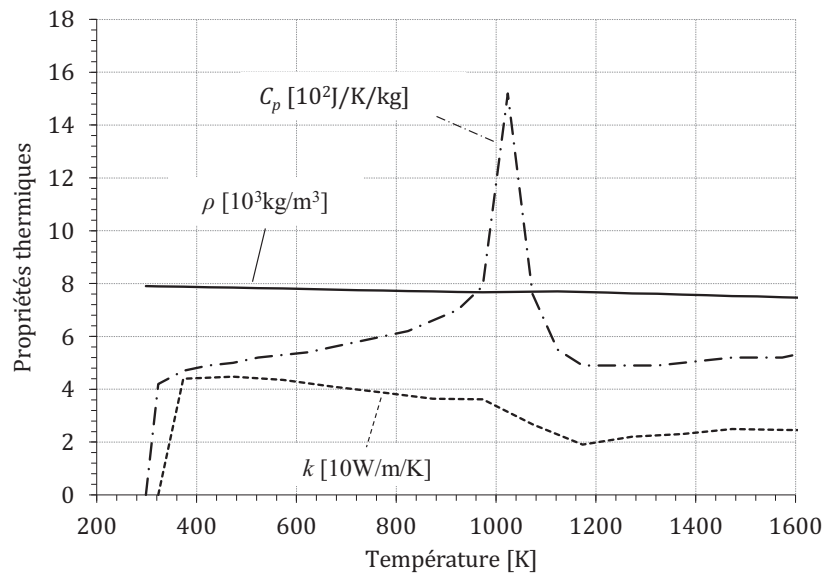


Figure 3.44 Propriétés thermiques du matériau S355N par (Mertens and Lecomte-Beckers 2012).

#### 3.4.4.5 Définition de la source de chaleur

La chaleur entrante, générée par les différentes réactions chimiques exothermiques lors de l'oxycoupage, est supposée uniformément distribuée à l'intérieur d'un cylindre évasé de rayon  $R$  va-

lant la moitié de la saignée ( $R = 1$  mm) et d'une hauteur  $h$  égale à l'épaisseur de tôle, soit 60 mm comme illustré à la Figure 3.45. À l'aide d'une routine d'utilisateur, la chaleur entrante est définie par :

$$\left( (x - x_0)^2 + y^2 \right) \leq R^2, Q = Q_{in} \quad (3.28)$$

avec  $x_0 = 49$  mm qui est la position de la flamme et  $R = 1$  mm. Près de la surface supérieure, le rayon  $R$  croît linéairement de 1 mm à 2 mm sur une distance de 2 mm, pour permettre de créer la forme évasée observée à la Figure 3.38a. La quantité de chaleur entrante  $Q_{in}$  doit être calibrée en utilisant les mesures de température présentées à la Figure 3.34a.

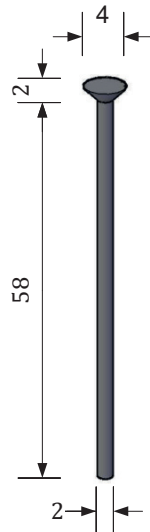


Figure 3.45 Forme de la source de chaleur, dimension en mm.

#### 3.4.4.6 Conditions de bord

En face supérieure ( $z = 60$  mm) et inférieure ( $z = 0$  mm) du domaine, un coefficient de transfert thermique égal à  $20$  W/m<sup>2</sup>K est appliqué avec une température ambiante de  $27,5^\circ\text{C}$  (cette valeur correspond à la température ambiante des mesures expérimentales effectuées au mois d'août en Suisse). Une condition adiabatique sur le plan de symétrie  $y = 0$  est considérée, alors qu'un coefficient de transfert thermique  $h_{gap}$  est utilisé pour modéliser les pertes de chaleur à l'intérieur de la saignée. La température moyenne dans la saignée est supposée rester proche de  $200^\circ\text{C}$ . La valeur de  $h_{gap}$  n'est à priori pas connue et demande une calibration, tout comme  $Q_{in}$ . Une température constante de  $27,5^\circ\text{C}$  est appliquée sur la face  $x = 0$  et un flux nul est appliqué sur la face  $x = 300$  mm. Le profil de température mesuré à  $30$  mm de l'axe de découpe (Figure 3.34a) est imposé comme condition de bord (condition aux limites de Dirichlet) pour la face  $y = 30$  mm. La perte de chaleur générée par la fuite de l'acier en fusion durant le procédé est modélisée par un flux de chaleur  $Q_{out}$  appliqué sur la face inférieure du cylindre utilisé pour définir la source de chaleur. Durant un incrément de temps,  $dt$ , la perte de chaleur vaut  $vdtRH(\bar{C}_p T + L)$  où  $\bar{C}_p$  est la valeur moyenne de la capacité thermique massique du matériau,  $4 \cdot 10^6$  J/m<sup>3</sup>, et  $h$  est l'épaisseur de la tôle,  $60$  mm. En divisant par la moitié de la section du cylindre, la perte de chaleur correspond à un flux de chaleur défini par :

$$\left( (x - x_0)^2 + y^2 \right) \leq R^2 \text{ et } z = 0, Q_{out} = -\frac{2vh}{\pi R} (\bar{C}_p T + L) \left[ \frac{W}{m^2} \right] \quad (3.29)$$

Ce flux de chaleur ne nécessite pas de calibration. Avec une température de 2000°C, les déperditions de chaleur liées à l'acier en fusion correspondent à 2,5 kW ( $= 1/2\pi R^2 Q_{out}$ ) pour le modèle considéré et 5 kW ( $=\pi R^2 Q_{out}$ ) pour le procédé entier. Le facteur deux provient de l'utilisation de la symétrie qui considère une moitié de tôle pour le domaine de calcul.

#### 3.4.4.7 Résultats et discussions

Selon le modèle établi, deux paramètres  $Q_{in}$  et  $h_{gap}$  demandent une calibration. À cet effet, les histoires thermiques présentées à la Figure 3.34a sont transformées en profils de température en utilisant la vitesse de découpe de la flamme. Les deux paramètres sont ensuite modifiés jusqu'à ce que les profils de températures et la ZAT calculés correspondent au mieux aux profils de température et à la ZAT mesurés. Ce type de méthode inverse (Rappaz et al. 1995) est facilité dans le cas présent puisque  $Q_{in}$  contrôle la température maximum de chaque profil alors que  $h_{gap}$  influence la vitesse de refroidissement de chaque profil. La Figure 3.46 montre la meilleure concordance qui a été obtenue pour  $Q_{in} = 1,0e^{11} \text{ W/m}^3$  et  $h_{gap} = 500 \text{ W/m}^2\text{K}$  pour les profils localisés à 10, 15 et 20 mm du passage de la flamme.

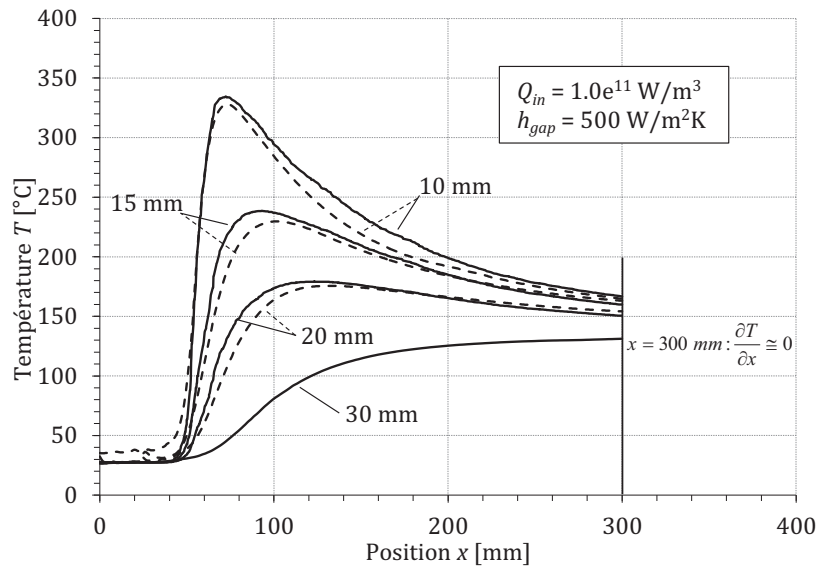


Figure 3.46 Températures des profils mesurées (ligne pointillés) et calculées (lignes continues) après calibration du modèle.

Les profils situés plus près de la flamme ont été écartés en raison des signaux erronés et de l'incertitude sur le positionnement du thermocouple. La Figure 3.47 montre que les zones affectées thermiquement en rouge clair à la Figure 3.47a et en blanc à la Figure 3.47b sont aussi bien reproduites par le modèle considéré.

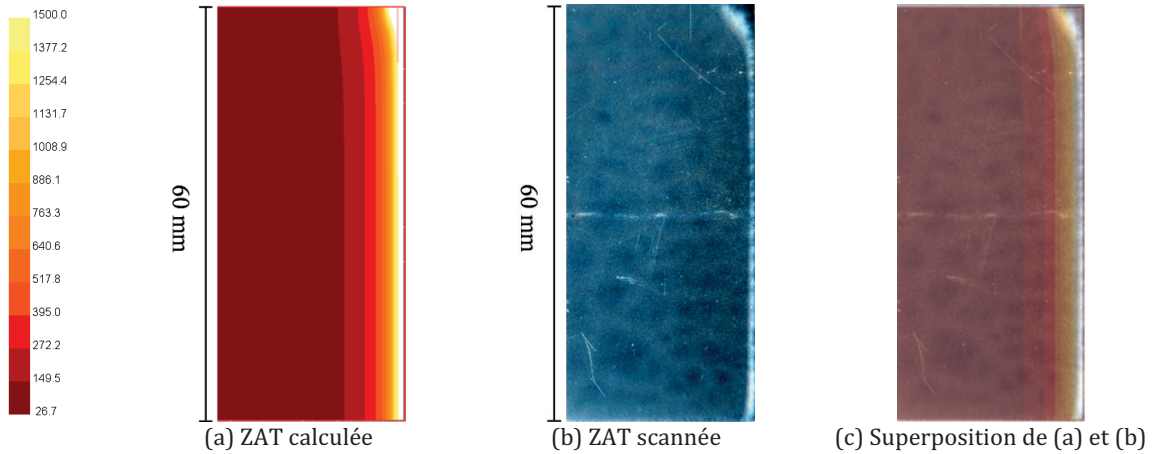


Figure 3.47 ZAT après calibration du modèle thermique.

Une fois le modèle thermique calibré avec les deux paramètres  $Q_{in}$  et  $h_{gap}$ , il est possible d'en tirer plusieurs résultats intéressants. Ainsi, par exemple, la distribution des températures inférieures à 1500°C (température à laquelle l'acier fond) à l'état stationnaire est présentée à la Figure 3.48.



Figure 3.48 Distribution des températures à l'état stationnaire.

Un agrandissement de la distribution des températures inférieures à 1500°C sur la zone affectée thermiquement est illustré à la Figure 3.49a. La Figure 3.49b présente la zone en fusion avec en blanc le métal liquide et en bleu le métal solide.

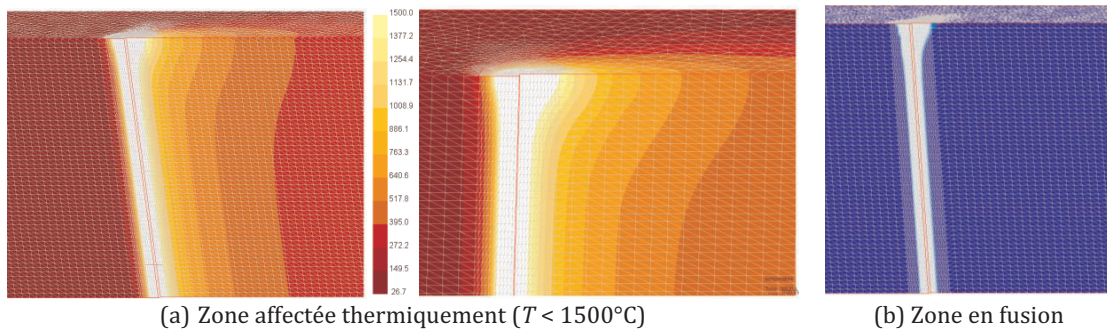


Figure 3.49 Détails sur la zone affectée thermiquement et la zone en fusion.

Le modèle ainsi établi permet, d'une part, de déterminer les transformations de phase solide-liquide qui se produisent dans l'acier situé proche de la coupe et, d'autre part, de déterminer les contraintes résiduelles générées dans l'acier par le procédé de l'oxycoupage. La détermination des contraintes résiduelles dans l'acier s'effectue en réutilisant le modèle thermique établi qui fournit le champ de température nécessaire au calcul mécanique présenté au paragraphe suivant.

### 3.4.5 Établissement d'un modèle thermomécanique de l'oxycoupage

#### 3.4.5.1 Introduction

L'analyse thermomécanique est effectuée avec le logiciel ABAQUS® (Dassault Systèmes 2010). Ainsi, le modèle thermique développé et calibré au paragraphe précédent est repris et utilisé pour effectuer le calcul mécanique des contraintes à l'état stationnaire. Les transformations de phase du matériau ainsi que l'évasement du cône de la source de chaleur ne sont pas pris en compte dans ce modèle 3D.

#### 3.4.5.2 Géométrie et maillage par éléments finis

La géométrie est reprise de l'expérience de l'oxycoupage au paragraphe 3.3.2.2 en utilisant le principe de symétrie et en se concentrant sur une zone le long de la découpe où les contraintes deviennent constantes (régime stationnaire). Les dimensions du modèle (voire Figure 3.50) sont de : 120 mm en longueur (selon la direction  $z$ ), 60 mm en épaisseur pour le modèle de base (selon  $y$ ), et 300 mm en largeur (selon la direction  $x$ ) pour correspondre à la demi-largeur de tôle selon le principe de symétrie. Le problème est résolu selon une approche lagrangienne, c'est-à-dire que le matériau est fixe et que la source de chaleur se déplace.

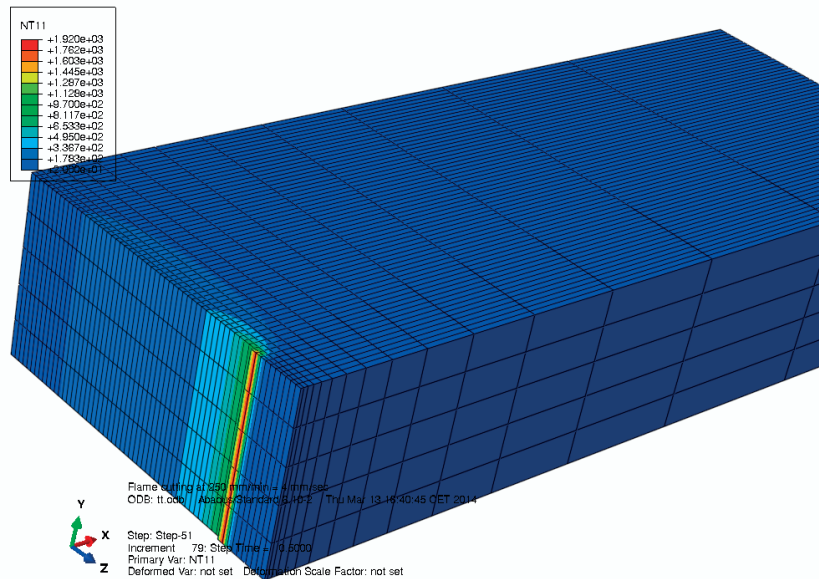


Figure 3.50 Maillage et domaine de calcul du modèle thermomécanique.

Le maillage est constitué de 4500 éléments solides. La répartition du maillage est raffinée aux abords du passage de la flamme et devient plus grossière avec l'éloignement selon  $x$  puisque ces régions ne sont pas influencées par la source de chaleur. L'épaisseur, qui montre également un faible gradient de température, est constituée de cinq couches d'éléments solides. Derrière le passage de la flamme, un vide de 1 mm de large est simulé en enlevant des éléments de 1 mm de large au fur et à mesure que la source avance, ceci pour modéliser la demi-saignée entre les deux semelles.

#### 3.4.5.3 Équations du problème mécanique

Il s'agit de résoudre l'équilibre statique par l'équation d'équilibre en volume qui prend la forme suivante en notation indicelle selon (Frey 2009) :

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_i} + b_j = 0 \quad (3.30)$$

Avec  $\sigma_{ij}$  qui est le tenseur des contraintes et  $b_j$  est la force par unité de volume. En notations indicielles, les coordonnées  $x, y, z$  sont associées aux chiffres 1, 2 et 3 pour les indices  $i$  et  $j$ .

Les déformations peuvent s'exprimer selon leur composantes élastiques, plastiques et thermiques selon l'expression :

$$\varepsilon_{kl} = \varepsilon_{kl}^{el} + \varepsilon_{kl}^{pl} + \varepsilon_{kl}^{th} \quad (3.31)$$

Ainsi la loi de Hooke généralisée prend la forme suivante :

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon_{kl}^{el} = D_{ijkl} (\varepsilon_{kl} - \varepsilon_{kl}^{pl} - \varepsilon_{kl}^{th}) \quad (3.32)$$

où  $D_{ijkl}$  est le tenseur du quatrième ordre qui contient les modules élastiques du matériau.

Par l'hypothèse des petites déformations, le tenseur de déformation infinitésimal s'exprime par :

$$\varepsilon_{kl} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_k}{\partial x_l} + \frac{\partial u_l}{\partial x_k} \right) \quad (3.33)$$

Où  $u_k$  et  $u_l$  représentent le champ des déplacements. Ainsi, si les déformations élastiques et thermiques sont connues, la contribution des déformations plastiques peut être définie de façon à résoudre l'expression suivante :

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left( D_{ijkl} (\varepsilon_{kl} - \varepsilon_{kl}^{pl} - \alpha(T_{kl} - T_0)) \right) + b_j = 0 \quad (3.34)$$

où  $\alpha$  est le coefficient de dilatation thermique isotrope qui dépend de la température,  $T_{kl}$  est le tenseur des températures obtenues par l'analyse thermique avec l'hypothèse d'une température ambiante de  $T_0 = 27,5^\circ\text{C}$ .

Afin de définir les déformations plastiques, il est nécessaire de fixer un critère de plastification ou une limite élastique qui permet de définir si le matériau se comporte élastiquement ou plastiquement. Ce critère peut se définir par une fonction scalaire  $f(\sigma)$ , et lorsque la condition  $f = 0$  est remplie, une surface plastique est obtenue dans l'espace des contraintes, et lorsque  $f < 0$  le matériau se comporte élastiquement. Une telle fonction est définie en utilisant, d'une part, la loi de Ludwik ( $\sigma = \sigma_y + Hp^n$ ) (Ludwik 1909) et, d'autre part, le critère de plastification de Von-Mises, ce qui donne comme fonction l'expression :

$$f(\sigma, p) = \sigma_{equ} - (\sigma_y + Hp^n) \quad (3.35)$$

Avec :

$p$  : les déformations plastiques accumulées

- $\sigma_{\text{équ}}$  : les contraintes équivalentes de Von-Mises dans ce cas
- $\sigma_y$  : la limite élastique du matériau
- $H$  : le module d'écoulement
- $n$  : le coefficient d'écrouissage

Dans le cas d'un écrouissage isotrope linéaire, le coefficient d'écrouissage prend la valeur 1 et la loi de Ludwik prend la forme simplifiée  $\sigma_y + Hp$  illustrée à la Figure 3.51.

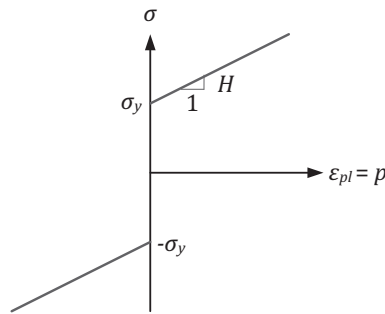


Figure 3.51 Loi de Ludwik pour le cas d'un matériau avec un écrouissage isotrope linéaire.

#### 3.4.5.4 Propriétés mécaniques de l'acier

La partie mécanique du calcul nécessite de définir plusieurs propriétés qui dépendent de la température. Les propriétés élastiques telles que le module de Young  $E$ , le coefficient de Poisson  $\nu$ , et le coefficient de dilatation thermique  $\alpha$ , sont présentées à la Figure 3.52. Étant donné que ces propriétés n'ont pas fait l'objet d'études particulières pour l'acier S355N, les simulations thermomécaniques se baseront sur les propriétés de l'acier S355J2H utilisé par (Acevedo 2011) qui se basent sur l'EN 1993-1-2 :2005 (CEN 2005b) pour  $E$ , et sur (Michaleris 2011) pour  $\nu$  et  $\alpha$ .

Les propriétés plastiques, elles, sont définies par la limite élastique  $f_y$  et la valeur de contrainte  $\sigma$  pour une déformation plastique de 10% avec un coefficient  $H$  fonction de la température  $T$  et  $n = 1$  (écrouissage linéaire). Ces paramètres, présentés à la Figure 3.52, sont également tirés de (Michaleris 2011).



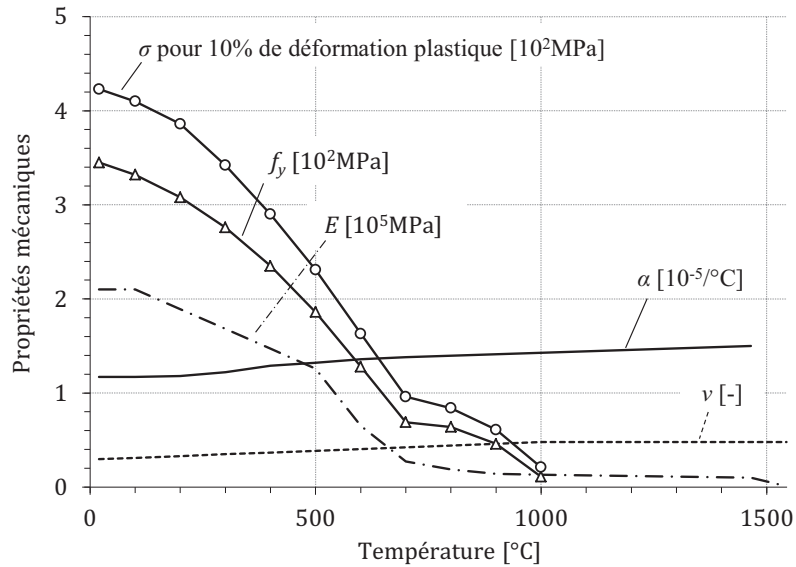


Figure 3.52 Propriétés thermomécaniques de l'acier S355.

#### 3.4.5.5 Conditions de bords

Les déplacements  $u$  selon les axes  $y$  ( $u_y$ ) et  $z$  ( $u_z$ ) sont bloqués sur la face  $x = 300$  mm. Les déplacements selon  $x$  ( $u_x$ ) sont bloqués sur la face  $x = 0$  au temps  $t_0 = 0$ . Puis lorsque l'oxycoupage commence ( $t > t_0$ ), les éléments de bord de largeur  $\Delta x = 1$  mm qui reçoivent la chaleur, fondent et libèrent le déplacement  $u_x$  en étant désactivés à mesure que la flamme avance.

#### 3.4.5.6 Résultats et discussions

Les résultats qui suivent sont valables pour un état stationnaire lors de l'oxycoupage de la tôle en acier S355N d'une épaisseur de 60 mm. La flamme parcourt une distance selon  $x$  de 300 mm. À une distance de  $x \cong 100$  mm, les quantités mécaniques se translatent avec l'avance de la source, c'est-à-dire que l'état stationnaire est atteint. La Figure 3.53 montre la distribution des températures. La différence par rapport au modèle thermique précédent réside dans l'uniformité du gradient de température sur l'épaisseur de la tôle. Cet effet est dû à la source de chaleur modélisée comme un cylindre uniforme sans la prise en compte de l'évasement en face supérieure (pour simplification).



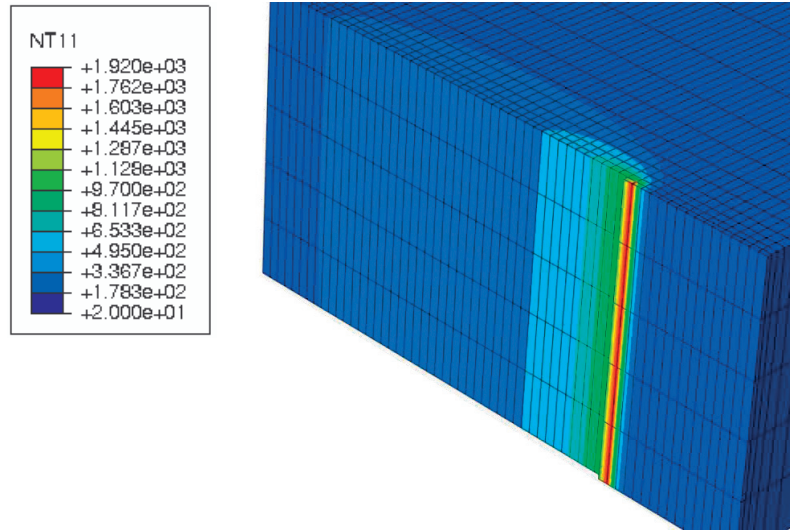


Figure 3.53 Distribution des températures à l'état stationnaire (températures inférieures à 1920°C).

La Figure 3.54 présente les déformations plastiques équivalentes. Ces déformations sont localisées proches du bord sur une bande dont la largeur vaut 1 à 2 mm et elles sont maximales à mi-épaisseur de la tôle avec une valeur d'environ 7,5 %.

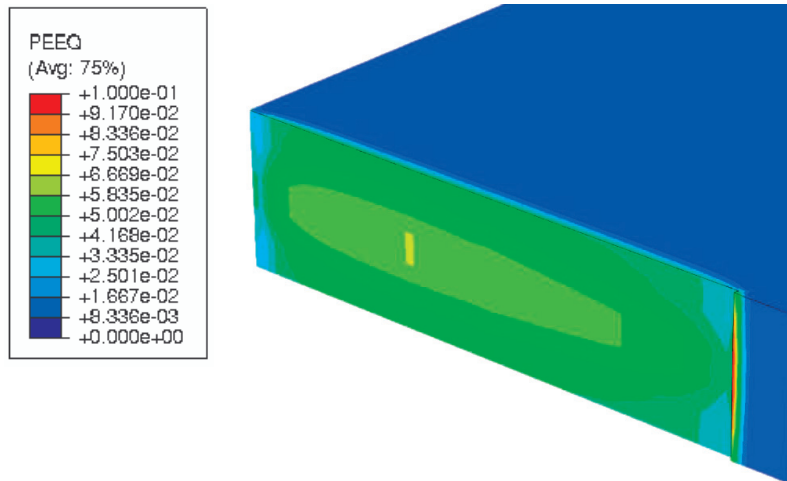


Figure 3.54 Déformations plastiques équivalentes [-].

Les contraintes résiduelles longitudinales  $\sigma_{zz}$  sont représentées à la Figure 3.55 et le profil des contraintes correspondant en fonction de la largeur de la demi- tôle est donné à la Figure 3.56. Pour le cas de référence avec une tôle de 60 mm d'épaisseur, la distribution des contraintes résiduelles montre que la composante de traction au bord oxycoupé atteint une valeur maximale de 390 MPa. Avec l'éloignement du bord, les contraintes décroissent rapidement et atteignent un maximum en compression de -168 MPa à une distance de 8,5 mm du bord.

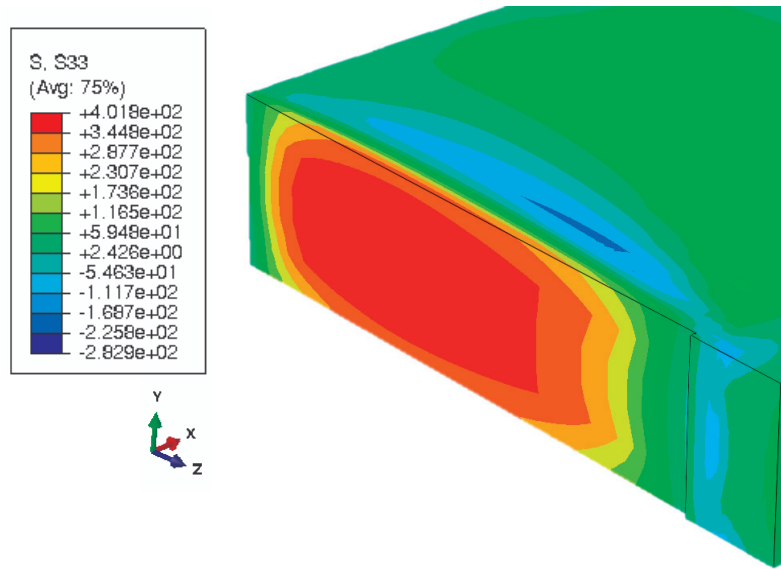


Figure 3.55 Contraintes résiduelles longitudinales  $\sigma_{zz}$  selon Von Mises [MPa].

La comparaison des contraintes résiduelles expérimentales (pour  $t = 60$  mm) avec celles simulées pour trois différentes épaisseurs de tôles ( $t = 30-60-100$  mm) est représentée à la Figure 3.56.

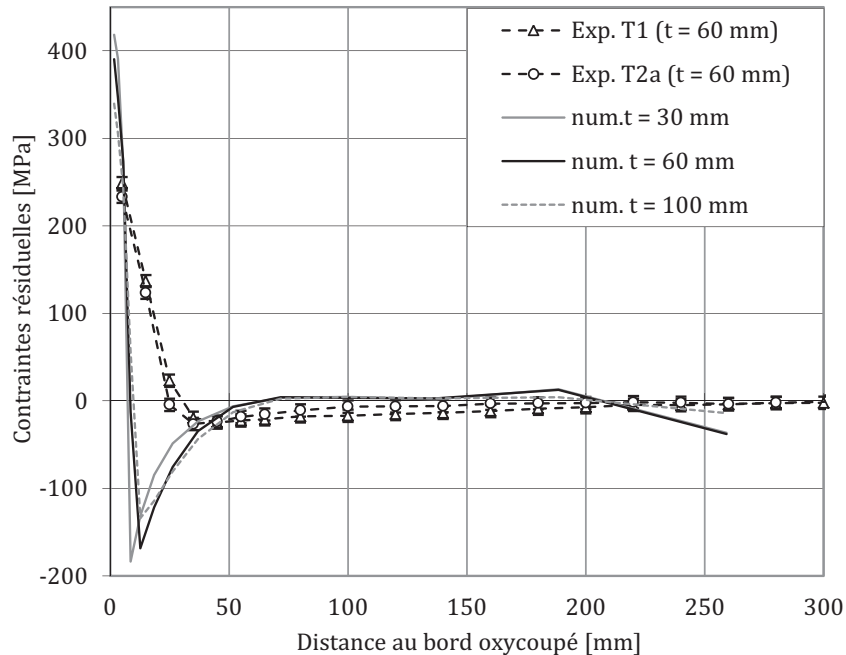


Figure 3.56 Contraintes résiduelles expérimentales (Exp.) et numériques (num.).

La première observation de la Figure 3.56 concerne la comparaison des résultats pour le cas de référence ( $t = 60$  mm). La comparaison des allures de distribution montre des tendances similaires avec une contrainte de traction au bord oxycoupé suivie par une zone comprimée et des contraintes proches de zéro au centre. En revanche, les amplitudes des contraintes maximales ne montrent pas toujours une bonne correspondance, par exemple avec les valeurs maximales en compression. Les simulations prédisent des contraintes de compression plus grandes pour équilibrer les contraintes de

traction qui dépassent la limite élastique du matériau. Cette différence peut s'expliquer par deux effets. Premièrement, le modèle actuel ne considère pas les phénomènes de transformation de phases qui se produisent pour les aciers faiblement alliés comme le S355N lors du refroidissement après le procédé d'oxycoupage. La formation de ces phases dépend de la température du matériau et de la vitesse de refroidissement. Ces phases présentent également des propriétés thermiques et mécaniques différentes comme le montrent (Heinze et al. 2012) avec une étude portant sur le soudage d'un acier S355J2+N proche de celui utilisé dans le cadre de ce travail.

Dans le cas de l'oxycoupage, le bord oxycoupé est fortement chauffé sur une largeur de quelques millimètres là où précisément les contraintes de traction simulées à la Figure 3.56 sont très élevées. De plus, au vu de la Figure 3.34a qui expose les courbes de température et de refroidissement de l'acier après oxycoupage pour différents éloignements de la rive, les vitesses de refroidissement proches de la saignée sont rapides favorisant ainsi la formation de martensite. Ces éléments, corroborés par les mesures de dureté Vickers à la Figure 3.40, témoignent que l'acier a subi des changements de phases dont il faudrait tenir compte dans un modèle de calcul plus complexe thermo-métallurgique.

La deuxième observation de la Figure 3.56 montre l'évolution des contraintes résiduelles avec l'épaisseur de la tôle découpée. Ainsi, lorsque l'épaisseur augmente les valeurs maximales des contraintes longitudinales en traction et compression calculées ont tendance à diminuer mais pas de façon significative (Tableau 3.6). D'autre part, il semble que l'influence de l'épaisseur sur l'amplitude et la distribution des contraintes résiduelles soit assez limitée.

Il est aussi important de rappeler que les mesures expérimentales de contraintes résiduelles sont unidirectionnelles et négligent l'effet de Poisson. Cet effet peut être important vers la région de la saignée où le gradient de contrainte varie fortement.

Tableau 3.6 Valeurs calculées des contraintes maximales en traction ( $\sigma_{t,max}$ ) et compression ( $\sigma_{c,max}$ ).

Épaisseur $t$ [mm]	$\sigma_{t,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]
30	418	-184
60	390	-168
100	340	-134

### 3.4.6 Discussion et conclusion

Le modèle thermique montre qu'avec deux paramètres :  $Q_{in}$ , l'énergie entrante dans le matériau lors de l'oxycoupage, et  $h_{gap}$ , le coefficient de transfert thermique utilisé pour modéliser les pertes de chaleur à l'intérieur de la saignée, il est possible de bien reproduire numériquement la thermique de l'oxycoupage d'une tôle. La calibration du modèle se base sur des mesures expérimentales à savoir : des profils de température à différents emplacements de la tôle oxycoupée, et sur les observations de la géométrie de la zone affectée thermiquement (ZAT).

Le modèle thermomécanique se base sur le modèle thermique calibré auparavant mais en simplifiant la forme de la source de chaleur par un cylindre régulier au lieu d'un cylindre évasé pour des raisons de finesse de maillage et du temps de calcul. Les résultats numériques des calculs de contraintes résiduelles montrent une bonne correspondance avec les mesures expérimentales en ce qui concerne l'allure des distributions de contrainte sur la section. En revanche, les amplitudes des contraintes calculées dépassent celles mesurées. Ce phénomène serait dû en grande partie au fait que le modèle ne considère pas les transformations de phase qui se produisent lors du refroidissement du matériau après l'oxycoupage. Un calibrage précis du modèle n'est pas réalisable sans tenir compte de ce qui se

passer au niveau métallurgique avec les transformations de phase. Par ailleurs, les calculs de contraintes résiduelles pour différentes épaisseurs de tôle révèlent que, lorsque l'épaisseur augmente, l'intensité des contraintes diminue mais pas de façon marquée. Cette tendance, probablement peu impactée par des changements de phase, permet d'avancer que le modèle de contraintes résiduelles proposé à la Figure 3.37 représente également un modèle applicable à des épaisseurs de tôle différentes de 60 mm mais qui se situent dans une gamme de 30 à 100 mm.

### 3.5 Synthèse et conclusions

La connaissance des contraintes résiduelles est importante car elles influencent le comportement des éléments en acier. En ce qui concerne la résistance en section, l'effet de ces contraintes initiales se caractérise par une diminution de la rigidité due à la plastification prématurée des fibres. Cela n'a pas de conséquence directe sur la résistance d'une section mais sur la résistance d'un élément en flexion (déversement) ou compression (flambement) pour lequel la rigidité joue un rôle important sur la capacité portante. Les contraintes résiduelles ont également une influence sur le comportement en fatigue des structures soumises à des charges répétées, ce point n'est pas traité dans cette étude.

La revue de la littérature sur les contraintes résiduelles montre que les distributions de contraintes dépendent principalement de deux paramètres principaux : 1) le mode de fabrication des profilés, et 2) la géométrie en section. La littérature ne propose pas de modèle de contraintes résiduelles adapté pour les sections de poutres de ponts dont les éléments ont été oxycoupés puis soudés ensemble. La littérature décrit également que les études des contraintes résiduelles effectuées sur les aciers à haute limite d'élasticité révèlent que l'intensité des contraintes ne dépend que très peu de la limite d'élasticité du matériau.

Les méthodes de mesures de contraintes résiduelles sont nombreuses et se classent dans deux catégories selon qu'elles sont destructives ou non-destructives. Dans le cadre des mesures effectuées dans cette thèse, la méthode destructive par sectionnement a été retenue. Cette méthode est éprouvée et fournit des résultats fiables à condition de suivre une procédure de mesure systématique et précise.

Les investigations expérimentales se composent de mesures : 1) de températures pendant les étapes d'oxycoupage des semelles et du soudage âme-semelle utilisées pour la calibration du modèle numérique thermique, 2) de contraintes résiduelles sur des sections oxycoupées et des sections oxycoupées puis soudées, 3) de géométries de la zone affectée thermiquement (ZAT) par métallographie, et 4) de dureté Vickers sur la ZAT. Les résultats des mesures de contraintes résiduelles pour des sections oxycoupées aux deux bords puis soudées au centre révèlent une distribution avec des contraintes de traction aux bords oxycoupés, suivies de contraintes de compression dans les zones intermédiaires, et de contraintes de traction au droit de la zone soudée. Ces résultats sont synthétisés par la proposition d'un modèle de contraintes résiduelles expérimental adapté aux poutres métalliques de pont qui servira de paramètre entrant pour les analyses effectuées aux chapitres 4 et 5 sur le déversement. Les études métallographiques sur la forme de la ZAT révèlent un profil de cône évasé en face supérieure de la tôle qui est utilisé pour caractériser la source de chaleur dans le modèle numérique thermique. Les résultats des essais de dureté Vickers montrent que l'acier subit des changements de structure synonyme de transformations de phase localisé au bord oxycoupé.

Les analyses numériques montrent que la thermique de l'oxycoupage peut être reproduite numériquement de façon convenable par un modèle qui contient deux paramètres :  $Q_{in}$ , l'énergie entrante dans le matériau lors de l'oxycoupage, et  $h_{gap}$ , le coefficient de transfert thermique utilisé pour modéli-

ser les pertes de chaleur à l'intérieur de la saignée. Le calcul mécanique consécutif révèle des distributions de contraintes résiduelles dont l'allure correspond aux mesures expérimentales mais dont l'intensité des contraintes est trop élevée. Cette différence est vraisemblablement due au fait que le modèle thermomécanique ne considère pas les transformations de phase liées au matériau qui se refroidit après l'oxycoupage. Par conséquent, un calibrage plus précis des résultats numériques nécessite un modèle plus complexe qui intègre les changements de structure de l'acier liés aux températures et vitesse de refroidissement (modèle métallurgique). Toutefois, le modèle simplifié permet de montrer que l'intensité des contraintes résiduelles d'oxycoupage ne varie pas de façon significative avec l'épaisseur de la tôle en acier découpée. Ce constat est probablement peu influencé par les transformations de phase de l'acier et permet d'avancer que le modèle de contraintes résiduelles expérimental élaboré pour une épaisseur de 60 mm reste raisonnablement valable pour des épaisseurs plus et moins importantes.



# Chapitre 4. Étude du déversement par l'approche poutre

## 4.1 Introduction

Ce chapitre est dédié à l'étude du déversement au niveau d'une poutre métallique de pont. Cette approche est simplifiée par rapport à la réalité d'un pont où les poutres sont liées aux entretoises, aux contreventements et à la dalle en béton, lorsque la connexion est effective, pour former une structure tridimensionnelle. Cependant, une approche poutre permet de bien comprendre le comportement au déversement de la poutre métallique et des paramètres qui lui sont liés.

Les objectifs principaux de ce chapitre sont :

- Mesurer expérimentalement la forme et l'amplitude des imperfections géométriques d'une poutre métallique de pont après fabrication et comparer ces mesures aux valeurs normatives.
- Évaluer numériquement l'influence des paramètres tels que les contraintes résiduelles et les imperfections géométriques sur la résistance au déversement d'une poutre.

Par conséquent à ces objectifs, la section 4.2 présente les mesures expérimentales des imperfections géométriques effectuées sur deux poutres du viaduc en bipoutre mixte ferroviaire de Wilwisheim (F). La section 4.3 expose les analyses numériques qui permettent de déterminer la charge critique et la charge de ruine par déversement. Les paramètres tels que les contraintes résiduelles et les imperfections sont variés de façon à déterminer leur influence sur la résistance au déversement.

Une partie des résultats présentés dans ce qui suit a permis une publication (Thiébaud and Lebet 2014) à l'occasion de la journée « Nouveaux acquis de la recherche sur les ponts » organisée par la société suisse des ingénieurs et des architectes (SIA).

## 4.2 Mesures expérimentales des imperfections géométriques

### 4.2.1 Introduction

L'objectif principal des mesures expérimentales consiste à évaluer la forme et l'amplitude des imperfections géométriques qui concernent les poutres métalliques de ponts. Par imperfections géométriques il est entendu les défauts de rectitude et de courbure des poutres.

D'un point de vue pratique, les imperfections géométriques sont liées aux tolérances que les constructeurs métalliques se doivent de respecter. Il s'agit des tolérances géométriques de fabrication prescrites par la norme suisse SIA263/1:2013 (SIA 2013b) et européenne EN1090-2 :2011 (CEN 2011) et des tolérances de montage et d'exécution liées à la méthode de montage.

D'un point de vue scientifique, les imperfections géométriques doivent être considérées lors du calcul non-linéaire géométrique et matériel de la charge de ruine d'un élément de structure. Sur ce sujet, les

recommandations de la norme EN1993-1-5 :2006 (CEN 2006) Annexe C proposent, à défaut de mieux, de prendre des imperfections géométriques basées sur la forme du mode critique le plus probable en appliquant une amplitude valant 80% des tolérances géométriques de fabrication. En conséquence de cette recommandation, il s'avère intéressant de connaître l'écart existant entre les imperfections géométriques réelles des poutres et les tolérances de fabrication. De plus, comme le déversement s'identifie par un déplacement horizontal et vertical ainsi qu'une rotation de la section, il est raisonnable de considérer que ce sont les rectitudes horizontales des semelles comprimées qu'il est important de connaître. Fort de ce raisonnement, les mesures expérimentales qui suivent se concentrent principalement sur l'évaluation de la forme et de l'amplitude des imperfections géométriques des semelles.

### 4.2.2 Procédure expérimentale

#### 4.2.2.1 Présentation de l'ouvrage

Les mesures ont été effectuées sur deux poutres métalliques droites de type composées-soudées utilisées pour la construction du viaduc de Wilwisheim (France). Cet ouvrage d'art est un pont mixte bi-poutre supportant deux voies ferroviaires. Il a été construit dans le cadre des LGV (lignes à grandes vitesses) Est européennes sur le tracé reliant Strasbourg à Paris. Cet ouvrage a la particularité d'être doublement mixte car les semelles inférieures sont également liées à une dalle en béton au moyen de goujons.

La longueur totale du pont est de 381 m répartie en neuf travées de 33 - 5 x 48 - 45 - 40 - 23 m. Le pont a une pente constante de 2,52% en élévation. Il est très légèrement courbe en plan en suivant une clothoïde sur les quatre-vingts premiers mètres, puis ensuite il est rectiligne.

La Figure 4.1 illustre une section transversale type du pont mixte en travée. La largeur de l'ouvrage sans les bordures est de 12,3 m et l'écartement des poutres est de 6,0 m. La hauteur des poutres est de 3,2 m et l'épaisseur de la dalle supérieure est de 43 cm au centre alors que l'épaisseur de la dalle inférieure est de 15 cm au centre.



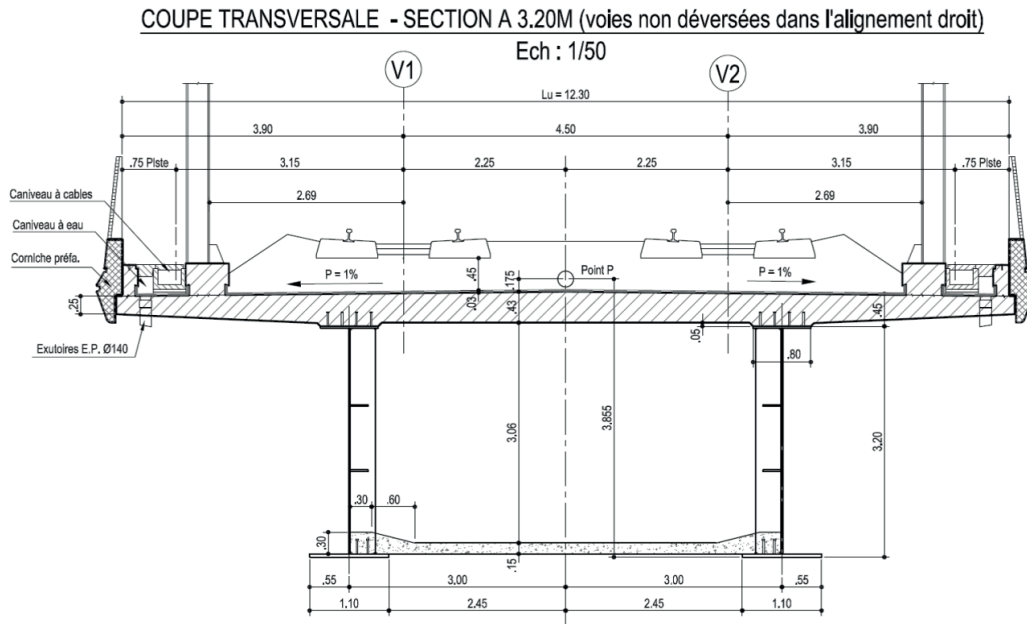


Figure 4.1 Coupe transversale en travée de la section, dimensions en m.

#### 4.2.2.2 Choix des poutres

Des mesures géométriques ont été effectuées sur deux poutres, une poutre correspondant à une section sur appuis et une autre à une section de travée (Figure 4.2a et b). La première, avec une longueur de 20 m, se situe sur le tronçon 10 et est nommée (T10) alors que la seconde, avec une longueur de 28 m, se situe sur le tronçon 11 du même côté et est nommée (T11).



a) tronçon sur appuis (T10),  $L = 20$  m



b) tronçon en travée (T11),  $L = 28$  m

Figure 4.2 Vue des poutres mesurées en atelier.

Transversalement, les poutres sont munies de deux raidisseurs longitudinaux soudés du côté intérieur qui sont interrompus environ tous les 6.0 m par les raidisseurs verticaux. À la Figure 4.3 est représentée une coupe transversale type de chaque poutre. La section en travée montre une semelle inférieure de 1200 mm de large par 40 mm d'épaisseur (noté 1200 x 40 mm), une âme de 3120 x 25 mm et une semelle supérieure de 800 x 40 mm. La section sur appuis présente une semelle inférieure d'épaisseur variable de 50 mm à 100 mm pour une largeur constante de 1200 mm, une âme de hauteur variable avec une épaisseur de 30 mm et une semelle supérieure d'épaisseur variable entre 60 mm et 125 mm pour une largeur constante de 800 mm. Les raidisseurs longitudinaux sont des fers plats de section 20 x 250 mm. Les raidisseurs verticaux intermédiaires sont constitués d'un fer plat 25 x 300 mm soudés à

l'intérieur des poutres et sont espacés de 6.0 m. Les raidisseurs verticaux d'appuis sont de formes trapézoïdales et sont formés d'un fer plat de 40 x 570 mm (largeur variable) positionné au centre et auquel s'ajoutent quatre fers plats de 25 x 550 mm (largeur variable) disposés symétriquement de part et d'autre.

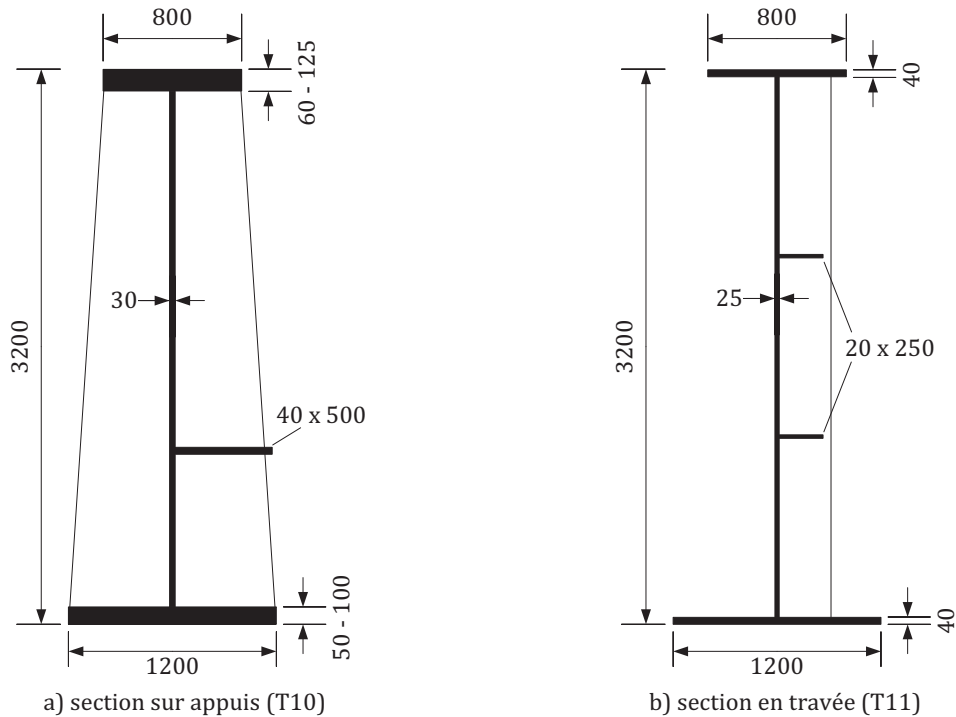


Figure 4.3 Coupes transversales et vues des deux poutres métalliques mesurées (en mm).

#### 4.2.2.3 Choix de la méthode de mesures

La littérature scientifique et technique propose différentes méthodes de mesures de forme 3D, 2D ou 1D chacune répondant à des applications particulières. Ainsi, (Korol et al. 1984) ont étudié la déviation hors plan des âmes verticales de six poutres caissons de ponts. Les auteurs ont utilisé un appareil constitué d'une jauge positionnée sur une barre ayant des pinces mobiles permettant une prise de mesures linéaires des déformations. Plus tard, (Singer and Abramovich 1995) exposent le développement des techniques de mesures pour des imperfections géométriques sur de grandes surfaces planes de type coques. Les auteurs proposent une méthodologie pour permettre d'évaluer avec plus de précision les charges de voilement des coques. (Lehmann et al. 1999) montrent dans leur article la possibilité de mesurer de grandes surfaces planes par projection de frange avec une précision de l'ordre du millimètre. Cette technique a été utilisée pour effectuer des mesures de planéité sur des grandes poutres caissons métalliques d'un pont d'autoroute en Suisse. Cette méthode de mesures de surfaces planes semble relativement compliquée à mettre en place et présente une erreur systématique de mesures amenant à des imprécisions plus grandes. (Bernard et al. 1999) présentent une étude des différentes méthodes de mesures permettant d'évaluer les imperfections géométriques dans des panneaux élancés. Trois méthodes sont étudiées, la photogrammétrie, le levé optique et la machine de mesure de coordonnées (MMC). Les auteurs concluent que l'utilisation de la MMC est recommandée pour un travail de précision. Dans (Staub and Barras 2011) différents procédés topométriques sont combinés afin de mesurer la géométrie de poutres métalliques de bâtiments. La combinaison des trois procédés permet d'obtenir une très bonne précision de mesures, de l'ordre du 0,3 mm, mais requiert un impor-

tant travail de traitement des données. Plus récemment, (Emmelmann et al. 2012) ont présenté une méthode hybride qui combine le Laser-Tracker et la vidéométrie pour mesurer des formes 3D de façon performante mais à plus petite échelle. L'intérêt de ce dernier article réside dans la présentation du système de Laser Tracker. Cette méthode, sélectionnée dans le cadre de ce travail, permet la mesure de coordonnées 3D sur de grandes distances avec une précision accrue.

Dans le cadre de ce travail, le choix de la méthode de mesures tient compte de plusieurs critères tels que :

- la précision de mesure assurant le dixième de millimètre,
- la capacité à mesurer dans un environnement industriel bruyant et poussiéreux,
- la rapidité de déploiement et mesure,
- l'adaptabilité aux différentes configurations de mesure,
- la mobilité du système.

#### 4.2.2.4 Mesure par Laser Tracker

Le Laser Tracker est une machine portable de mesure de coordonnées qui utilise un faisceau laser émis par la station (émetteur) qui poursuit un réflecteur dans un environnement 3D (Figure 4.4). La dernière génération de ce type d'appareil permet de mesurer des points avec une haute précision sur de grandes distances. Cette méthode permet des mesures rapides et précises. Dans le cadre de ce travail un appareil de type AT401 est utilisé (Hexagon Metrology 2012). Cet appareil assure des mesures avec une MPE (maximum permissible error) de  $15 \mu\text{m} + 6 \mu\text{m}/\text{m}$  ce qui donne une précision de mesure d'environ 0.135 mm dans un rayon de 20 m. Pour obtenir des précisions accrues, le travail en station est conseillé car il permet de réduire les distances entre le Laser Tracker et le réflecteur.



Figure 4.4 Illustration de mesure par Laser Tracker sur la poutre T10.

### 4.2.2.5 Conception des mesures

Préalablement, les poutres ont été disposées de façon à dégager un périmètre d'un minimum de 3.0 m au sol permettant ainsi un recul suffisant pour la prise de mesure par Laser Tracker. Les poutres sont appuyées sur deux profilés métalliques réglés pour assurer une bonne stabilité du composé-soudé (Figure 4.5).

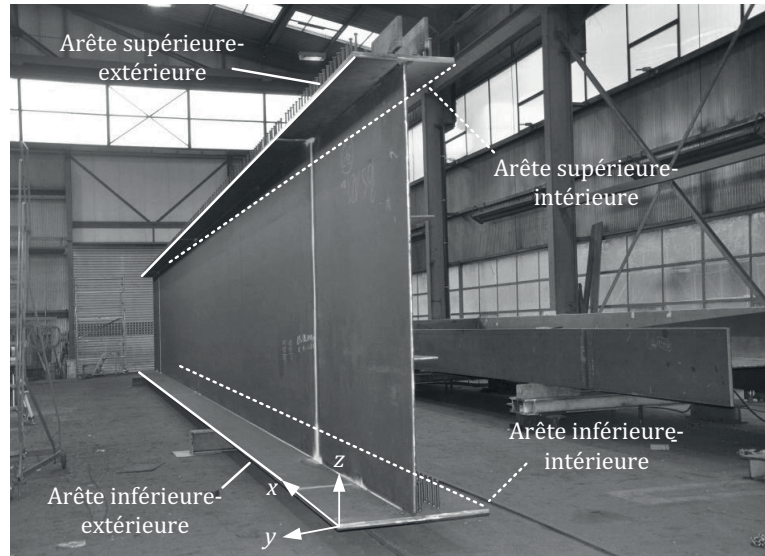


Figure 4.5 Lignes principales des points de mesures.

Les mesures se sont concentrées sur la prise de points le long de deux arêtes sur la semelle supérieure et deux arêtes sur la semelle inférieure (Figure 4.5). Les points mesurés sont distants entre eux d'environ un mètre afin de quantifier correctement les rectitudes horizontales et verticales des poutres.

### 4.2.2.6 Méthodologie de mesure

Pour chaque poutre une méthodologie de mesure a été mise au point pour permettre de récolter les informations voulues dans le temps imparti, soit une demi-journée. Etant donné que des mesures sont envisagées sur les deux faces, deux stations sont nécessaires. Le passage d'une station à l'autre s'effectue via des points de repère jugés fixes pendant la durée des mesures. Trois points ont été fixés sur la semelle supérieure et deux autres points ont été fixés en partie basse en amont de la poutre avec des témoins aimantés de façon à être atteignables par les deux stations. Le positionnement des points est conçu de façon à ouvrir le champ de vision amont-aval et haut-bas pour obtenir une bonne précision sur le report des mesures entre les deux stations. Les étapes de mesure, illustrées à la Figure 4.6, se résument comme suit dans l'ordre :

1. définition de la station 1 et réglage du Laser Tracker,
2. définition d'une origine,

Ce point est situé au commencement de l'arête inférieure-extérieure et permet d'avoir une référence locale sur la poutre (Figure 4.5).

3. formation des plans de référence,

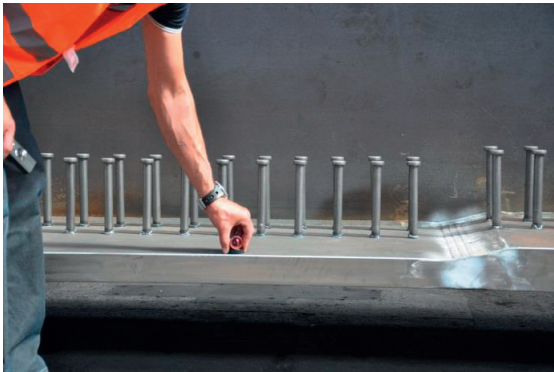


Un plan, jugé utile pendant les mesures, a été formé en mesurant la face supérieure de la semelle inférieure de part et d'autre de l'âme (Figure 4.6a).

4. prise des points sur l'arête inférieure-extérieure (Figure 4.6b),
5. prise des points sur l'âme (Figure 4.6c),
6. prise des points sur l'arête supérieure-extérieure (Figure 4.6d),
7. mesure des points de repère fixes,

Un minimum de trois points de repère est judicieusement choisi de façon à être atteignable par les deux stations du Laser Tracker. D'expérience, il est bien de définir cinq points pour obtenir un minimum de trois points de repère valides.

8. répétition des étapes 7, 3, 4 et 6 depuis la station 2.



(a) étape 3, mesure de la face supérieure de la semelle inférieure. Le réflecteur est ajusté avec un adaptateur plat.



(b) étape 4, mesure de l'arête inférieure de la semelle inférieure. Le réflecteur est ajusté avec un adaptateur d'angle.



(c) étape 5, mesure de l'âme (partie plane et verticale). Le réflecteur est ajusté avec un adaptateur plat.



(d) étape 6, mesure de l'arête supérieure de la semelle supérieure. Le réflecteur est ajusté avec un adaptateur d'angle.

Figure 4.6 Illustrations des principales étapes de mesures.

Durant la prise des mesures une visualisation graphique et numérique instantanée est disponible telle que montrée à la Figure 4.7. Les arêtes sont représentées par des vecteurs orientés selon la moyenne des points mesurés ; la semelle inférieure (en orange à la Figure 4.7) et l'âme (en vert à la Figure 4.7) sont représentées par des surfaces qui passent également par la moyenne des points mesurés.

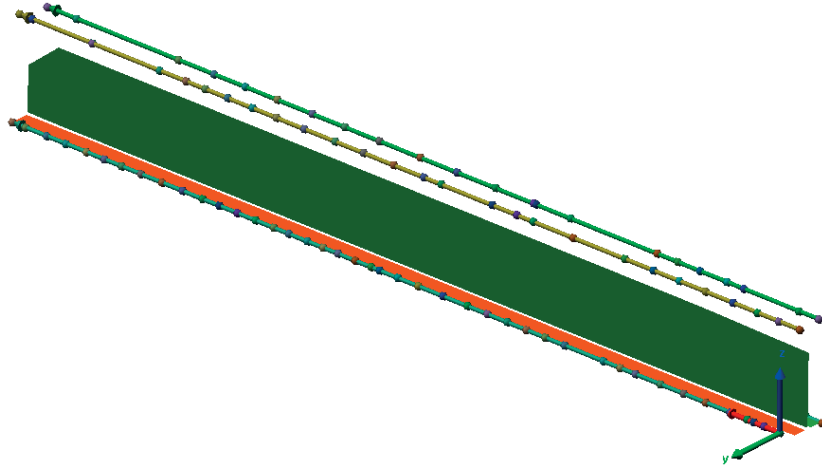


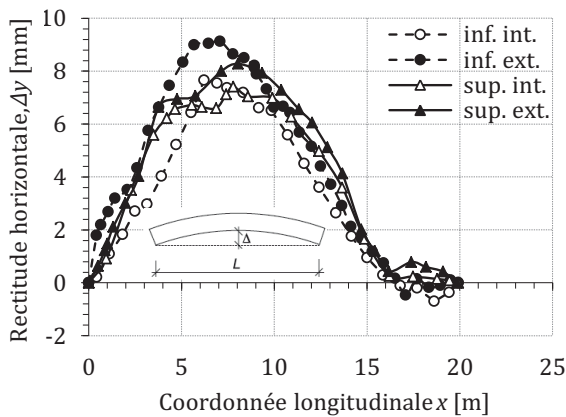
Figure 4.7 Visualisation des entités géométriques mesurées pour la poutre T11.

### 4.2.3 Résultats

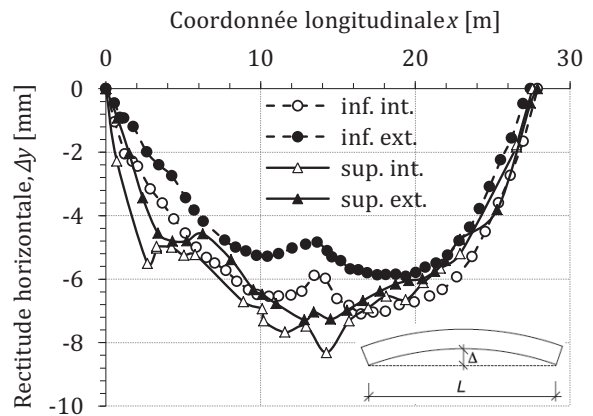
Les mesures permettent d'extraire des résultats sur les imperfections géométriques des semelles (rectitudes, courbures, contreflèches) qui peuvent être ensuite comparées avec les tolérances géométriques prescrites par les normes, par exemple SIA263/1:2013 (SIA 2013b) ou EN1090-2 (CEN 2011). Les résultats présentés dans ce qui suit se concentrent sur les imperfections géométriques de rectitudes horizontales qui représentent un intérêt majeur, pour le déversement des poutres de ponts, par rapport à d'autres imperfections. Les résultats de rectitudes verticales sont également présentés en guise d'information pour le lecteur.

#### 4.2.3.1 Rectitudes horizontales

La Figure 4.8 représente les rectitudes horizontales, c'est-à-dire l'écart horizontal selon  $y$  ( $\Delta y$ ) le long de la poutre (coordonnée  $x$ ) entre la ligne fictive reliant les deux extrémités du tronçon et la géométrie réelle des arêtes mesurées, pour les poutres T10 (Figure 4.8a) et T11 (Figure 4.8b). Les conventions d'axe et la dénomination des arêtes sont données à la Figure 4.5.



(a) T10, tronçon sur appuis



(b) T11, tronçon de travée

Figure 4.8 Rectitudes horizontales (selon  $y$ ) des quatre arêtes mesurées pour chaque poutre.

L'allure générale des défauts de rectitude montre une courbure semblable pour les quatre arêtes des deux poutres, vers  $y$  positif pour T10 et  $y$  négatif pour T11. Les valeurs maximales (Tableau 4.1) attei-

gnent 9,1 mm à une distance de 7,1 m pour l'arête inférieure extérieure de T10 et respectivement de 8,3 mm à une distance de 14,2 m pour l'arête supérieure intérieure T11. Il est intéressant de noter ici que l'écart maximum apparaît au tiers de la longueur pour T10 et à mi-longueur pour T11. De plus, ce n'est pas l'élément le plus long qui expose l'écart le plus grand, mais l'inverse.

Tableau 4.1 Valeurs maximales mesurées et tolérance selon la norme SIA 263/1:2013.

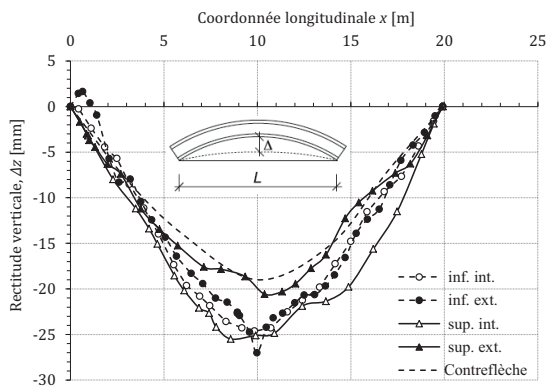
Poutre	Longueur $L$	Écart maximum mesuré $\Delta y$	Tolérance selon SIA 263/1:2003
	[m]	[mm]	$\Delta \leq L/1000$ [mm]
T10	20	9.1 ( $\approx L/2000$ )	20
T11	28	8.3 ( $\approx L/3000$ )	28

En comparant les écarts maximums mesurés avec les recommandations de la norme SIA 263/1:2013 (SIA 2013b) sur les tolérances de fabrication et de montage, les amplitudes des défauts de rectitudes mesurés restent bien inférieurs aux normes (Tableau 4.1), de l'ordre de deux ( $\approx L/2000$ ) à trois fois ( $\approx L/3000$ ). Ici  $L$  représente la longueur de l'élément.

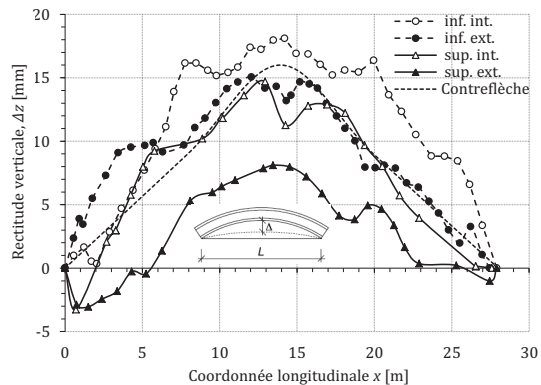
Si l'allure générale des courbures pour chaque arête est cohérente, il apparaît localement des écarts plus importants entre les arêtes. Ceux-ci ne dépassent pas 1 mm et sont probablement liés aux imperfections locales de l'arête meulée.

#### 4.2.3.2 Rectitudes verticales

De manière analogue aux rectitudes horizontales, la Figure 4.9 expose les courbures verticales (selon  $z$ ) mesurées ainsi que les contreflèches imposées lors de la fabrication de chacune des poutres T10 (Figure 4.9a) et T11 (Figure 4.9b).



(a) T10, tronçon sur appuis



(b) T11, tronçon de travée

Figure 4.9 Rectitudes verticale (selon  $z$ ) des quatre arêtes mesurées pour chaque poutre.

À nouveau les allures générales des courbes coïncident avec une courbure selon  $z$  négatif pour T10 et  $z$  positif pour T11. Les valeurs maximales mesurées sont de -27 mm à une distance de 10 m pour l'arête inférieure extérieure de T10 (Tableau 4.2) et de +18 mm à une distance de 14 m pour l'arête inférieure intérieure de T11. Il en résulte que c'est bien à mi-longueur de l'élément que les courbures sont maximales dans ce cas.

Tableau 4.2 Résumé des valeurs de rectitudes et contreflèches pour T10.

x	Contreflèches mesurées $\Delta z$		Contreflèches imposées	Écart max. par rapport à la courbure théorique $\Delta$	Tolérance selon SIA 263/1:2003 $\Delta \leq L/1000$
	inf. int.	inf. ext.			
[m]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]
3	-8	-8	-8	0	20
6	-19	-17	-14	5	20
10	-24	-27	-19	8	20
14	-17	-18	-15	3	20
17	-9	-9	-7	2	20

La comparaison des écarts maximums entre les contreflèches mesurées et imposées restent bien au-dessous des tolérances de fabrication (cf. Tableau 4.2 et Tableau 4.3). À nouveau, la poutre la plus courte T10 montre un écart maximum légèrement supérieur par rapport à T11.

Tableau 4.3 Résumé des valeurs de rectitudes et contreflèches pour T11.

x	Contreflèches mesurées $\Delta z$		Contreflèches imposées	Ecart max. par rapport à la courbure théorique $\Delta$	Tolérance selon SIA 263/1:2003 $\Delta \leq L/1000$
	inf. int.	inf. ext.			
[m]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]
8	16	10	9	7	28
14	18	13	16	3	28
20	16	8	9	7	28

Localement, la différence des courbures entre les deux arêtes supérieures d'une même semelle montre des écarts de plusieurs millimètres ce qui serait synonyme d'un défaut de perpendicularité de la semelle par rapport à l'âme ou de planéité de la semelle.

#### 4.2.4 Conclusions sur les études expérimentales

Cette étude a investigué deux géométries de poutres composées-soudées métalliques droites du Viaduc de Wilswisheim. Le choix des poutres s'est porté sur deux tronçons droits, un de type appuis, et un de type travée, qui présentent des géométries différentes.

Le choix de la méthode de mesures résulte d'une brève étude de la littérature et de plusieurs discussions avec des experts en topométrie. Après l'analyse des besoins de l'étude et des contraintes expérimentales, la méthode de mesure par Laser Tracker s'est avérée la plus adaptée en offrant des avantages de flexibilité tout en garantissant la précision souhaitée. Les mesures ont été effectuées en atelier et se sont concentrées sur la géométrie des arêtes des semelles.

Les résultats des rectitudes horizontales et verticales montrent des allures globales cohérentes entre les arêtes. Pour les deux poutres, les tolérances géométriques de fabrication sont largement respectées en ce qui concerne les rectitudes horizontales et l'écart par rapport à la courbure théorique de la contreflèche au sens de la norme SIA 263/1:2013 (SIA 2013b).

Les résultats des mesures apportent également une réponse au niveau scientifique lorsqu'il s'agit d'évaluer la charge de ruine de ce type de poutre. Ce calcul nécessite une connaissance aussi précise que possible de la géométrie initiale et par conséquent des imperfections géométriques. Dans ce cadre, la norme EN 1993-1-5:2006 (CEN 2006) recommande dans son Annexe C de prendre comme imper-



fection géométrique, à défaut de mieux, la forme du mode critique de déversement avec une valeur d'amplitude valant 80% des tolérances de fabrication.

Selon l'EN 1090-2 :2008 (CEN 2011), les tolérances géométriques concernant l'écart de rectitude horizontale ou verticale ne doivent pas dépasser la valeur limite  $\Delta = L/750$ , avec  $L$  la longueur de l'élément considéré. La norme SIA (SIA 2013b) prévoit des écarts plus sévères avec  $\Delta = L/1000$ . Par conséquent, de la comparaison entre les valeurs d'amplitudes mesurées dans cette étude ( $\Delta \approx L/3000$  à  $L/2000$ ) et celles recommandées pour le calcul non-linéaire de la charge de ruine qui se basent sur le 80% des tolérances géométriques ( $\Delta = 0,8L/750 \approx L/1000$ ) ; il en résulte que la recommandation demeure conservatrice puisque les amplitudes mesurées sont deux à trois fois plus petites que celles recommandées.

Dans la suite du chapitre, il sera étudié, entre autres, l'effet de l'amplitude des imperfections géométriques sur le calcul non-linéaire géométrique et matériel de la charge de ruine dans le cas du déversement des poutres de ponts. Deux valeurs d'amplitude seront considérées : 1)  $L/1000$  qui représente les recommandations de l'EN 1090-2 :2008, et 2)  $L/3000$  qui résulte des mesures expérimentales.

### 4.3 Analyse numérique du déversement de poutre de pont

#### 4.3.1 Introduction

L'objectif des analyses numériques par l'approche poutre est d'identifier et quantifier les paramètres qui influencent la résistance au déversement des poutres de ponts étudiées isolément.

La démarche utilisée pour parvenir à cet objectif est la suivante :

- Établir un modèle par éléments finis de type coques qui permet l'introduction des contraintes résiduelles et des imperfections géométriques pour déterminer la charge de ruine par une analyse non linéaire géométriquement et matériellement (GMNIA).
- Établir un modèle par éléments finis de type poutre qui permet de déterminer la charge critique de déversement par une analyse de bifurcation élastique linéaire (LBA).
- Identifier les paramètres importants pour le déversement des poutres de pont.
- Analyser l'influence des paramètres identifiés sur la résistance par une représentation selon les courbes de déversement  $\bar{\lambda}_D - \chi_D$  pour deux géométries de poutres de pont.

Les conclusions de cette section serviront de bases pour les analyses numériques effectuées au chapitre 5 et pour l'analyse des résultats au chapitre 6.

Les analyses numériques sont effectuées avec le logiciel FINELG (Université de Liège and Greisch 2003) développé par l'Université de Liège et le bureau d'ingénieur Greisch.

#### 4.3.2 Bases existantes pour l'analyse par éléments finis

Le développement de moyens informatiques toujours plus performants a permis une utilisation plus générale des études numériques par la méthode des éléments finis (MEF) comme en témoigne la littérature. Les bases normatives actuelles en matière de modélisation par éléments finis sont établies par l'annexe C de l'EN1993-1-5 (CEN 2006) et ses commentaires relatifs (Johansson et al. 2007) en ce qui

concerne les structures en acier formées de plaques planes, et par l'EN1993-1-6 :2007 (CEN 2007) en ce qui concerne le calcul des structures en acier de type coque. Ces documents donnent des informations à propos du choix de la méthode par éléments finis, de la modélisation, de l'utilisation des imperfections géométriques et matérielles et des propriétés de matériau. Plus récemment, (Kindmann and Kraus 2012) ont publié un ouvrage de référence dédié aux calculs des structures en acier par éléments finis. Ce livre se concentre principalement sur une approche de modélisation de structures par des éléments de type poutre.

### 4.3.3 Description des modèles d'analyse numérique par éléments finis

#### 4.3.3.1 Modélisation par éléments finis plans de coque

Le calcul de la charge de ruine est effectué par une analyse non linéaire géométriquement et matériellement en incluant des imperfections (GMNIA). Il s'agit d'augmenter la charge de façon incrémentale et de résoudre pour chaque pas de chargement :

$$\underline{K}_t du = dp \quad (4.1)$$

$\underline{K}_t$  : matrice de rigidité tangente pour un niveau de charge P,

$du$  : incrément de déplacement correspondant à l'incrément de charge  $dp$ .

La stratégie de calcul pour le chargement est effectuée selon la méthode de la longueur d'arc (arc length method). La Figure 4.10 expose un modèle représentatif du maillage par éléments finis d'une poutre métallique de ponts telle que celle utilisée pour les simulations numériques. Un élément fini de type coque mince, aussi appelé élément plan de coque (Frey and Studer 2003), à quatre nœuds (QSCRA) a été utilisé pour modéliser l'ensemble de la poutre (Figure 4.11). Cet élément contient les formulations d'usage à savoir : 1) une formulation d'état plan de contrainte pour l'état membranaire, 2) une formulation selon la théorie de Kirchhoff pour l'état flexionnel et, 3) une formulation lagrangienne totale pour tenir compte de la courbe de l'élément selon la théorie de Marguerre. Le choix d'un tel élément permet l'introduction du modèle de contraintes résiduelles proposé au chapitre 3.

Le maillage est constitué de huit éléments pour modéliser les semelles et seize à vingt éléments, en fonction de la géométrie, pour modéliser l'âme (Figure 4.10). Aux extrémités et au centre des semelles, ainsi qu'aux extrémités de l'âme, des éléments plus petits sont utilisés pour introduire les contraintes résiduelles de traction. Pour les zones dont les contraintes résiduelles sont de compression les éléments sont plus larges. Longitudinalement, le nombre d'éléments est adapté de façon à obtenir un maillage aussi carré que possible pour s'assurer d'un bon comportement numérique. La densité du maillage a été testée de façon à garantir que le maillage retenu fournisse des résultats suffisamment précis (avec une différence sur le résultat de l'ordre de 0,1 % par rapport à un maillage très raffiné) pour un temps de calcul raisonnable d'environ 10 min pour une grande poutre.

Le chargement de moment constant est introduit par un couple de forces aux extrémités (Figure 4.10a). Ces forces sont réparties sur la largeur de la semelle pour éviter les concentrations de forces localement.

Les conditions aux extrémités sont conçues de façon à créer une poutre simple munie d'appuis de type « fourche » à l'image du cas fondamental du déversement (Figure 1.1). Ainsi, la semelle inférieure est appuyée verticalement (selon  $z$ ) et horizontalement (selon  $y$ ) à ses extrémités. Des appuis verticaux sur la semelle supérieure et des appuis horizontaux sur l'âme sont introduit pour tenir compte de

l'effet d'un raidisseur rigide aux extrémités. Longitudinalement, une extrémité est appuyée selon x et l'autre est laissée libre de déplacement.

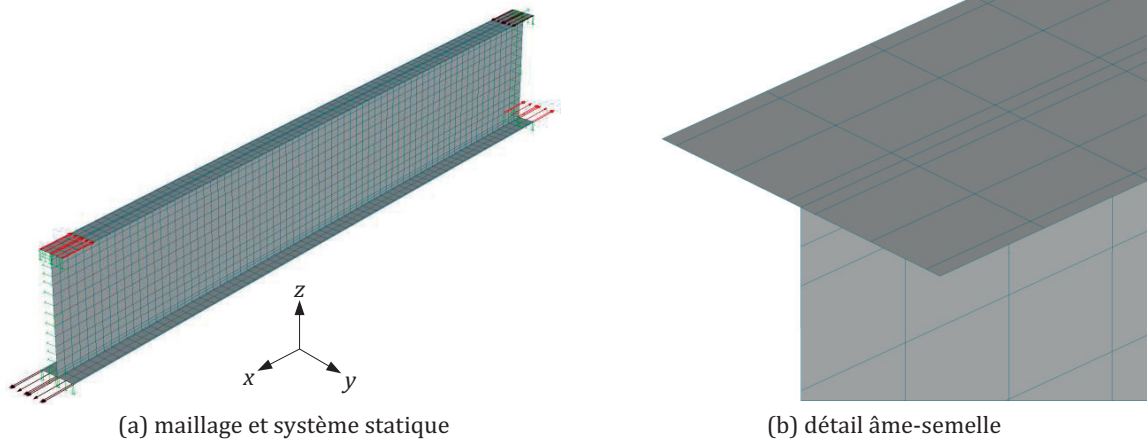


Figure 4.10 Modélisation des poutres de ponts par éléments finis plans de coque.

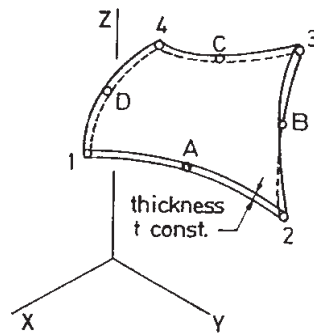


Figure 4.11 Élément fini plan quadrangulaire (QSCRA) de type coque mince utilisé.

#### 4.3.3.2 Modélisation par éléments finis de type poutre

Le calcul de la charge critique de déversement est effectué par une analyse de bifurcation élastique linéaire (LBA) avec des éléments de type poutre. Le calcul des vecteurs propres et des formes associées est effectué en résolvant :

$$\underline{K}_0 + \lambda \underline{K}_\sigma u_c = 0 \quad (4.2)$$

$\underline{K}_0$  : matrice de rigidité linéaire,

$\underline{K}_\sigma$  : matrice des contraintes initiales,

$u_c$  : vecteur propre des déplacements, qui correspond à la forme d'instabilité associée à la valeur propre  $\lambda$ .

La méthode d'itération par sous-espace est utilisée pour résoudre ( 4.2 ).

L'avantage du modèle poutre par rapport au modèle coque réside dans la détermination de la charge critique de déversement pour les poutres ayant un faible élancement réduit. Ces poutres ont la caractéristique d'avoir des longueurs courtes qui favorisent le voilement de l'âme plutôt que le déversement de la poutre lors des analyses de bifurcation élastique linéaire avec le modèle coque. Par conséquent,

l'identification du mode critique de déversement devient ardue et arbitraire. Le modèle poutre permet de contourner ce phénomène puisqu'il ne tient pas compte des modes locaux de voilement lors de l'analyse.

Un élément poutre (PS7PCA/B) rectangulaire avec neuf points d'intégration qui tient compte du gauchissement selon la théorie de Vlassov est considéré (Figure 4.12). Ce choix permet de modéliser une section monosymétrique avec six éléments répartis en deux éléments pour chaque semelle et deux éléments pour l'âme (Figure 4.13). Longitudinalement, un nombre fixe de vingt-huit éléments est considéré. Le chargement de moment constant est appliqué au centre de gravité (CG) de la section par deux couples de moments (Figure 4.13). Aux extrémités, les conditions d'appuis de type « fourche » sont modélisées en bloquant les déplacements  $x, y, z$  et la rotation selon  $x$  à une extrémité, et les déplacements  $y, z$  et la rotation selon  $x$  à l'autre extrémité.

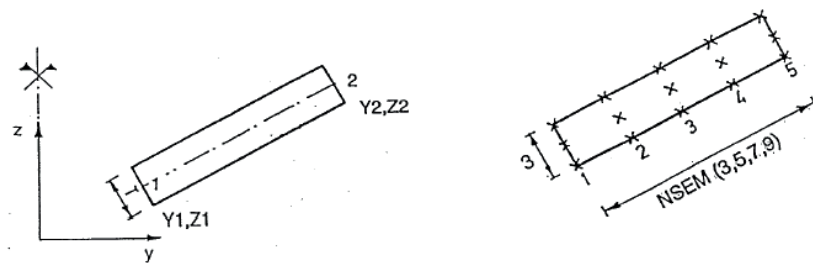


Figure 4.12 Élément fini de type poutre (PS7PCA/B) utilisé.

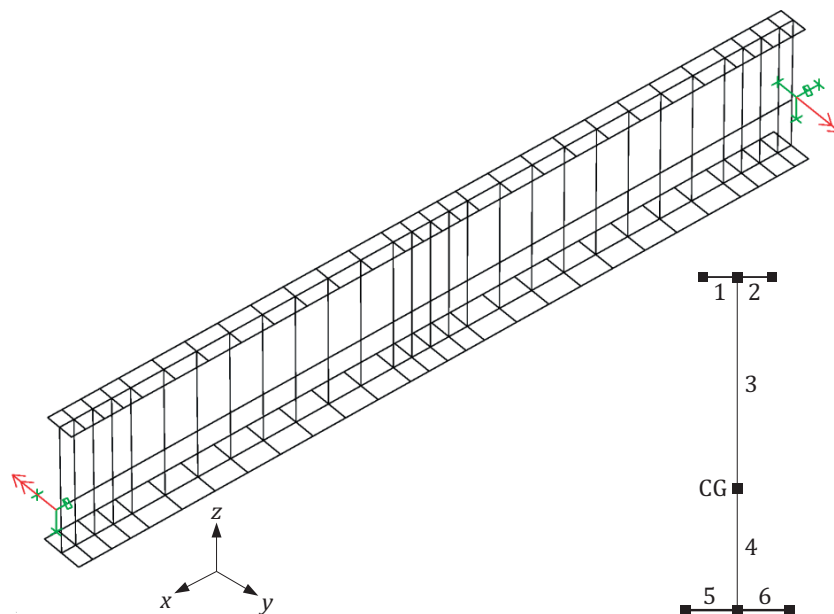
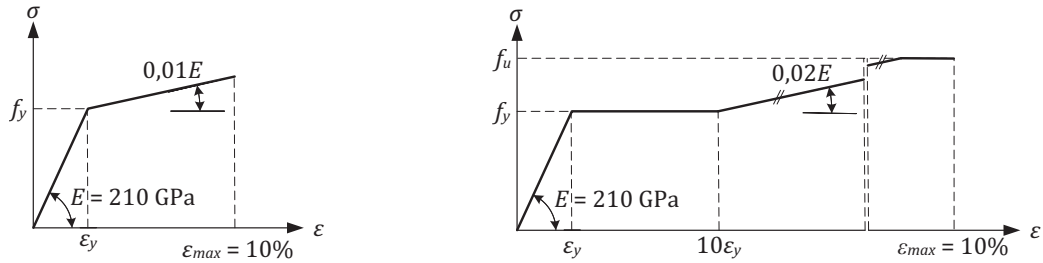


Figure 4.13 Axonométrie et vue en coupe du modèle par éléments finis de type poutre.

#### 4.3.3.3 Modélisation du comportement de l'acier

Afin d'évaluer l'effet de la loi de comportement de l'acier sur la résistance au déversement d'une poutre de pont, deux lois de matériau sont considérées (Figure 4.14). La Figure 4.14a montre une loi élastique-plastique avec un écrouissage linéaire de  $0,01E$  comme recommandé par (CEN 2006). La Figure 4.14b expose une loi élastique-plastique multilinéaire avec un écrouissage de  $0,02E$  jusqu'à la

résistance ultime  $f_u$  ( $f_u = 510$  MPa pour un acier S355) comme indiqué dans (ECCS 1984; Kindmann and Kraus 2012). L'utilisation d'une loi élastique parfaitement plastique ( $E = 0$ ) est déconseillée (Kindmann and Kraus 2012) pour le calcul de la charge de ruine pour des raisons de problèmes de convergence numérique.



(a) Type élastique-plastique bilinéaire (CEN 2006)

(b) Type élastique-plastique multilinéaire

Figure 4.14 Lois de matériau considérées.

#### 4.3.3.4 Modélisation des contraintes résiduelles

Afin de déterminer l'influence des contraintes résiduelles sur la résistance au déversement d'une poutre de pont, un cas sans contraintes résiduelles et trois cas avec des contraintes résiduelles sont considérés pour les études numériques (Figure 4.15). Pour des raisons de taille graphique, uniquement la partie supérieure des profilés composés-soudés est représentée à la Figure 4.15. La limite élastique de référence pour ces modèles vaut  $f_y = 355$  MPa.

La Figure 4.15a reprend le schéma de contraintes résiduelles de (ECCS 1976) présenté à la Figure 3.7a moyennant quelques adaptations. Ainsi les largeurs tendues avec une contrainte valant  $f_y$  aux bords oxycoupés valent pour les semelles (3.4)  $c_f = b_f/20$  et pour l'âme (3.7)  $c_{fw} = h_w/20$ . La demi-largeur tendue avec une contrainte de  $f_y$  pour la semelle au droit de la zone soudée vaut (3.8)  $c_2 = b_f/20$ . Les largeurs restantes sont comprimées et équilibrent les contraintes résiduelles de traction.

La Figure 4.15b reprend le modèle de la Figure 3.8 (ECCS 1984) simplifié par (Gozzi 2007) en adaptant les largeurs tendues avec une contrainte  $f_y$  au droit de la zone soudée à  $2b_f/20$  pour la semelle et  $h_w/20$  pour l'âme. Les largeurs restantes sont comprimées de façon à équilibrer les contraintes dans la tôle.

La Figure 4.15c reprend le modèle expérimental de contraintes résiduelles proposé à la Figure 3.37b pour les semelles. Pour l'âme, le schéma de contraintes résiduelles est basé sur la proposition de (Chacón et al. 2009) illustrée à la Figure 3.7b en adaptant la largeur tendue au droit de la zone soudée à  $h_w/20$  avec une valeur de contrainte de  $0,63f_y$ . Le reste de l'âme est comprimée avec une valeur de contraintes de  $-0,07f_y$  pour assurer l'équilibre de la tôle.

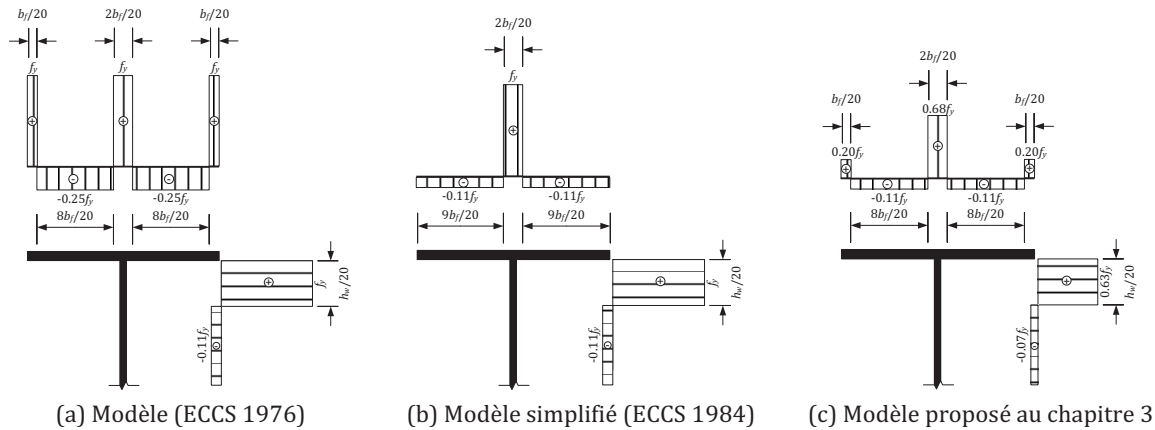


Figure 4.15 Modèles de contraintes résiduelles considérés pour les études numériques,  $f_y = 355$  MPa.

#### 4.3.3.5 Modélisation des imperfections géométriques

Deux types d'imperfections géométriques sont considérés : 1) des imperfections géométriques basées sur la forme du mode critique de déversement, comme recommandé par (CEN 2006), et 2) des imperfections géométriques définies selon une déformée initiale sinusoïdale (Johansson et al. 2007).

Les imperfections géométriques basées sur la forme du mode critique le plus probable pour le déversement se déterminent par une analyse de bifurcation élastique linéaire (Figure 4.16). Ainsi, le calcul de la charge de ruine consiste à prendre comme géométrie imparfaite celle de la Figure 4.16 à laquelle une amplitude d'imperfection valant 80 % des tolérances géométriques de fabrication est appliquée. Une valeur d'amplitude de  $\Delta = L/1000$  est considérée en accord avec l'EN 1090-2 :2008 (CEN 2011) et la SIA263/1 (SIA 2013b).

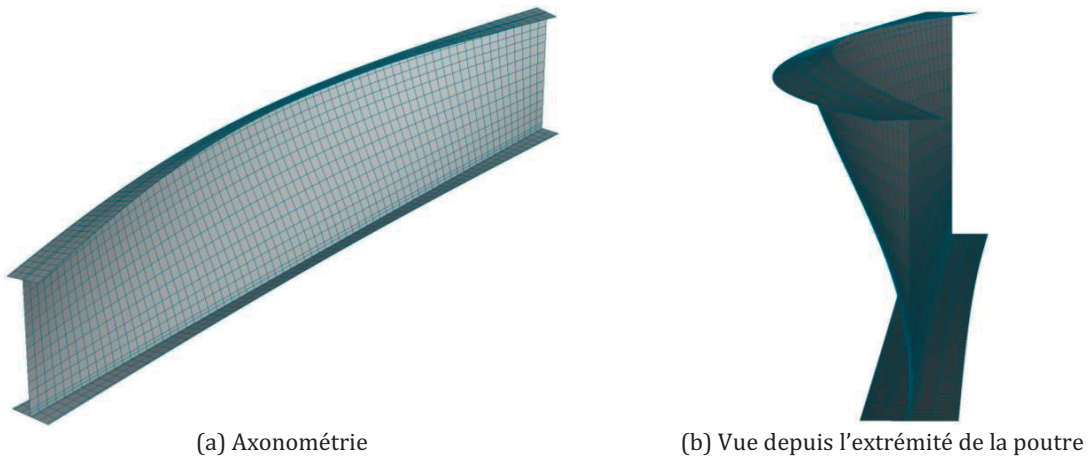


Figure 4.16 Mode critique de déversement suite à l'analyse de bifurcation élastique linéaire (amplifié 100x).

Les imperfections géométriques basées sur une déformée initiale sinusoïdale représentent une alternative intéressante lorsque que les modes critiques globaux ne sont plus identifiables facilement en raison de l'apparition des modes critiques locaux de voilement de l'âme ou de la semelle (Johansson et al. 2007). Cette méthode consiste à définir les coordonnées des points de la géométrie initiale imparfaite semblable à celle du mode global d'instabilité (Figure 4.17) en prenant un compte une imperfection de rotation  $\Psi$  selon l'axe  $x$ , et une imperfection de translation latérale  $\Delta$  selon l'axe  $y$  définie par une fonction sinusoïdale ( 4.3 ).

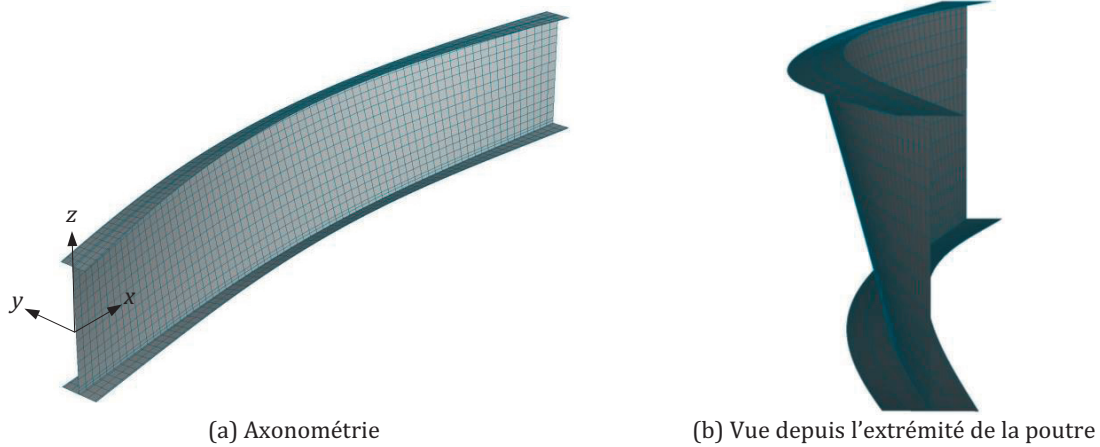


Figure 4.17 Géométrie initiale imparfaite selon une fonction sinusoïdale ( 4.3 ) (amplifié 100x).

$$y(x, z) = \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)(A \pm z\Psi) \quad (4.3)$$

$x, y, z$  : coordonnées des points en [mm] selon le système d'axe défini à la Figure 4.17a

$A$  : amplitude de l'imperfection de translation  $\Delta$  [-] selon la Figure 4.18.

$L$  : portée de la poutre [mm]

$\Psi$  : imperfection de rotation en [rad] selon la Figure 4.18.

La formulation selon ( 4.3 ) avec une fonction sinusoïdale donne des valeurs nulles aux extrémités de la poutre ( $x = 0$  ou  $x = L$ ) et maximales à mi-portée en  $x = L/2$ . Dans le cadre des études numériques qui suivent, deux amplitudes d'imperfections sont testées (Figure 4.18). Le premier cas (Figure 4.18a) représente l'amplitude des tolérances géométriques de fabrication avec une valeur de l'écart maximum à mi-travée pour l'axe de la semelle supérieure valant  $\Delta = L/1000$  et une imperfection de rotation valant  $\Psi = L/2000h$  comme recommandé par la littérature (Boissonnade and Somja 2012; Park et al. 2010). Le deuxième cas (Figure 4.18b) se base sur les mêmes imperfections mais avec des amplitudes dont les valeurs valent le tiers de façon à représenter les amplitudes des imperfections géométriques mesurées expérimentalement au paragraphe 4.2.3.1.

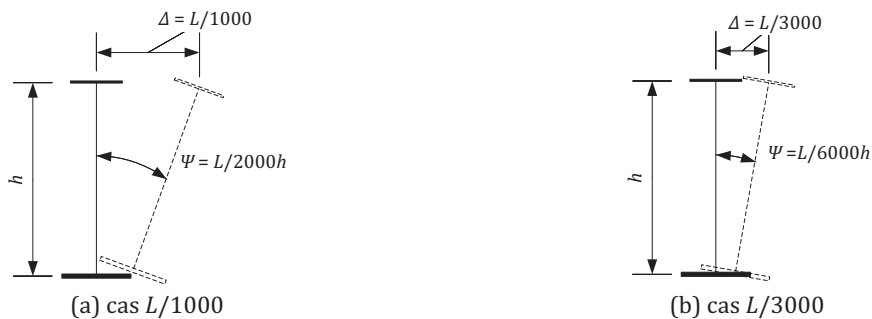


Figure 4.18 Amplitudes des imperfections géométriques en  $x = L/2$ .



### 4.3.4 Bases de l'étude paramétrique

#### 4.3.4.1 Géométries des poutres considérées

Les analyses numériques qui suivent ont été effectuées sur la base de deux géométries de poutre de ponts en travée différentes. Une poutre de grande hauteur, nommée W, basée sur la géométrie d'une section en travées du viaduc de Wilwisheim mesurée à la section 4.2, et une poutre de petite hauteur, nommée SP, basée sur la géométrie de section en travée du pont du St-Pellegrino (Figure 4.19).

Type de section	$h_f$ [m]	$b_{f,sup}$ [mm]	$t_{f,sup}$ [mm]	$b_{f,inf}$ [mm]	$t_{f,inf}$ [mm]	$t_w$ [mm]
Wilwisheim (W)	3.2	800	40	1200	40	25
St-Pellegrino (SP)	2.0	450	20	650	40	14

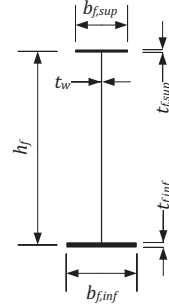


Figure 4.19 Géométrie des sections considérées.

#### 4.3.4.2 Méthode de calcul des points $\bar{\lambda}_D - \chi_D$

L'obtention d'une courbe de déversement  $\bar{\lambda}_D - \chi_D$  relative à une section nécessite plusieurs points afin de définir une bonne allure de la forme de la courbe. Ces différents points sont obtenus en variant les longueurs de poutres  $L_i$  selon le Tableau 4.4. Ainsi, pour chaque longueur  $L_i$  correspond un couple de valeurs  $\bar{\lambda}_{D,i} - \chi_{D,i}$  qui définit un point.

Tableau 4.4 Longueurs des poutres calculées.

Longueurs $L_i$ [m]	$L_1$	$L_2$	$L_3$	$L_4$	$L_5$	$L_6$	$L_7$	$L_8$	$L_9$	$L_{10}$	$L_{11}$	$L_{12}$
Wilwisheim (W)	3,20	6,40	8,01	9,63	11,25	12,88	16,18	20,38	24,67	33,67	43,35	53,90
St-Pellegrino (SP)	1,83	3,67	4,59	5,51	6,45	7,36	9,25	11,63	14,05	19,07	24,39	30,07

Le coefficient d'élanement au déversement, aussi nommé élanement réduit,  $\bar{\lambda}_D$ , est déterminé selon :

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (4.4)$$

$M_{cr}$  : moment critique de déversement déterminé par le modèle éléments finis poutre présenté au paragraphe 4.3.3.2,

$M_{Rk}$  : moment résistant caractéristique en section valant :

$$M_R = f_y W_{el} \quad (4.5)$$

$f_y$  : limite d'élasticité de l'acier qui vaut 355 MPa pour un acier S355 et 460 MPa pour un acier S460 étant donné que les épaisseurs des éléments comprimés (Figure 4.19) sont inférieures à 40 mm conformément au Tableau 1 de la SIA263:2013 (SIA 2013a),



$W_{el}$  : module de section élastique. Étant donné que les sections considérées (Figure 4.19) sont de classe 4, il faut calculer le module de section élastique efficace par rapport à l'axe de gravité de l'aile comprimée  $W_{eff,c}$  :

$$W_{eff,c} = \frac{I_{eff}}{h_c + e} \quad (4.6)$$

$h_c$  : hauteur de l'âme comprimée de la section complète du profilé (Figure 4.20a),

$e$  : distance entre l'axe neutre de la section complète et celui de la section efficace (Figure 4.20) :

$$e = \frac{h_c}{2} \cdot \frac{t_w (h_c - h_{c,eff})}{A_a - t_w (h_c - h_{c,eff})} \quad (4.7)$$

$A_a, I_a$  : aire et inertie de la section complète de la poutre,

$t_w$  : épaisseur de l'âme (Figure 4.19),

$h_{c,eff}$  : hauteur efficace selon le paragraphe 5.6.1.1 de la SIA263:2013 :

$$h_{c,eff} = 0,86 \sqrt{k \frac{E}{f_y} \frac{h_c}{h_f} t_w} \leq h_c \quad (4.8)$$

$E$  : module d'élasticité de l'acier valant 210'000 MPa,

$h_f$  : hauteur de l'âme définie entre le plan moyen des semelles (Figure 4.19),

$k$  : coefficient de voilement qui vaut pour une âme avec des appuis linéaires articulés constitués par les deux semelles :

$$k = \frac{16}{1 + \psi + \sqrt{(1 + \psi)^2 + 0,112(1 - \psi)^2}} \quad (4.9)$$

$\psi$  : rapport, avec son signe, entre la contrainte minimale et maximale  $\psi = \sigma_{inf} / \sigma_{sup}$  selon la Figure 4.20a,

$I_{eff}$  : moment d'inertie de la section efficace :

$$I_{eff} = I_a - \frac{h_c^2}{4} \cdot \frac{A_a t_w (h_c - h_{c,eff})}{A_a - t_w (h_c - h_{c,eff})} - t_w \frac{(h_c - h_{c,eff})^3}{12} \quad (4.10)$$

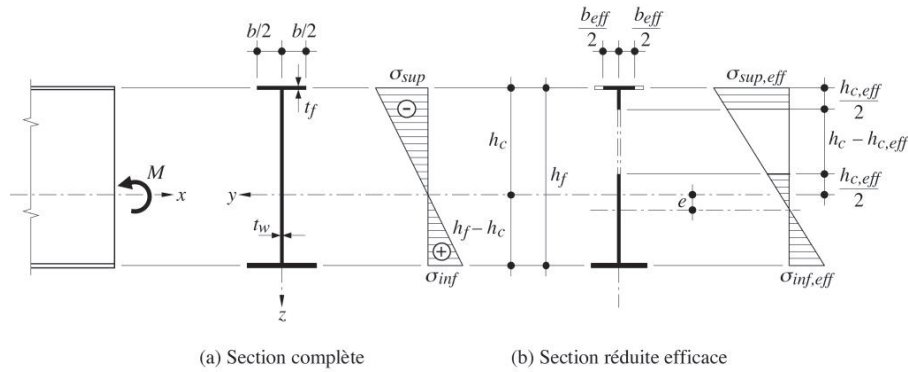


Figure 4.20 Sections résistantes pour une poutre composée-soudée monosymétrique fléchie sous le moment  $M$  (Lebet and Hirt 2009).

Pour les sections définies à la Figure 4.19 et avec ( 4.6 ) et ( 4.4 ) il vient les valeurs suivantes :

Tableau 4.5 Modules de section efficace et moments résistants.

Type de section	$f_y = 355 \text{ MPa}$		$f_y = 460 \text{ MPa}$	
	$W_{c,eff}$ [mm <sup>3</sup> ]	$M_{Rk}$ [kNm]	$W_{c,eff}$ [mm <sup>3</sup> ]	$M_{Rk}$ [kNm]
Wilwisheim (W)	1,39E+08	49535	1,35E+08	62325
St-Pellegrino (SP)	2,61E+07	9277	2,51E+07	11557

Le coefficient de réduction au déversement  $\chi_D$  est défini par :

$$\chi_D = \frac{M_{D,GMNIA}}{M_{Rk}} \quad (4.11)$$

$M_{D,GMNIA}$  : moment résistant au déversement déterminé par le calcul de la charge de ruine selon une analyse non linéaire géométriquement et matériellement en incluant des imperfections (GMNIA) via le modèle élément fini coque présenté au paragraphe 4.3.3.1.

Les valeurs du Tableau 4.5 seront utilisées de façon implicite pour le calcul des points  $\bar{\lambda}_D - \chi_D$  dans la suite du chapitre.

### 4.3.5 Résultats

#### 4.3.5.1 Influence du choix des paramètres du modèle

- **Loi de matériau**

La Figure 4.21 montre l'influence d'une loi de matériau bilinéaire (Figure 4.14a) par rapport à une loi multilinéaire (Figure 4.14b) sur la résistance au déversement pour les sections de type St-Pellegrino (Figure 4.21a) et Wilwisheim (Figure 4.21b). Les résultats se basent sur le cas de référence défini par un matériau S355, avec des imperfections géométriques sinusoïdales d'amplitude  $L/1000$  (Figure 4.17 et Figure 4.18a) et des contraintes résiduelles selon le modèle développé au chapitre 3 (Figure 4.15c). Les différences sur la résistance au déversement sont faibles et atteignent des maximums de 0,5 % pour  $\bar{\lambda}_D = 0,52$  en ce qui concerne la section St-Pellegrino, et 1,2 % pour  $\bar{\lambda}_D = 0,62$  en ce qui concerne la section Wilwisheim. Pour les deux sections considérées, la loi de matériau multilinéaire

montre des résultats très légèrement plus sécuritaires que la loi bilinéaire. Dans la suite des résultats, la loi multilinéaire est retenue comme cas de référence.

Sur la Figure 4.21 et suivantes sont représentées également la courbe d'Euler ( $1/\bar{\lambda}_D^2$ ) et la courbe de résistance en section qui vaut avec (4.11)  $\chi_d = 1,0$  jusqu'à un élancement réduit de  $\bar{\lambda}_D = 1,0$ .

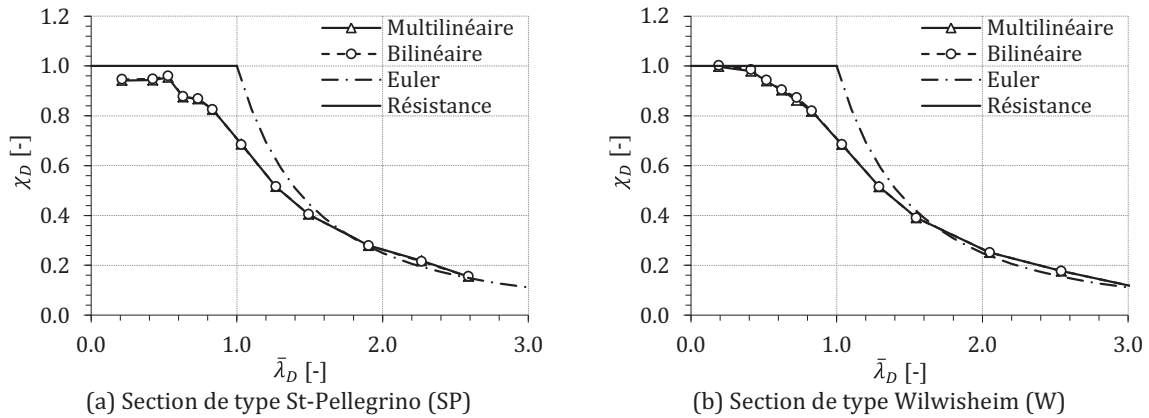


Figure 4.21 Influence de la loi de matériau sur la résistance.

La Figure 4.21a et b expose des valeurs de résistance plus élevées que la courbe d'Euler pour des élancements réduits  $\bar{\lambda}_D > 1,6$  qui correspondent à des longueurs de poutres de  $L > 19$  m (St-Pellegrino) et  $L > 25$  m (Wilwisheim). Cet effet est également constaté dans la littérature pour les poutres laminées ou soudées utilisées dans le bâtiment (Boissonnade and Somja 2012; Taras and Greiner 2010; Villette 2002). Ce comportement postcritique, exposé en détail dans (Taras and Greiner 2008), s'explique par deux raisons : 1) pour les poutres de grandes longueurs, l'hypothèse des petites déformations d'Euler n'est plus valable, et 2) les grandes rotations de la section de la poutre à mi-travée mobilisent une résistance selon l'axe faible de la poutre.

- **Type d'imperfections géométriques**

La Figure 4.22 présente les résultats de l'étude de l'influence entre le choix d'une imperfection de type mode critique (Figure 4.16) et d'une imperfection de type sinusoïdale (Figure 4.17) pour les sections St-Pellegrino (Figure 4.22a) et Wilwisheim (Figure 4.22b) avec une amplitude de  $L/1000$ . Les écarts sur la résistance au déversement entre ces deux types d'imperfections sont plutôt faibles et atteignent un maximum de 3,4 % pour un  $\bar{\lambda}_D = 0,83$  (St-Pellegrino) et un maximum de 2,4 % pour un  $\bar{\lambda}_D = 0,52$  (Wilwisheim). La forme d'imperfection sinusoïdale montre pour une majorité de résultats des valeurs légèrement sécuritaires par rapport à la forme du mode critique. Toutefois, les écarts observés restent assez faibles. Pour ces raisons et parce que sa mise en œuvre est facilitée, l'imperfection de type sinusoïdale est retenue comme cas de référence pour la suite des analyses numériques par l'approche poutre.

Il est intéressant de relever que l'effet du type d'imperfection géométrique est visible (Figure 4.22) pour des élancements réduits situés entre 0,4 - 1,2 qui constituent une région intermédiaire entre un comportement gouverné par la stabilité ( $\bar{\lambda}_D > 1,2$ ) et un comportement gouverné par la résistance en section pour ( $\bar{\lambda}_D < 0,4$ ).

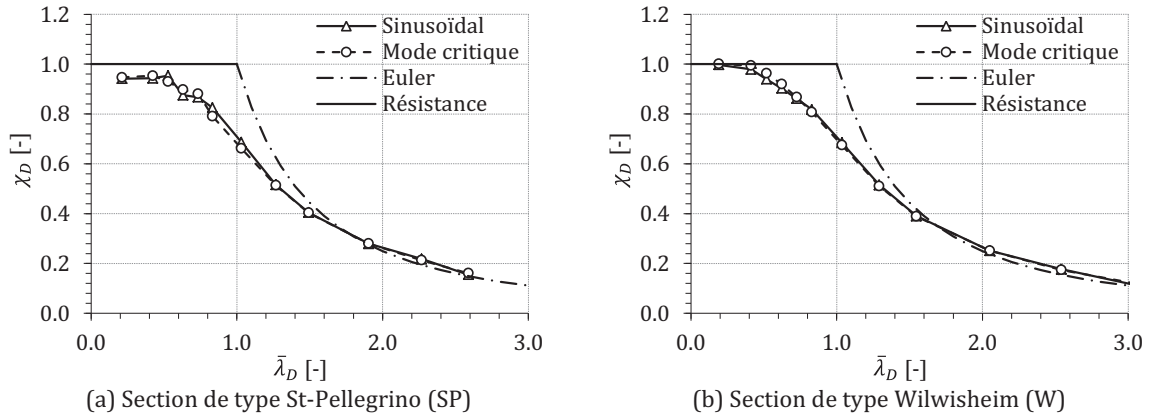


Figure 4.22 Influence du type d'imperfections géométriques.

#### 4.3.5.2 Influence des contraintes résiduelles

La Figure 4.23 présente l'influence des contraintes résiduelles en considérant les quatre cas de contraintes résiduelles suivants :

- sans contraintes résiduelles (Sans CR),
- contraintes résiduelles tenant compte de l'oxycoupage et du soudage (cf. chapitre 3) selon la Figure 4.15c,
- contraintes résiduelles tenant compte de l'effet du soudage uniquement selon le modèle simplifié de (ECCS 1984) à la Figure 4.15b,
- contraintes résiduelles tenant compte de l'oxycoupage et du soudage selon le modèle (ECCS 1976) qui considère la limite élastique  $f_y = 355$  MPa pour les contraintes résiduelles de traction comme l'illustre la Figure 4.15a,
- les écarts de résistance au déversement entre les cas de contraintes résiduelles de la Figure 4.15c et Figure 4.15b ainsi que la Figure 4.15b et Sans CR sont représentés à la Figure 4.23 selon les noms  $\Delta(c-b)$  respectivement  $\Delta(b\text{-Sans CR})$ .

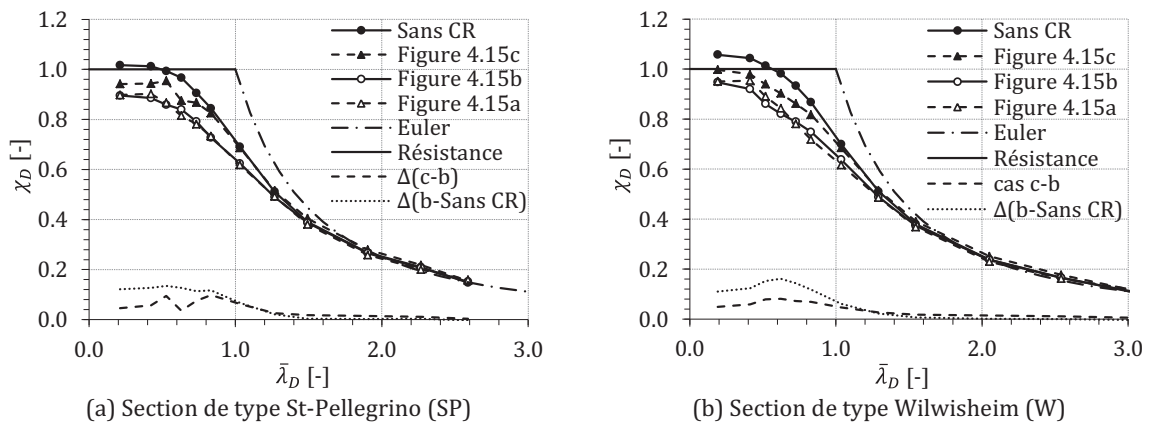


Figure 4.23 Influence des contraintes résiduelles.

Dans le cas des sections étudiées, l'effet des contraintes résiduelles sur la résistance au déversement est visible pour des élancements réduits  $\bar{\lambda}_D < 1,4$ . Au-delà de cette valeur le comportement par déversement élastique domine. L'effet est maximal pour des valeurs de  $\bar{\lambda}_D$  situées entre 0,6 – 0,8 puis se stabilise voire diminue selon la section.

D'une manière générale pour les deux sections (Figure 4.23a et b) il ressort que l'introduction des contraintes résiduelles diminue la résistance au déversement par rapport à une poutre idéale sans contraintes résiduelles. Les écarts donnés par les courbes  $\Delta(\text{b-Sans CR})$  atteignent des maximums de 13,5 % pour  $\bar{\lambda}_D = 0,53$  (Figure 4.23a) et de 16,1 % pour  $\bar{\lambda}_D = 0,62$  (Figure 4.23b). Ces écarts montrent que l'effet des contraintes résiduelles sur la résistance au déversement n'est pas négligeable.

L'écart  $\Delta(\text{c-b})$  est intéressant car il permet de rendre compte de l'effet des contraintes résiduelles liées à l'oxycoupage par rapport à un schéma de contraintes résiduelles développé pour les profilés soudés du bâtiment. Les écarts entre ces deux cas atteignent des maximums de 9,8 % pour  $\bar{\lambda}_D = 0,83$  (Figure 4.23a) et de 8,2 % pour  $\bar{\lambda}_D = 0,62$  (Figure 4.23b) en faveur du modèle de contraintes résiduelles d'oxycoupage et soudage selon la Figure 4.15c. Il est donc raisonnable et favorable de *retenir le modèle de contraintes résiduelles de type oxycoupage-soudage présenté à la Figure 4.15c* comme cas de référence pour la suite des études.

La Figure 4.23 a et b montre que pour le cas sans contraintes résiduelles, la résistance, selon ( 4.5 ), représenté par le plateau à  $\chi_D = 1,0$ , est bien atteinte et parfois même dépassée pour certains points.

#### 4.3.5.3 Influence de l'amplitude des imperfections géométriques

La Figure 4.24 présente l'influence sur la résistance au déversement de l'amplitude des imperfections géométriques entre le cas  $L/1000$  qui représente les tolérances géométriques de fabrication (SIA 2013b) et le cas  $L/3000$  qui reprend les valeurs d'imperfections géométriques mesurées selon le Tableau 4.1.

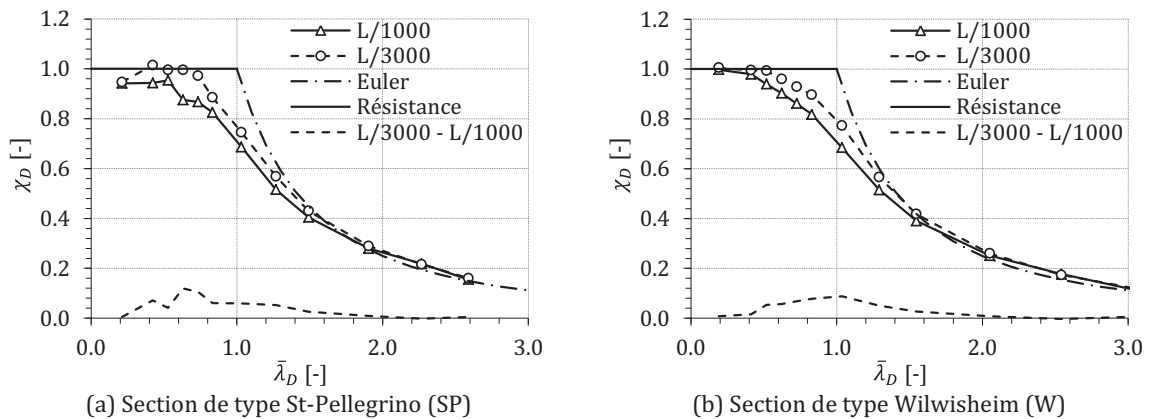


Figure 4.24 Influence de l'amplitude des imperfections géométriques.

D'une manière générale, lorsque l'amplitude des imperfections diminue la résistance au déversement augmente et ceci de façon plus marquée pour des élancements réduits situés entre 0,4 – 1,5. L'écart de résistance, représenté par la courbe  $L/3000 - L/1000$  à la Figure 4.24, montre des valeurs maximales de 11,9 % pour  $\bar{\lambda}_D = 0,63$  (St-Pellegrino) et de 8,8 % pour  $\bar{\lambda}_D = 1,0$  (Wilwisheim).

L'effet de l'amplitude des imperfections géométriques n'est donc pas négligeable. Pour la suite des résultats, l'amplitude de  $L/1000$  est retenue comme cas de référence car elle représente une valeur raisonnable et du côté sécuritaire.

#### 4.3.5.4 Influence de la limite élastique de l'acier

La Figure 4.25 montre, sur la base du cas de référence, l'influence de la limite élastique de l'acier entre les cas  $f_y = 355$  MPa et  $f_y = 460$  MPa pour les sections St-Pellegrino (Figure 4.25a) et Wilwisheim (Figure 4.25b). Il apparaît pour des élancements réduits situés entre 0,8 et 1,2 une résistance légèrement plus élevée, d'environ 2 à 3,9 % pour l'acier S460 par rapport au S355. En dehors de cette gamme d'élancements, il ne se dégage pas de tendance évidente pour les deux sections en ce qui concerne l'influence de la limite d'élasticité. Dans la suite des résultats, l'acier S355 est pris comme référence.

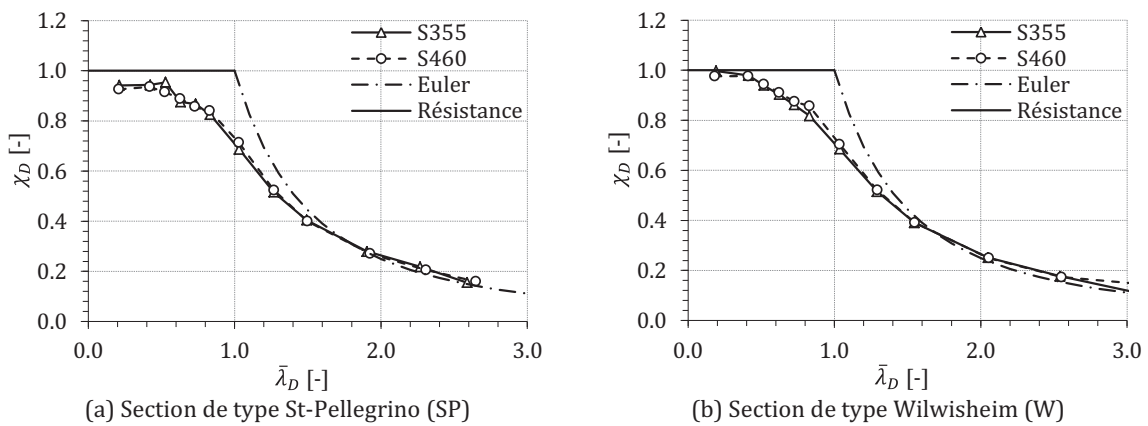


Figure 4.25 Influence de la limite élastique de l'acier.

#### 4.3.5.5 Influence de la géométrie des sections

La Figure 4.26 présente, sur la base du cas de référence, l'influence de la géométrie sur la résistance en déversement en comparant les résultats obtenus pour la section de type St-Pellegrino avec la section de type Wilwisheim (Figure 4.19).

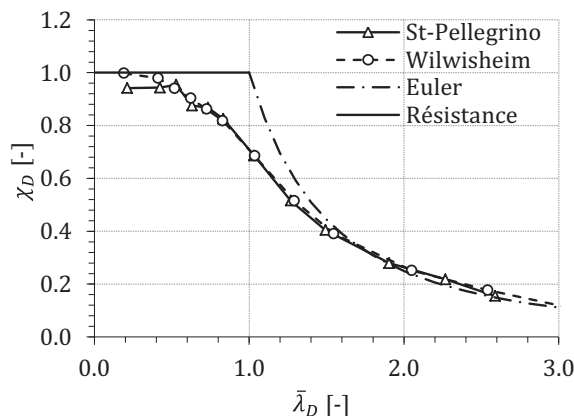


Figure 4.26 Influence de la géométrie des sections.

Les sections montrent un comportement similaire pour des élancements réduits supérieurs à 0,5 avec des écarts maximum sur  $\chi_D$  de 2,7% pour  $\bar{\lambda}_D = 0,62$ . La différence entre les deux sections est en revanche plus marquée pour des élancements réduits inférieurs à 0,5 avec un écart maximum atteignant

5,5 % pour  $\bar{\lambda}_D = 0,21$ . La section de type Wilwisheim atteint bien son moment résistant caractéristique ( $M_{Rk}$ ) (correspondant à  $\chi_D = 1$ ) selon ( 4.5 ) pour des petits élancements réduits, contrairement à la section de type St-Pellegrino qui reste entre 5-6 % inférieure à la résistance caractéristique pour les mêmes élancements réduits. Ceci est probablement lié au mode de ruine exposé à la Figure 4.27a qui se caractérise par une rotation de la semelle comprimée accompagné d'un voilement de l'âme au lieu d'un déversement généralisé de la poutre comme c'est le cas pour des longueurs de poutres supérieures à 9,25 m (Figure 4.27c).

#### 4.3.5.6 Formes des modes de ruines

La Figure 4.27 expose les modes de ruines des poutres de St-Pellegrino et Wilwisheim pour différentes longueurs.

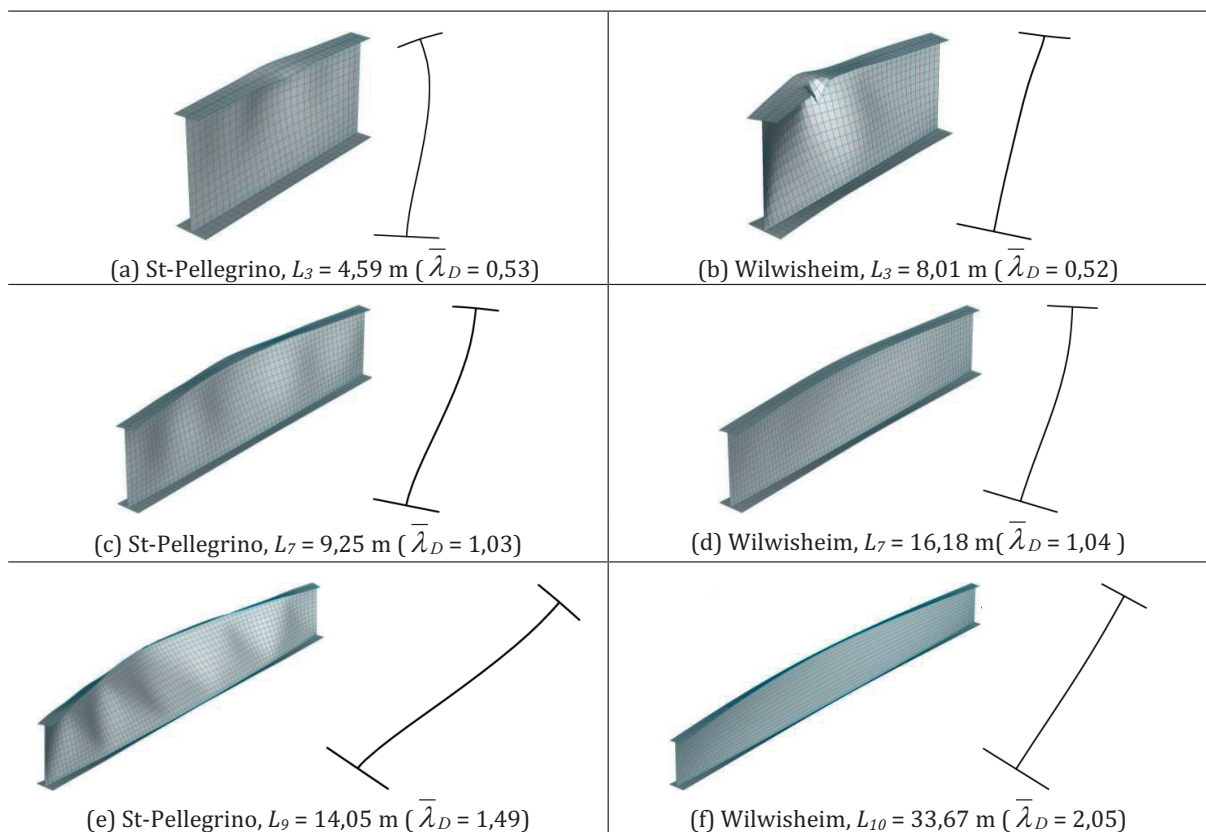


Figure 4.27 Axonométrie et vue en coupe des formes de ruines des poutres sous moment constant (amplifié 3x).

La forme de la Figure 4.27a expose un mode de ruine local qui se caractérise par une rotation de la semelle comprimée accompagné d'un voilement de l'âme. Les formes de la Figure 4.27b, c, et d montrent un comportement en section qui mélange rotation d'ensemble et distorsion de l'âme localement. La Figure 4.27e montre un comportement de déversement d'ensemble accompagné d'une légère distorsion de l'âme alors que la Figure 4.27f expose un comportement typique du déversement d'ensemble de la poutre pratiquement sans rotation de l'âme.

### 4.3.6 Conclusions sur les analyses numériques

Deux types de modèles numériques ont été mis au point pour l'étude du déversement par l'approche poutre :

- un modèle par éléments finis plans de coque ; ce modèle est utilisé pour déterminer la charge de ruine par une analyse non linéaire géométriquement et matériellement en incluant des imperfections (GMNIA). Il permet l'introduction des contraintes résiduelles et des imperfections géométriques.
- un modèle par éléments finis de type poutre ; ce modèle est utilisé pour déterminer la charge critique de déversement par une analyse de bifurcation élastique linéaire (LBA). L'avantage d'un modèle constitué d'éléments poutres par rapport à un modèle coque réside dans l'identification facilitée du mode critique de déversement global puisque les éléments poutres ne tiennent pas compte des modes locaux de voilement qui peuvent apparaître.

Deux géométries en sections de travée de ponts sont utilisées : 1) une géométrie dont la hauteur de la section vaut 2,0 m et correspond au pont routier mixte du St-Pellegrino, 2) une géométrie dont la hauteur vaut 3,2 m et correspond au pont ferroviaire mixte de Wilwisheim. Pour ces deux géométries et à l'aide des deux modèles numériques établis, les paramètres de contraintes résiduelles, d'amplitude des imperfections géométriques, de limite élastique de l'acier et de géométrie des sections sont analysés afin de déterminer leur degré d'influence sur la résistance au déversement (Tableau 4.6).

Tableau 4.6 Résumé de l'influence des paramètres analysés sur la résistance au déversement.

Paramètres analysés	Influence maximum sur la résistance au déversement [%]
<i>Type de contraintes résiduelles (CR)</i>	
CR oxycoupage + soudage vs CR soudage	9,8
Sans CR vs CR soudage	16,1
<i>Amplitude des imperfections géométriques (L/1000 vs L/3000)</i>	
	11,9
<i>Limite élastique de l'acier (S355 vs S460)</i>	
	3,9
<i>Géométrie des sections (St-Pellegrino vs Wilwisheim)</i>	
	2,7 et jusqu'à 5,5 pour les petits $\bar{\lambda}_D$

L'étude numérique par l'approche poutre conclut que l'amplitude des imperfections géométriques et le type de contraintes résiduelles sont les paramètres qui jouent le plus grand rôle sur la résistance au déversement. Une amplitude des imperfections géométriques de  $L/1000$  constitue une valeur raisonnable et place du côté sécuritaire. Le schéma de contraintes résiduelles de type oxycoupage-soudage, comme exposé au chapitre 3, présente deux avantages principaux par rapport à un schéma de contraintes résiduelles de soudage : 1) il correspond mieux à la réalité de fabrication des poutres de ponts, et 2) il est favorable du point de vue de la résistance au déversement. A ce titre, il sera retenu pour la suite des études.



## 4.4 Synthèse et conclusions

Dans ce chapitre, l'étude du déversement est abordée selon une approche expérimentale pour l'étude des imperfections géométriques, et selon une approche numérique pour évaluer la résistance des poutres de pont au déversement.

L'étude expérimentale a pour objectif d'évaluer la forme et l'amplitude des imperfections géométriques des poutres métalliques de ponts. Des mesures de rectitudes et de courbures sur deux géométries de poutres composées-soudées à l'aide d'un Laser Tracker ont été effectuées. Les résultats se résument comme suit :

- les rectitudes et courbures mesurées sur les poutres sont de l'ordre de  $L/3000$  et respectent largement les tolérances géométriques de fabrication qui sont de  $L/1000$  selon la SIA263/1:2013 (SIA 2013b),
- ce constat permet de considérer une valeur d'amplitude pour l'imperfection géométrique globale de  $L/1000$  comme valeur raisonnable et supérieure lors du calcul numérique GMNIA de la charge de ruine.

L'étude numérique a pour objectif d'identifier et quantifier les paramètres qui influencent la résistance au déversement des poutres de ponts. Deux modèles numériques par éléments finis sont établis, un de type coque pour déterminer la charge de ruine par une analyse non linéaire géométriquement et matériellement (GMNIA), et un de type poutre pour déterminer la charge critique de déversement par une analyse de bifurcation élastique linéaire (LBA). Les simulations numériques portent sur deux géométries différentes de poutres métalliques de ponts. Les résultats montrent que l'influence maximale en pourcent, par ordre croissant, sur la résistance au déversement est de :

- 9,8 % pour le type de contraintes résiduelles,
- 11,9 % pour l'amplitude des imperfections géométriques.

Ces résultats montrent que les contraintes résiduelles et l'amplitude des imperfections géométriques sont les paramètres qui portent le plus d'impact sur la résistance au déversement des poutres de ponts. Les études numériques permettent encore de conclure que :

- l'utilisation d'une amplitude d'imperfection géométrique de  $L/1000$  est raisonnable et place du côté sécuritaire,
- l'utilisation d'un schéma de contraintes résiduelles de type oxycoupage-soudage, comme proposé au chapitre 3, est favorable pour les poutres composées-soudées de ponts puisqu'il permet un gain de résistance qui peut se monter jusqu'à 9,8 % en comparaison d'un schéma de contraintes résiduelles de soudage uniquement.

Ces deux dernières conclusions seront utilisées comme paramètres entrant pour les études de déversement au chapitre 5.



# Chapitre 5. Étude du déversement par l'approche pont

## 5.1 Introduction

Ce chapitre se concentre à l'étude du déversement au niveau d'un pont métallique. Cette approche tient compte de l'effet tridimensionnel qui existe entre les poutres maîtresses, des entretoises, des raidisseurs et du contreventement. Les aspects liés au type de chargement et au type de systèmes statiques sont également investigués.

Les objectifs principaux de ce chapitre sont :

- Évaluer l'influence des entretoises (cadre, treillis, diaphragme) et d'un contreventement provisoire sur la résistance au déversement d'un pont,
- Évaluer l'effet d'un chargement asymétrique (charge sur une poutre) par rapport à un chargement symétrique (charge sur deux poutres) sur la résistance au déversement d'un pont bi-poutre.

Par conséquent à ces objectifs, la section 5.2 présente les bases pour l'analyse numérique par éléments finis. La section 5.3 poursuit avec une description des différents modèles numériques utilisés. La section 5.4 expose les résultats sur l'influence des différents paramètres étudiés. Finalement, une synthèse des résultats et les conclusions sont tirées à la section 5.5.

## 5.2 Bases pour l'analyse numérique par éléments finis

Les modèles numériques utilisés dans ce chapitre sont formés d'éléments finis plan quadrangulaire de type coque mince (Figure 4.11) et d'éléments finis de type barre à section carrée. Le calcul de la charge critique de déversement est effectué par une analyse de bifurcation élastique linéaire (LBA). Le calcul de la charge de ruine est effectué par une analyse non linéaire géométriquement et matériellement (GMNIA) en incluant comme imperfection la forme critique selon le calcul LBA.

Une loi de matériau de type élastique-plastique multilinéaire est utilisée (Figure 5.1).

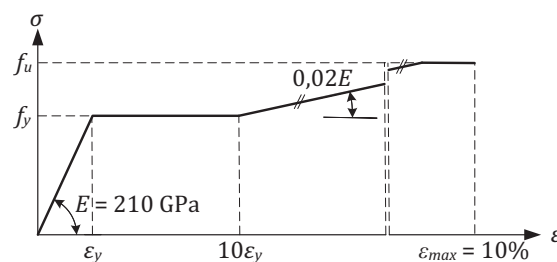


Figure 5.1 Loi de matériau multilinéaire considérée.

Les imperfections géométriques se basent sur la forme du mode critique de déversement le plus probable avec une amplitude d'imperfection de  $L/1000$ , où  $L$  est la portée du pont. Les contraintes résiduelles de type oxycoupage - soudage de l'âme et des semelles, selon le modèle développé au chapitre 3, sont considérées (Figure 5.2).

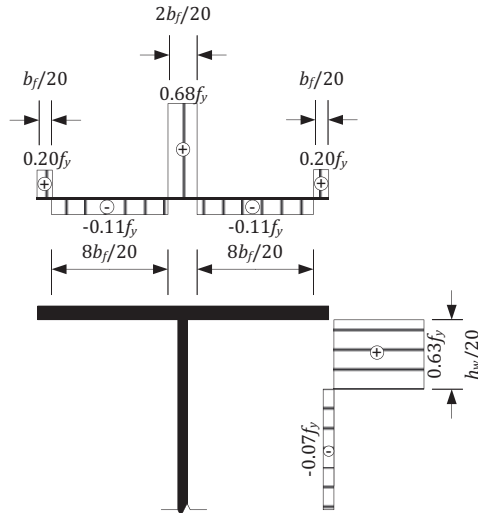


Figure 5.2 Modèle de contraintes résiduelles utilisé.

### 5.3 Description des modèles numériques

#### 5.3.1 Modèle bipoutre sur deux travées continues avec entretoises cadres

La Figure 5.3 présente le modèle bipoutre sur deux travées de 50,0 m avec des entretoises cadres.

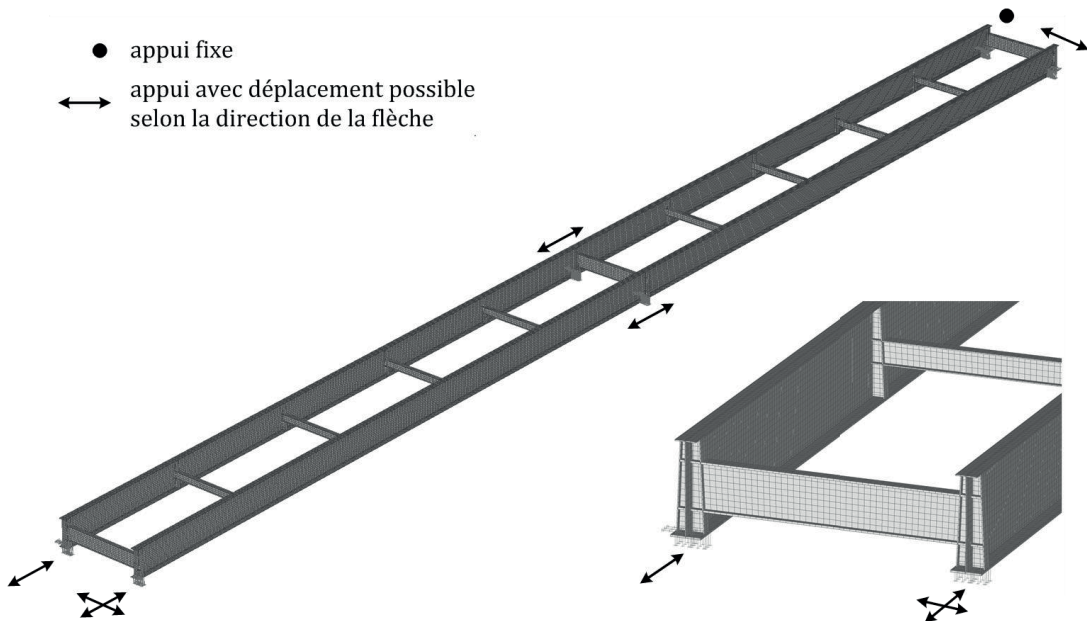


Figure 5.3 Axonométrie (à gauche) et détail d'une extrémité (à droite) du modèle bipoutre sur deux travées de  $L = 50$  m avec des entretoises cadres espacées de  $e = 10.0$  m.

Le pont est constitué de deux poutres maîtresses identiques d'une hauteur  $h_f$  dont la géométrie en section se base sur celles étudiées au chapitre 4 (Tableau 5.2). Pour ce modèle en particulier, la géométrie St-Pellegrino avec une hauteur  $h_f = 2,0$  m est retenue de façon à limiter la taille du modèle numérique. L'écartement des poutres maîtresses est de 6,0 m. Le système statique est une poutre continue qui présente un appui fixe et un appui qui permet le déplacement latéral à une extrémité, deux appuis intermédiaires qui permettent le déplacement longitudinal, et un appui libre et un appui qui permet le déplacement longitudinal à l'autre extrémité (Figure 5.3). Les appuis sont appliqués aux semelles inférieures, au droit des raidisseurs d'appui, et recouvrent une surface de deux éléments longitudinalement (250 mm) et de la largeur de la semelle inférieure transversalement. Ce modèle numérique compte environ 75'000 nœuds pour 65'000 éléments avec des temps de calcul moyen de 6h pour le calcul LBA des cent premiers modes, et 1h30 pour le calcul GMNIA de quatre-vingt pas de chargement.

Les entretoises cadres sont centrées verticalement à mi-hauteur des poutres maîtresses. Deux géométries d'entretoises sont considérées ; d'une part, les entretoises cadres sur appuis qui ont une hauteur  $h_{e, appui} = h_f/2 = 1,0$  m, et d'autre part, celles en travées qui ont une hauteur  $h_{e, travée} = h_f/4 = 0,5$  m. Les géométries en section des entretoises cadres sont données au Tableau 5.1 où  $b_{f,e}$  et  $t_{f,e}$  sont la largeur et l'épaisseur des ailes, et  $t_{w,e}$  l'épaisseur de l'âme.

Tableau 5.1 Géométrie en section des entretoises cadres.

Type d'entretoise	Hauteur	Aile		Âme
	$h_e$ [mm]	$b_{f,e}$ [mm]	$t_{f,e}$ [mm]	$t_{w,e}$ [mm]
Appui	1000	250	40	20
Travée	500	250	20	12

Transversalement, les entretoises viennent s'encastrent dans les raidisseurs verticaux. En travée, ces raidisseurs sont constitués de profilés en T avec des épaisseurs de tôles de  $t_r = 20$  mm (Figure 5.4a). Sur appuis, les raidisseurs verticaux sont doublés de part et d'autre de l'âme des poutres maîtresses (Figure 5.4b).

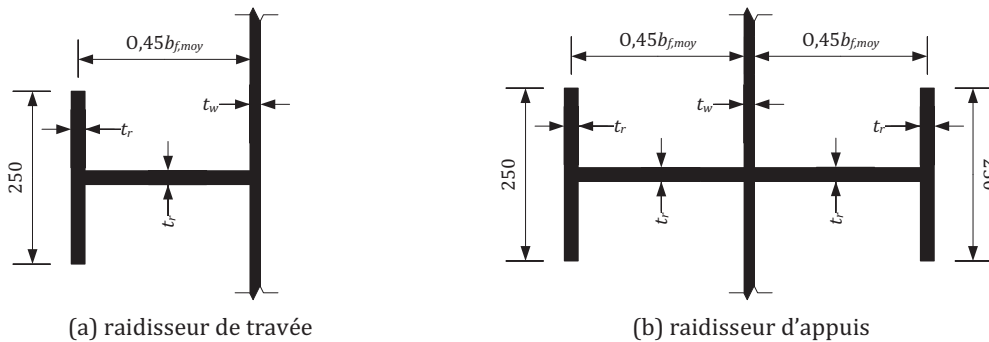


Figure 5.4 Vue en coupe des raidisseurs à mi-hauteur de la poutre maîtresse avec  $b_{f,moy} = (b_{f,inf} + b_{f,sup})/2$  (mm).

### 5.3.2 Modèle bipoutre sur une travée avec entretoises cadres

Comme le modèle bipoutre sur deux travées s'avère gourmand d'un point de vue numérique, un modèle bipoutre sur une travée avec des entretoises cadres permettant l'ajout d'un contreventement est considéré comme modèle numérique de base (Figure 5.5). Cette approche s'inscrit dans l'étude du déversement à mi-travée et est justifiée au paragraphe 5.4.1.

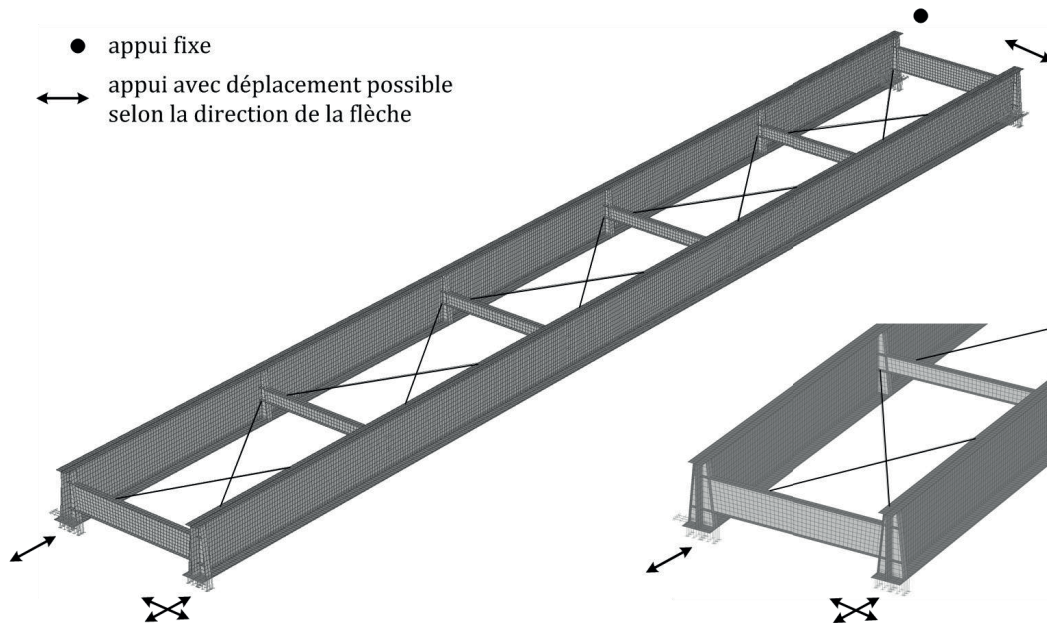


Figure 5.5 Axonométrie (à gauche) et détail d'une extrémité (à droite) du modèle bipoutre sur une travée de  $L = 50$  m avec des entretoises cadres espacées de  $e = 10.0$  m.

Le contreventement en croix est situé dans un plan horizontal au niveau de la semelle inférieure des entretoises. Il est constitué d'éléments barres de section carrée de 100 mm de côté de façon à respecter le critère d'élanement pour les barres comprimées proposé par la norme SIA 263 : 2013 à l'art. 4.5.1.7 en considérant le contreventement comme un élément provisoire pour le montage :

$$\lambda_K = \frac{l_K}{i} \leq 200 \quad (5.1)$$

- $\lambda_K$  : élanement de la barre [-],
- $l_K$  : longueur de flambement de la barre [m],
- $i$  : rayon de giration minimal de la barre [m]

Le choix d'une section carrée pour le contreventement au lieu d'une section circulaire creuse, comme c'est souvent le cas en pratique, permet une implémentation numérique simplifiée. De plus, la section carrée choisie respecte l'ordre de grandeur des inerties en section des contreventements usuels de ponts. Pour ce modèle, les géométries des entretoises et des poutres maitresses sont reprises du Tableau 5.1 et du Tableau 5.2.

Ce modèle numérique contient environ 40'000 nœuds pour 35'000 éléments avec des temps de calcul moyen de 1h30 pour le calcul LBA des cent premiers modes, et 1h pour le calcul GMNIA de quarante pas de chargement. L'ajout d'un contreventement prolonge significativement les temps de calcul qui deviennent 6h30 (LBA) et 20h (GMNIA). Cet effet est lié à la numérotation des nœuds du modèle qui n'est pas optimisée de façon à réduire la largeur de bande de la matrice de rigidité. Par ailleurs, pour une portée de  $L = 50$  m avec des contreventements, les capacités maximales de calcul du programme sont atteintes en raison de ce problème de numérotation des nœuds. Pour cette raison, il a été préféré de travailler sur un modèle bipoutre plus petit pour l'étude du contreventement avec une por-

tée de  $L = 40$  m qui nécessite des temps de calculs de 5h30 (LBA) et 14h30 pour la charge ultime (GMNIA).

### 5.3.3 Modèle bipoutre sur une travée avec entretoises treillis

La Figure 5.6 expose le même modèle bipoutre que précédemment mais avec des entretoises en treillis.

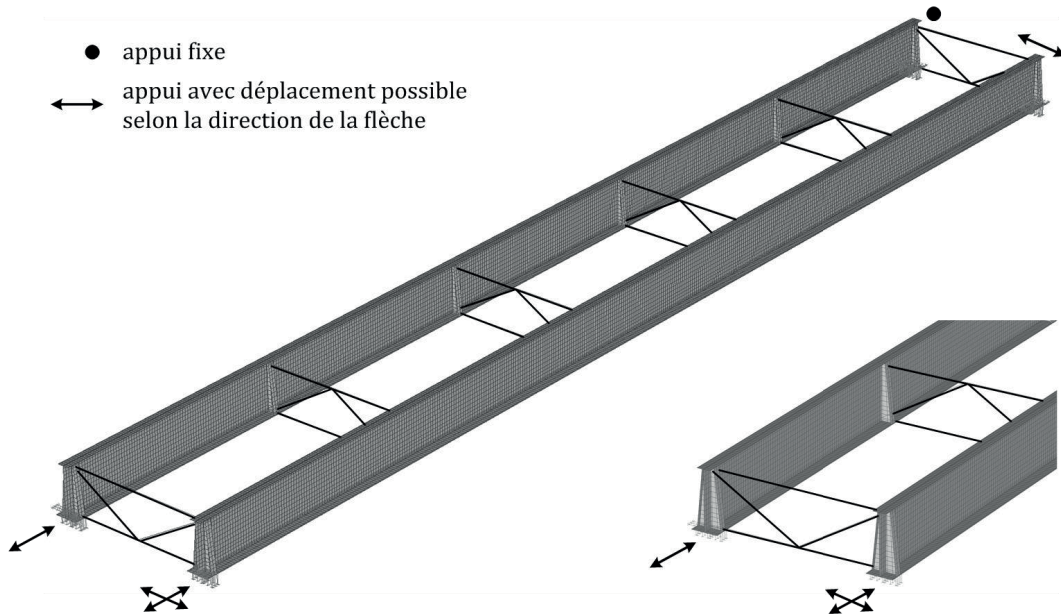


Figure 5.6 Axonométrie (à gauche) et détail d'une extrémité (à droite) du modèle bipoutre sur une travée de  $L = 50$  m avec des entretoises treillis espacées de  $e = 10.0$  m.

Le treillis est en forme de K et est modélisé par des éléments barres de section carrée de 135 mm de côté de façon à respecter le critère pour un élément porteur sollicité à la fatigue de  $\lambda_k < 160$  ( 5.1 ) selon la SIA263 :2013. Les entretoises d'appuis sont conçues en orientant le K vers le haut, alors que celles en travée voient le K orienté vers le bas pour assurer une conception en accord avec la transmission des efforts transversaux. La liaison entre les poutres maîtresses et les entretoises treillis est assurée par les raidisseurs verticaux décrits précédemment.

Ce modèle numérique contient environ 30'000 nœuds pour 26'000 éléments avec des temps de calcul moyen de 1h (LBA) pour les cent premiers modes et 30 min pour la charge ultime (GMNIA).

### 5.3.4 Modèle bipoutre sur une travée avec entretoises diaphragmes

La dernière variante du modèle de base (Figure 5.7) présente des entretoises diaphragmes. Celles-ci ont une hauteur  $h_D = 0,9 h_f$ . Elles sont modélisées par des éléments finis quadrangulaires de type coque avec une forte épaisseur de  $t_D = 200$  mm. Avec une telle épaisseur, le diaphragme constitue un appui fixe et le déversement est forcé sur une longueur égale à l'espacement des diaphragmes. De plus, cette conception permet d'éviter le voilement local de l'entretoise et d'assurer un comportement d'ensemble de la section transversale. Les diaphragmes sont liés aux poutres maîtresses par les raidisseurs verticaux.



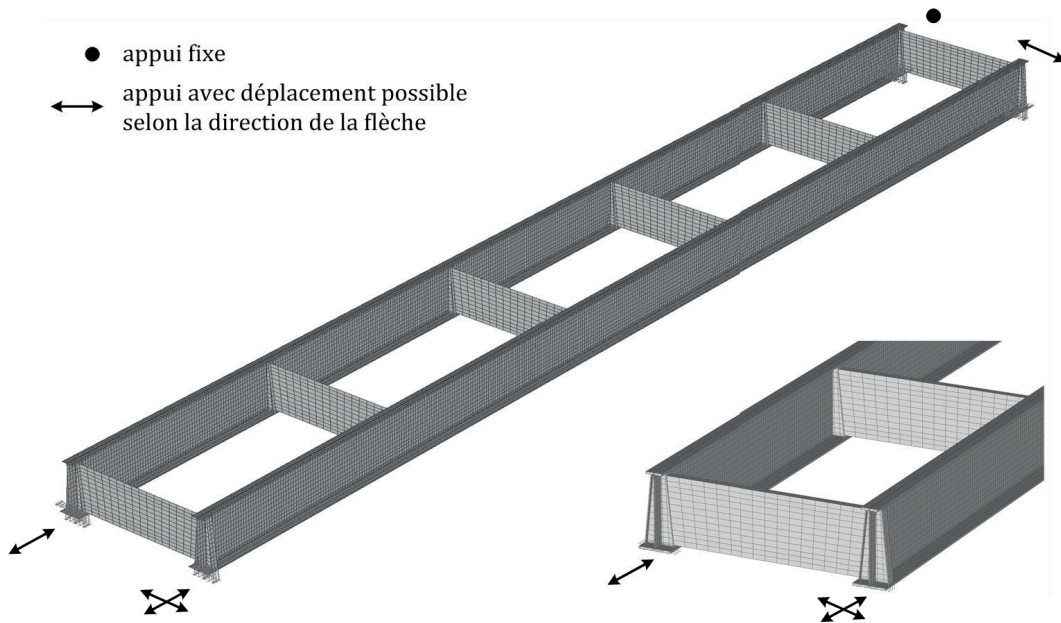


Figure 5.7 Axonométrie (à gauche) et détail d'une extrémité (à droite) du modèle bipoutre sur une travée de  $L = 50$  m avec des entretoises diaphragmes espacées de  $e = 10.0$  m.

Ce modèle numérique contient environ 31'000 nœuds pour 27'000 éléments avec des temps de calcul moyen de 1h (LBA) pour les cent premiers modes et 30 min pour la charge ultime (GMNIA).

### 5.3.5 Bases de l'étude paramétrique

Les analyses numériques qui suivent ont été effectuées sur la base des deux géométries de poutre de ponts déjà énoncées au chapitre 4 et rappelées au Tableau 5.2.

Tableau 5.2 Géométrie des poutres maitresses.

Section	Hauteur	Portée	Semelle inférieure		Âme	Semelle supérieure	
	$h_f$ [mm]		$b_{f,inf}$ [mm]	$t_{f,inf}$ [mm]		$t_w$ [mm]	$b_{f,sup}$ [mm]
St-Pellegrino	2000	40 et 50	650	40	14	450	20
Wilwisheim	3200	50	1200	40	25	800	40

La méthode de calcul des points  $\bar{\lambda}_D - \chi_D$  est effectuée de façon similaire au chapitre 4 mais en prenant comme variable l'écartement des entretoises au lieu de la portée de la poutre. Étant donné la taille des modèles numériques, il ne s'agit pas ici d'obtenir une courbe précise comme au chapitre 4, mais un ensemble de points répartis sur les élancements réduits  $\bar{\lambda}_D$  qui représente le domaine des ponts métalliques, soit entre 0,5 et 1. Pour les différents modèles présentés, le Tableau 5.3 expose les écartements d'entretoises choisis qui correspondent à des valeurs largement utilisées en pratique. Les portées de ponts sont en rapport avec la hauteur des poutres et le cas de base est défini pour une portée de  $L_1 = 50$  m. Un cas supplémentaire d'une portée  $L_2 = 40$  m est également considéré afin de réduire la taille des modèles numériques pour le calcul des modèles avec les contreventements.



Tableau 5.3 Portées et écartements moyens des entretoises considérées.

Portée [m]	Écartement des entretoises en [m]					
	$e_1$	$e_2$	$e_3$	$e_4$	$e_5$	$e_6$
$L_1 = 50$ (SP et W)	5	5,50	6,250	7,125	8,375	10
$L_2 = 40$ (SP)	5	5,75	6,625	8	10	-

Le cas de base du chargement est celui d'une charge verticale distribuée sur la semelle supérieure des deux poutres maîtresses. Un cas avec chargement sur une poutre maîtresse est également considéré.

Ces choix de modèles et paramètres permettent d'évaluer l'influence sur le déversement :

- d'un système statique sur une travée par rapport à un système statique sur deux travées continues,
- des entretoises par leur type (cadre, treillis et diaphragme) et leur espacement,
- d'un contreventement provisoire,
- d'un chargement symétrique par rapport à un chargement asymétrique,
- d'un pont d'une portée de 40 m par rapport à un pont d'une portée de 50 m.

## 5.4 Résultats

### 5.4.1 Influence du système statique

La Figure 5.8 présente l'influence du système statique d'un pont sur une travée simple de  $L = 50$  m (SP50 – simple, Figure 5.5) par rapport à un pont sur deux travées continues de  $L = 50$  m (SP50 – continu, Figure 5.3) avec des entretoises cadres pour la géométrie St-Pellegrino (SP).

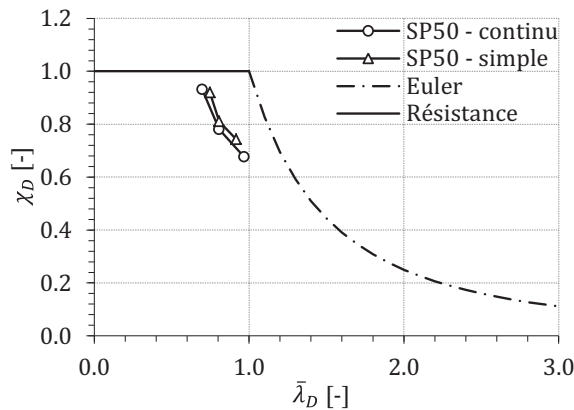


Figure 5.8 Influence du système statique sur la résistance au déversement.

Les trois points représentés à la Figure 5.8 correspondent, selon  $\bar{\lambda}_D$  croissant, à des espacements d'entretoises d'environ 7 – 8 – 10 m. Les résultats montrent des tendances similaires avec des valeurs supérieures d'environ 3-4 % (par rapport à  $\chi_D = 1$ ) de résistance sur le déversement pour le système statique sur une travée. Il est intéressant d'observer que pour un même écartement d'entretoises de 10 m, les valeurs d'élançements réduits montrent des différences non-négligeables principalement liés

au calcul du moment critique. Pour mieux comprendre ce qu'il se passe, la Figure 5.9 expose les formes critiques de déversement (à gauche) et les formes de ruine (à droite) pour le système statique sur une travée (Figure 5.9a) et sur deux travées continues (Figure 5.9b) pour un même écartement d'entretoises de 10 m.

Pour les deux cas, le déversement s'observe comme un flambement latéral de la semelle supérieure comprimée entre deux entretoises cadre de travées. La différence entre les deux systèmes statiques intervient dans la position et la forme du déversement. Dans le cas du pont sur une travée, le moment maximum positif se situe à  $L/2$ . À cet endroit, il n'y a pas d'entretoise avec un écartement de 10 m ce qui permet un déversement avec un déplacement maximum de la semelle supérieure à  $L/2$  (Figure 5.9a). Dans le cas du pont continu sur deux travées, le diagramme des moments est symétrique par rapport à l'appui intermédiaire, et le maximum du moment positif est situé à  $3/8 L = 18,75$  m de la portée depuis l'appui d'extrémité. Ainsi le moment maximum correspond presque à la position de la deuxième entretoise de travée située à 20 m. Cette entretoise crée un appui latéral de la semelle comprimée et déplace ainsi le déversement sur les tronçons adjacents (Figure 5.9b).

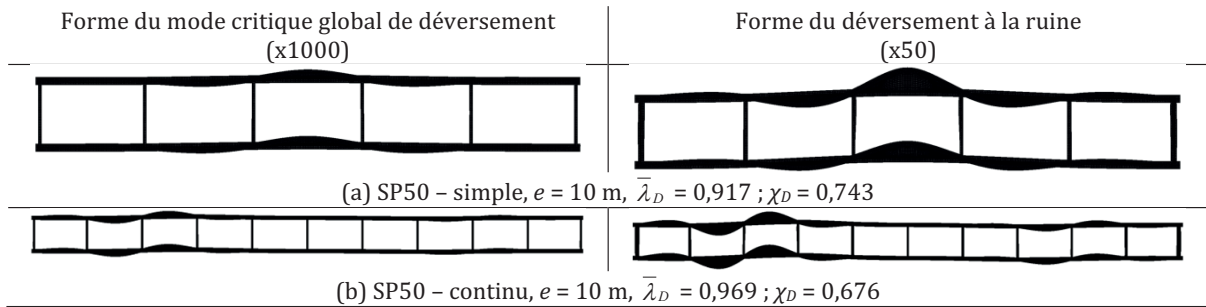


Figure 5.9 Vue en plan des formes critiques (à gauche) et de ruines (à droite).

Étant donné que les résultats entre les deux systèmes statiques montrent une bonne correspondance, le système statique avec une travée est conservé pour la suite des études afin de limiter la taille des modèles numériques.

#### 5.4.2 Influence des entretoises

Dans un pont, les entretoises forment après les poutres maîtresses, le deuxième plan vertical de résistance. Les entretoises, qui relient les poutres maîtresses entre elles, ont plusieurs fonctions. L'une d'elle consiste à fournir des appuis latéraux aux semelles comprimées des poutres maîtresses et de participer ainsi à la résistance au déversement en réduisant la longueur de déversement. Ces appuis latéraux sont plus ou moins rigides en fonction de la conception de l'entretoise et de sa rigidité dans son plan. Ainsi, en principe, l'entretoise cadre est plus souple que l'entretoise treillis, qui elle-même est plus souple que le diaphragme.

La Figure 5.10 expose les résultats sur la résistance au déversement des ponts d'une portée de 50 m avec section de type St-Pellegrino (Figure 5.10a) et Wilwisheim (Figure 5.10b) pour les trois types d'entretoises présentés précédemment ayant pour espacement 7 - 8 - 10 m dans l'ordre croissant des élancements réduits.

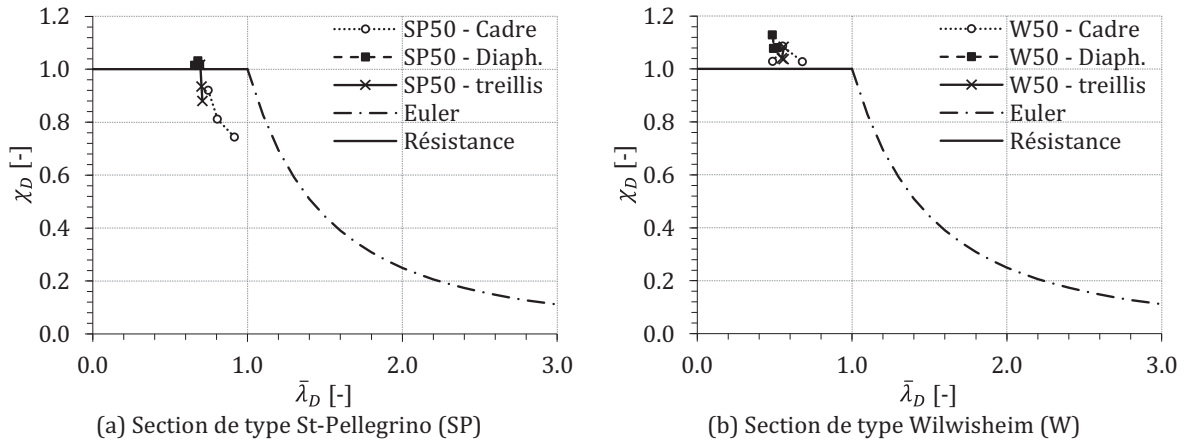


Figure 5.10 Influence du type d'entretoise sur la résistance au déversement.

La première observation sur les rigidités d'appui fourni par les entretoises se vérifient très bien à la Figure 5.10a puisque d'une part, pour les mêmes écartements d'entretoises, les élancements réduits observés diminuent avec l'augmentation de la rigidité des entretoises ; et d'autre part, la résistance au déversement augmente avec la rigidité des entretoises pour un même écartement. À titre d'exemple, pour un écartement d'entretoise de 10 m, qui correspond au point de chaque série avec le plus grand  $\bar{\lambda}_D$ , l'augmentation de résistance par rapport à une entretoise cadre est de 14 % avec une entretoise treillis et de 27 % avec une entretoise diaphragme dans le cas du St-Pellegrino (Figure 5.10a).

La deuxième observation concerne l'écartement des entretoises qui est directement lié au nombre d'appuis latéraux contre le déversement. La Figure 5.10a montre bien que lorsque l'écartement des entretoises diminue, ou autrement dit que le nombre d'appuis latéraux augmente, la résistance au déversement augmente. De façon chiffrée, dans le cas d'une entretoise cadre, le passage d'un écartement de 10 m à 8 m puis à 7 m augmente la résistance respectivement de 7 % et 17 %. Pour le cas de l'entretoise treillis, ces augmentations sont moins marquées, étant donné que l'entretoise est plus rigide, mais atteignent 5 % et 13 %. Pour l'entretoise diaphragme, la résistance caractéristique ( $\chi_D = 1$ ) est déjà atteinte pour un écartement d'entretoise de 10 m.

Pour les ponts avec la section Wilwisheim (Figure 5.10b), les résultats montrent que pour les écartements considérés c'est la résistance en section qui gouverne et non pas le déversement et ceci indépendamment du type et de l'écartement des entretoises. Pour cette section, les valeurs du coefficient de réduction  $\chi_D$  sont supérieures à 1,0. Pour comprendre cette observation, il faut rappeler que le coefficient de réduction s'exprime comme la ratio du moment résistant au déversement déterminé numériquement ( $M_{D,GMNIA}$ ) sur le moment résistant caractéristique en section  $M_{Rk}$ . En présence d'une section de classe 4, le moment résistant en section s'exprime selon (4.5) avec le module de section élastique efficace par rapport à l'axe de gravité de l'aile comprimée ( $W_{c,eff}$ ) et vaut  $M_{Rk} = f_y \cdot W_{c,eff}$ . Ce modèle de résistance (Figure 4.20) tient compte d'un voilement éventuel de l'âme et/ou de la semelle en réduisant la section résistante par des trous. Par ailleurs, il permet une plastification des fibres extrêmes de la semelle puisque la hauteur  $h_f$  est considérée entre la mi-épaisseur de la semelle supérieure à la mi-épaisseur de la semelle inférieure. Pour la section de Wilwisheim, le moment résistant en section ainsi calculé vaut (Tableau 4.5)  $M_{Rk} = 49'535$  kNm.

La Figure 5.11 montre la distribution des contraintes à la ruine calculées dans la section la plus sollicitée à mi-travée du pont Wilwisheim d'une portée de 50 m avec un écartement d'entretoise de 7 m.

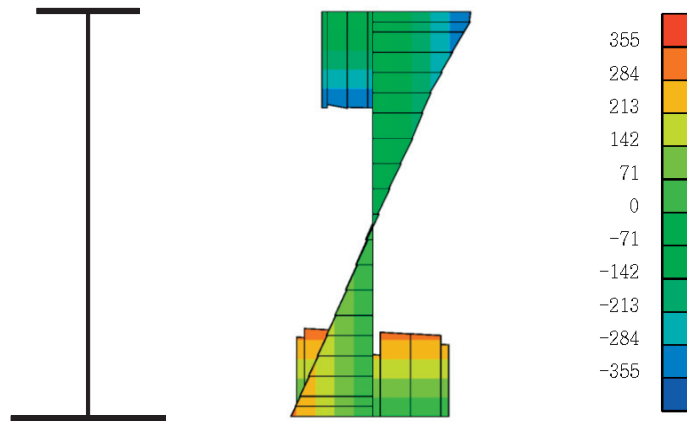


Figure 5.11 Contraintes à la fibre moyenne de la poutre Wilwisheim (MPa).

Les contraintes de la semelle supérieure et d'une partie de l'âme atteignent bien la limite d'élasticité  $f_y = 355$  MPa alors que les contraintes de la semelle inférieure restent bien en-dessous de cette valeur. L'intégration complète de ces contraintes sur la section multipliée par leur bras de levier par rapport à l'axe neutre donne un moment résistant d'environ 55'500 kNm, qui est 12 % supérieure à  $M_{Rk}$ . Cette différence correspond bien au surplus de résistance observé pour les résultats de la Figure 5.10b.

La Figure 5.12 expose les formes des modes critiques (à gauche) retenues pour le calcul non-linéaire de la section SP et les formes de ruine (à droite) au déversement associées pour des entretoises treillis (Figure 5.12a) et diaphragme (Figure 5.12b) espacées de 10 m. Pour ces deux types d'entretoise, le déversement se produit également entre deux entretoises sur le tronçon à mi-travée. En comparant les modes de ruines avec le cas de l'entretoise cadre (Figure 5.9a), il ressort que pour le cas des entretoises treillis et diaphragme, le déversement se concentre sur le tronçon central alors que pour les entretoises cadre le déversement s'étend également aux tronçons adjacents.

Cependant, le mode de ruine avec entretoises treillis (Figure 5.12a) montre un déplacement longitudinal du nœud supérieur où se rejoignent les diagonales du treillis. Ce nœud n'est pas appuyé longitudinalement. Ce déplacement a tendance à diminuer l'effet d'appui latéral au déversement de l'entretoise à la ruine.

Le modèle avec entretoise diaphragme (Figure 5.12b) montre sur sa forme de mode ruine par déversement moins évident puisqu'il est précédé par des voilements locaux de l'âme qui est en accord avec le modèle de résistance discuté précédemment.

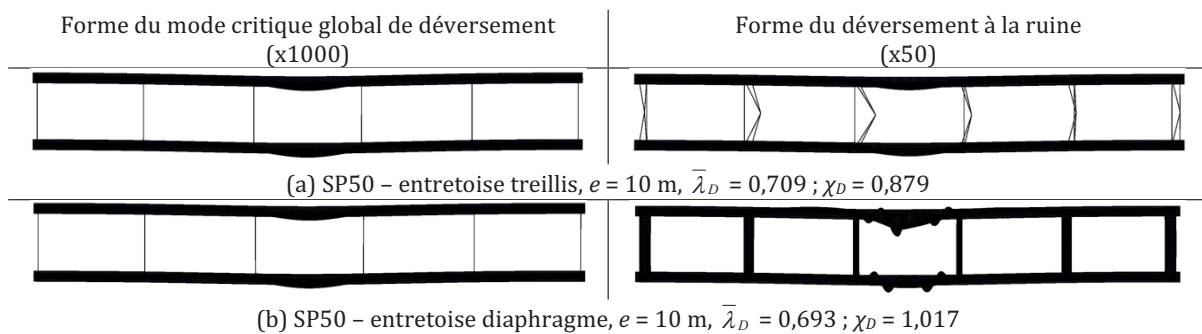


Figure 5.12 Vue en plan des formes critiques (à gauche) et de ruines (à droite) pour la section SP.

La Figure 5.13 expose les modes critiques (à gauche) et les modes de ruines (à droite) par déversement de la section W pour un espacement d'entretoise de 10 m.

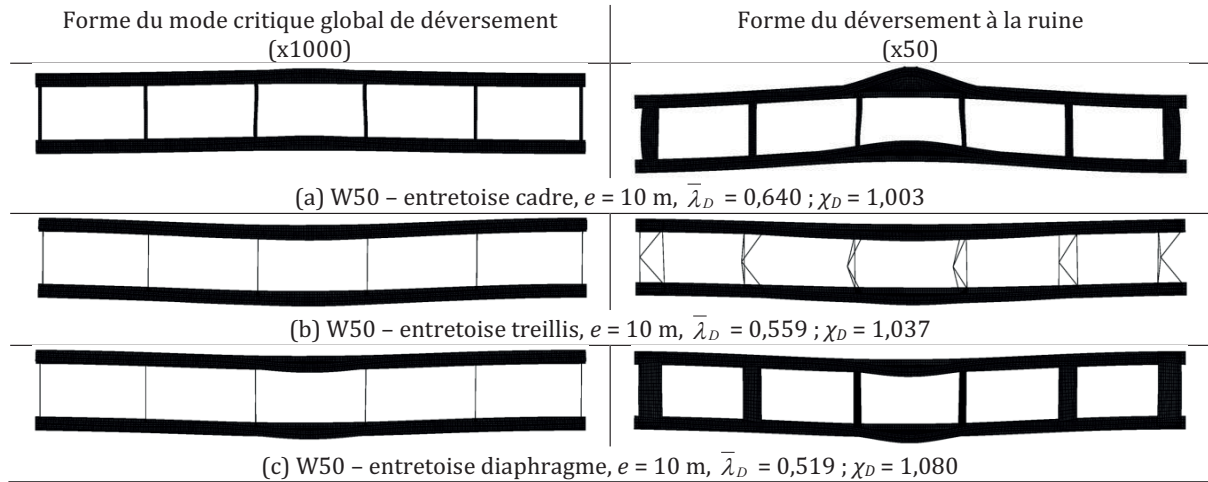


Figure 5.13 Vue en plan des formes critiques (à gauche) et de ruines (à droite) pour la section W.

Les formes critiques de déversement (Figure 5.13) montrent un déplacement latéral maximum qui se situe bien à mi-travée. Toutefois, l'influence du déversement touche aussi les travées adjacentes et ceci pour tous les types d'entretoises : cadres (Figure 5.13a), treillis (Figure 5.13b) et diaphragmes (Figure 5.13c), contrairement à la section SP (Figure 5.12a et b) pour laquelle les modes critiques se concentrent principalement sur le tronçon du centre. Les modes de ruines (Figure 5.13) montrent bien un déversement de la semelle supérieure au centre de la travée centrale mais avec un caractère plus global que la section SP (Figure 5.12 à droite).

### 5.4.3 Influence d'un contreventement provisoire

Le contreventement dans un pont forme le plan de résistance horizontal. Sa fonction principale est de transmettre les forces du vent qui agissent sur le pont aux appuis. Dans le cas des ponts mixtes bi-poutres à l'état de service, le contreventement est formé par la dalle en béton armé. En revanche, lors du montage de la charpente métallique, un contreventement provisoire (ou de montage) est souvent nécessaire pour assurer la résistance latérale de l'ouvrage. C'est dans ce contexte que l'influence du contreventement provisoire sur la résistance au déversement est analysée dans ce qui suit.

La Figure 5.14 présente la résistance au déversement d'un pont avec un contreventement provisoire (cas SP40 - CV) comme exposé à la Figure 5.5 par rapport au même modèle mais sans contreventement (cas SP40 - Cadre) sur un pont d'une portée de  $L = 40$  m pour la section St-Pellegrino avec des entretoises cadres espacées de 5 – 5,75 – 6,62 – 8 – 10 m.

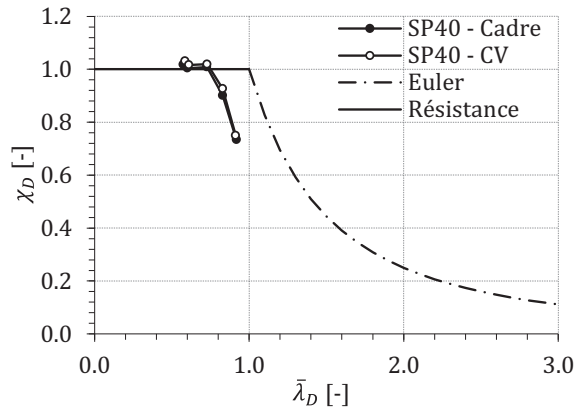


Figure 5.14 Influence d'un contreventement provisoire sur la résistance au déversement.

Les courbes de déversement montrent des tendances similaires pour les deux cas. L'effet du contreventement n'a pas une grande influence sur le calcul de l'élançement réduit, et son influence sur la résistance au déversement reste faible puisqu'elle atteint 3 % au maximum.

La Figure 5.15 expose les formes des modes critiques retenues pour le calcul non-linéaire et les formes de ruine au déversement associées pour des entretoises espacées de 8 m dans le cas sans contreventement provisoire (Figure 5.15a), et avec contreventement provisoire (Figure 5.15b).

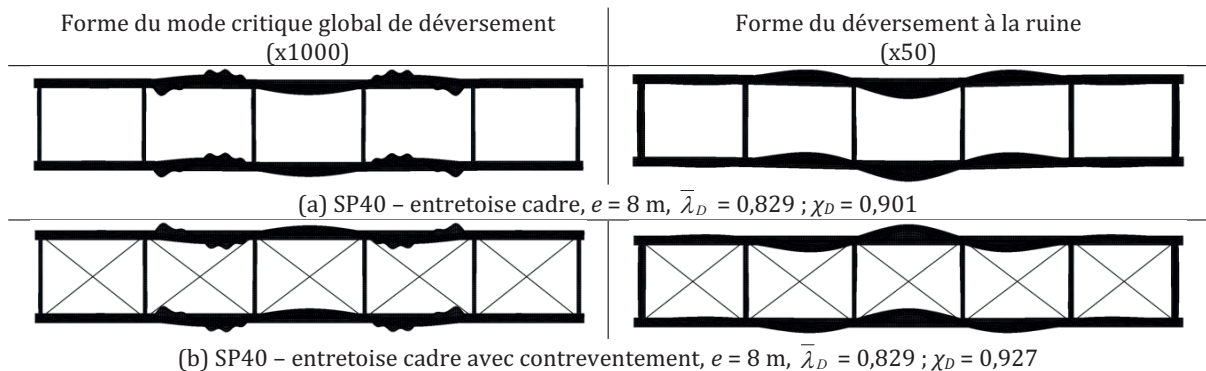


Figure 5.15 Vue en plan des formes critiques (à gauche) et de ruines (à droite) pour la section SP.

Les formes des modes critiques retenus montrent que le déversement de la semelle supérieure à mi-travée s'accompagne d'un voilement de l'âme sur les tronçons adjacents. Cet effet ne se retrouve pas sur les formes de ruines par déversement qui exposent un déversement de la semelle supérieure à mi-travée sans voilement évident de l'âme.

#### 5.4.4 Influence d'un chargement asymétrique

Contrairement au poids propre de la charpente métallique, une charge de bétonnage est appliquée sur la semelle supérieure et pas au centre de gravité de la poutre, ce qui a un effet défavorable pour le déversement. De plus, lors du bétonnage d'un pont, il se peut qu'une poutre soit momentanément plus chargée qu'une autre amenant ainsi un cas de charge asymétrique. Pour investiguer ce cas de chargement, le cas extrême a été considéré en ne chargeant qu'une seule poutre de façon à évaluer l'effet qu'apporte la poutre non-chargée sur la poutre chargée.

La Figure 5.16 expose ainsi les résultats sur le déversement d'un chargement symétrique où les deux poutres sont chargées identiquement (SP50  $q_1 = q_2$ ) par rapport à un chargement asymétrique où une seule poutre est chargée (SP50  $q_2 = 0$ ). Ces résultats se basent sur un pont d'une portée de 50 m pour la section de type St-Pellegrino avec des entretoises cadres espacées tous les 7,1 – 8,3 – 10 m.

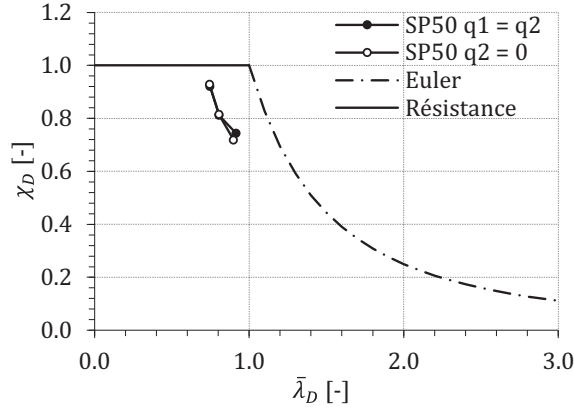


Figure 5.16 Influence d'un chargement asymétrique sur la résistance au déversement.

Les résultats montrent que l'effet d'un chargement asymétrique ne porte pas une grande influence sur les valeurs d'élançement réduit et sur les résistances associées par rapport à un chargement symétrique. L'écart sur la résistance est maximum pour un écartement d'entretoise de 10 m et reste inférieur à 3 %.

La Figure 5.17 montre les formes critiques et les formes de ruine pour un espacement d'entretoise de 10 m avec le chargement symétrique à la Figure 5.17a et asymétrique à la Figure 5.17b. L'observation des formes critiques montre des déformées qui se concentrent uniquement sur les poutres chargées. En revanche, les formes de ruine correspondantes montrent que les deux poutres se déforment latéralement. Dans le cas où  $q_2 = 0$ , la déformée de la poutre non chargée montre une courbure uniforme qui s'adapte à la déformée de la poutre chargée qui déverse. Malgré cette observation, les résultats numériques montrent que la poutre non chargée n'apporte pas une contribution à la résistance au déversement de la poutre chargée. Ce constat est probablement lié au déversement qui s'exerce entre deux entretoises en travée. Si le déversement se produisait sur la longueur du pont, il serait probable que la poutre non chargée contribue davantage à la résistance au déversement de la poutre chargée.

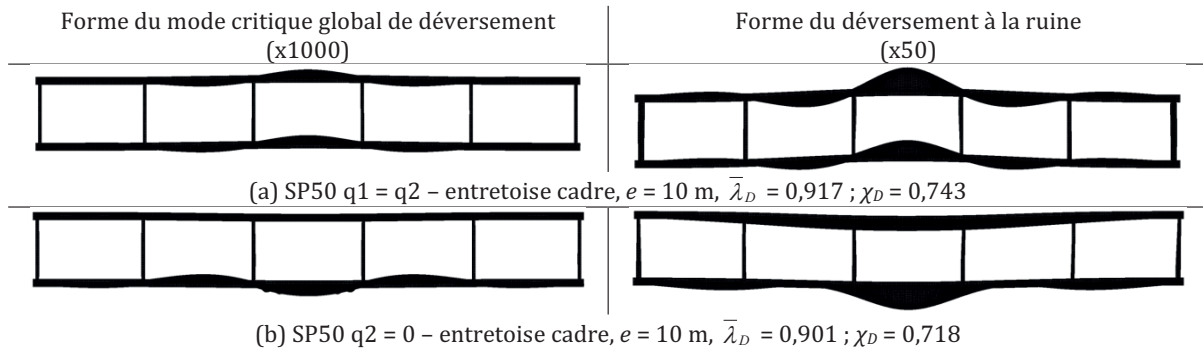


Figure 5.17 Vue en plan des formes critiques (à gauche) et de ruines (à droite) pour la section SP.



### 5.4.5 Influence de la portée du pont

Les simulations ont investigué deux portées (40 et 50 m) qui sont en accord avec la hauteur des poutres étudiées ( $h_f = 2,0$  et  $3,2$  m). Ainsi, la Figure 5.18 compare les résultats en terme de résistance au déversement pour le cas d'une portée de 50 m (SP50) avec des écartements d'entretoise cadre de 7,125 – 8,375 – 10 m et dans le cas d'une portée de 40 m (SP 40) avec des écartements d'entretoise cadre de 6,6 – 8 – 10 m.

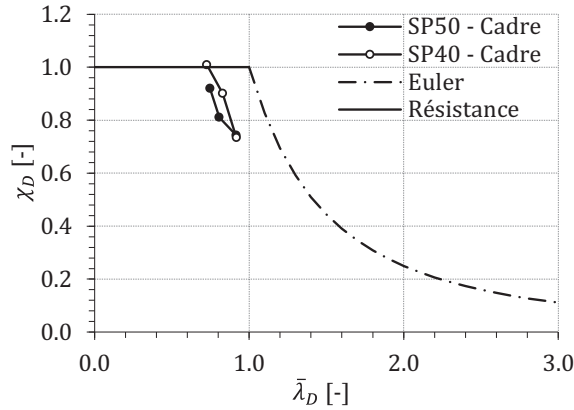


Figure 5.18 Influence de la portée du pont sur la résistance au déversement.

Les résultats montrent que pour un écartement d'entretoise de 10 m, les mêmes élancements réduits et les mêmes résistances sont observés entre les deux portées. En revanche, pour des écartements de 8,375 m (SP50) et 8 m (SP40) la différence sur les résistances est de l'ordre de 9 % en faveur de la portée de 40 m pour des élancements réduits qui sont assez proches (0,829 respect. 0,807). Cet écart est dû en partie à l'amplitude de l'imperfection géométrique de  $L/1000$  qui dépend de la portée  $L$ . Des calculs comportant la même amplitude d'imperfection pour les deux ponts ont montré que l'écart diminue d'environ 3-4%. Les 5 % restants sont probablement liés à l'effet de la distribution des moments et à l'écartement des entretoises.

Les formes du mode critique global de déversement et les formes de ruines pour les deux portées étudiées avec un écartement d'entretoise de 8 m sont illustrées à la Figure 5.19.

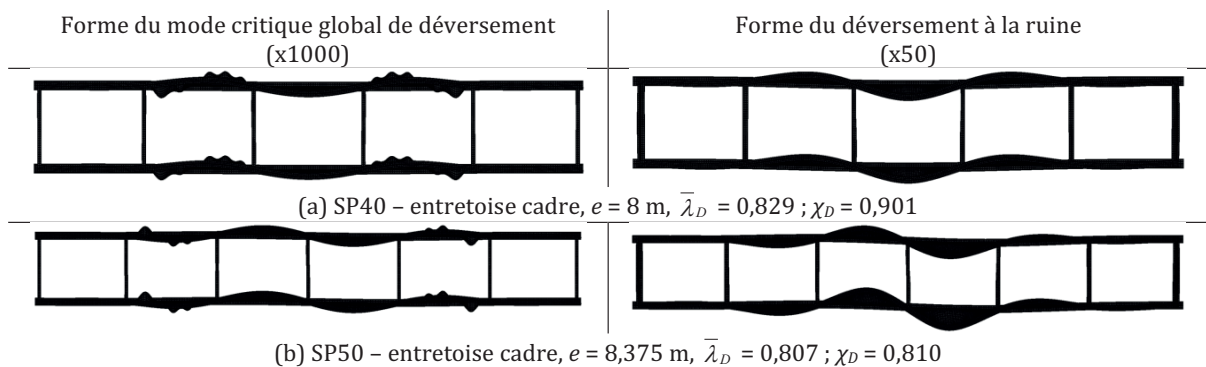


Figure 5.19 Vue en plan des formes critiques (à gauche) et de ruines (à droite) pour la section SP.

Dans le cas SP40, le nombre d'espacement est impair et le moment maximum de flexion se produit au milieu du tronçon central, endroit où les poutres ne sont pas tenues, permettant ainsi le déversement à mi-travée. En revanche, pour le cas SP50, le nombre de tronçons est pair et le moment maximum à mi-

travée correspond à la position d'une entretoise obligeant le déversement à se créer sur les tronçons adjacents.

## 5.5 Synthèse et conclusions

Dans ce chapitre, l'étude de la résistance au déversement est abordée selon une approche numérique en modélisant des ponts métalliques bipoutres sur deux travées continues puis sur une travée. Cette approche permet de tenir compte du comportement tridimensionnel qui existe dans un pont entre les poutres maîtresses, les entretoises, les raidisseurs et le contreventement.

Quatre modèles numériques sont établis pour étudier les effets liés au système statique, aux entretoises et au contreventement. Ces modèles numériques sont construits avec des éléments finis de type coque pour les éléments plans (semelles, âme, entretoise cadre et diaphragme) et par des éléments finis de type barre pour les treillis et contreventement. La détermination de la charge critique de déversement est effectuée par une analyse de bifurcation élastique linéaire (LBA). Le calcul de la charge de ruine est effectué par une analyse non linéaire géométriquement et matériellement (GMNIA) en se basant sur le mode critique de déversement identifié au préalable. Dans cette analyse, les contraintes résiduelles d'oxycoupage et soudage sont prises en compte selon le modèle proposé au chapitre 3.

Les études paramétriques portent sur deux géométries de section, une section de hauteur moyenne de 2,0 m basée sur la géométrie du pont de St-Pellegrino (SP), et une section de grande hauteur de 3,2 m basée sur la géométrie du pont de Wilwisheim (W), utilisées pour des portées de pont entre 40 à 50 m.

Les résultats montrent que le déversement a lieu entre deux entretoises pour la semelle supérieure à mi-travée. Pour la section SP, c'est le déversement qui gouverne avec des entretoises cadres et treillis ayant des espacements de 7 - 8 - 10 m. Dans le cas d'une entretoise diaphragme, le pont atteint sa résistance théorique en section avant le déversement qui n'est pas évident puisqu'il apparaît après le voilement de l'âme. Pour la section W, la ruine a bien lieu selon un déversement mais après avoir atteint la résistance théorique en section pour une classe de section 4 et ceci indépendamment du type d'entretoise. Une étude plus détaillée des contraintes en section montre que la poutre W peut atteindre une résistance en section plus élevée due à une légère plastification des semelles et de l'âme.

Ainsi de façon chiffrée, les résultats montrent que l'influence maximale sur la résistance au déversement dans le cas des sections étudiées est de :

- 3 % d'augmentation de résistance au déversement pour la présence d'un contreventement provisoire,
- 13 % d'augmentation de résistance au déversement en passant d'un écartement d'entretoise treillis de 10 m à 7 m, et 17 % d'augmentation pour l'entretoise cadre pour les mêmes écartements,
- 14 % d'augmentation de résistance au déversement en passant d'une entretoise cadre à une entretoise treillis pour un même écartement de 10 m, et de 27 % d'augmentation de résistance en passant d'une entretoise cadre à un diaphragme pour le même écartement.

Les résultats montrent que le type d'entretoise et leur écartement jouent un rôle majeur sur la résistance au déversement des ponts métalliques.

Par ailleurs, les résultats numériques de ce chapitre permettent d'accroître le nombre des simulations de déversement pour des élancements réduits  $\bar{\lambda}_D$  compris entre (0,5 - 1,0). Ils complètent les résultats du chapitre 4 par l'approche poutre et contribuent ainsi à avoir des résultats qui couvrent l'ensemble du domaine  $\bar{\lambda}_D$ . Ces résultats numériques seront utilisés au chapitre 6 en comparaison des méthodes de calcul manuelles en vue de proposer une méthode de vérification mieux adaptée aux poutres métalliques de ponts.

# Chapitre 6. Méthode de calcul du déversement

## 6.1 Introduction

Pour définir une méthode de calcul, ce chapitre débute par l'analyse des résultats des chapitres 4 et 5 en comparant les résultats numériques avec les approches analytiques existantes présentées au chapitre 2. Les comparaisons portent aussi bien sur les aspects liés au calcul de l'élanement réduit que sur les aspects liés au calcul du coefficient de réduction. Cette analyse, complétée par une évaluation statistique, permet de proposer une méthode de calcul au déversement adaptée pour les poutres métalliques de pont.

Les objectifs principaux de ce chapitre sont :

- Proposer une méthode de calcul du déversement adaptée pour les poutres métalliques de ponts,
- Illustrer la méthode proposée par un exemple de calcul de la résistance au déversement.

La méthodologie employée pour atteindre ces objectifs repose sur :

- La comparaison des résultats numériques avec les résultats obtenus au moyen des méthodes de calcul analytiques existantes pour en tirer les tendances utiles en vue de proposer une méthode de calcul,
- L'évaluation du degré de précision (ou du niveau de confiance) des courbes de déversement par rapport aux résultats numériques selon la méthode statistique classique des intervalles de confiance (Wackerly et al. 2008).

Pour atteindre ces objectifs, le chapitre se compose de quatre parties principales. La section 6.2 expose l'analyse et la comparaison des résultats des simulations numériques des chapitres 4 et 5 sur le déversement. La section 6.3 présente l'évaluation statistique des courbes de déversement b et c de la SIA263 :2013 et d de l'EN1993-2 :2006 par rapport aux résultats numériques en vue d'estimer les intervalles de confiance pour lesdites courbes. La section 6.4 présente une proposition pour le calcul de l'élanement réduit et pour le calcul du coefficient de réduction adapté aux poutres métalliques de pont. La section 6.5 traite un exemple de calcul analytique dont le but est de déterminer la résistance au déversement d'une poutre métallique de pont ayant fait l'objet de l'étude numérique aux chapitres 4 et 5. Finalement, une synthèse des résultats et les conclusions du chapitre sont résumées à la section 6.6.

## 6.2 Analyse et comparaison des résultats sur le déversement

Cette section analyse les résultats numériques obtenus aux chapitres 4 et 5 sous forme de comparaison avec les approches analytiques disponibles dans les normes SIA263 :2013 ou Eurocode EN1993-

2 :2006. Pour rappel, au chapitre 4, le déversement a été simulé par une approche de poutre simple sur des appuis à fourches avec un chargement de moment constant. Au chapitre 5, le déversement a été simulé pour des ponts métalliques qui tiennent compte de l'effet tridimensionnel qui existe entre les poutres maîtresses, les entretoises, les raidisseurs et le contreventement pour une charge répartie sur la semelle supérieure.

### 6.2.1 Approche de poutre simple

Tout d'abord sur le plan analytique, il a été vu au chapitre 2 que le calcul de  $\bar{\lambda}_D$  pour les poutres métalliques de pont s'effectue sur la base de l'expression (2.16) qui prend la racine du rapport entre la limite élastique  $f_y$  et la contrainte critique  $\sigma_{cr}$ . L'étape suivante consiste à déterminer la contrainte critique. Pour cela, deux méthodes sont envisagées dans ce qui suit :

1. la procédure analytique recommandée par la SIA263 :2013 à l'art. 5.6.2.3 dont l'expression est donnée par (2.17). En remplaçant (2.17) dans (2.16), l'élancement réduit devient :

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{crD}}} = \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E \eta}} \sqrt{\frac{A_D}{I_D}} \cdot l_D \quad (6.1)$$

Avec  $\eta = 1$  pour une distribution de moment constant. La formulation ( 6.1 ) montre que l'élancement réduit est composé d'un terme constant  $\sqrt{f_y / \pi^2 E \eta}$  et d'un terme qui dépend uniquement de la géométrie et qui est linéaire avec la longueur de déversement  $\sqrt{A_D / I_D} \cdot l_D$ ,

2. en divisant le moment critique  $M_{cr}$  de déversement calculé par la formule à trois facteurs (2.13) (Djalaly 1974) par le module de section élastique efficace pour les classes de section 4  $W_{eff,c}$  calculé selon (4.6). L'élancement réduit s'exprime par :

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{crD}}} = \sqrt{\frac{f_y W_{eff,c}}{M_{cr}}} \quad (6.2)$$

La Figure 6.1 permet de visualiser les approches analytiques ( 6.1 ) et ( 6.2 ) par rapport aux résultats numériques FinelG. Les élancements réduits calculés  $\bar{\lambda}_D$  sont représentés fonction de la longueur de déversement  $l_D$  pour les poutres étudiées au chapitre 4 avec les sections St-Pellegrino (SP) (Figure 6.1a) et Wilwisheim (W) (Figure 6.1b) pour un chargement de moment constant. Les élancements réduits calculés numériquement par le modèle FinelG poutre sont représentés par les point SP – FinelG (Figure 6.1a) et W – FinelG (Figure 6.1b).

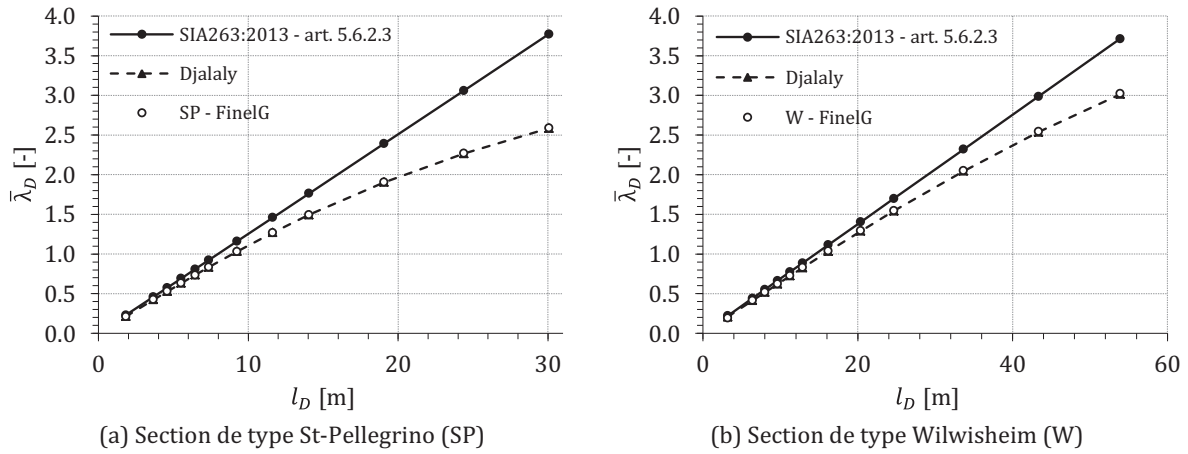


Figure 6.1 Comparaison du calcul de l'élancement réduit en fonction de la longueur de déversement  $l_D$ .

La formulation analytique ( 6.1 ) montre, pour les mêmes géométries de poutres, des valeurs d'élancements réduits supérieures jusqu'à un maximum de 30 % (cas  $l_D = 30$  m, Figure 6.1a) de celles calculées numériquement par FinelG avec le modèle poutre. En partant du principe que les élancements calculés numériquement sont plus près de la réalité, la formulation analytique de la SIA263 :2013 – art. 5.6.2.3 place en sécurité sur le diagramme  $\chi_D - \bar{\lambda}_D$  puisque pour une même poutre, l'élancement réduit calculé analytiquement se situe à droite de celui calculé numériquement, augmentant ainsi la réduction de la résistance en suivant les courbes de déversements c (SIA 263 :2013) ou d (EN1992-2 :2006).

La formulation analytique à trois facteurs (2.13) (Djalaly 1974) montre une excellente correspondance des élancements calculés analytiquement avec ceux calculés numériquement (Figure 6.1a et b). La dépendance non-linéaire de  $\bar{\lambda}_D$  avec  $l_D$  est bien prise en compte par la formulation (2.13). Ainsi, en admettant que les élancements calculés numériquement se situent près de la réalité, la formulation analytique de (Djalaly 1974) permet de placer  $\bar{\lambda}_D$  avec une précision accrue sur le diagramme  $\chi_D - \bar{\lambda}_D$  amenant, en général, à un gain sur l'évaluation de la résistance au déversement.

La Figure 6.2 et la Figure 6.3 comparent les approches analytiques et numériques pour le calcul du déversement d'une poutre sous un chargement de moment constant avec des appuis à fourche pour les sections St-Pellegrino et Wilwisheim. Analytiquement, les élancements réduits  $\bar{\lambda}_D$  sont déterminés comme présentés par la Figure 6.1. Le coefficient de réduction  $\chi_D$  est déterminé analytiquement en suivant la courbe c pour la norme SIA 263 :2013 et la courbe d pour la norme européenne EN1993-2 :2006. Par ailleurs, les courbes  $\Delta\chi$  représentent les écarts de résistance suivants :

3.  $\Delta\chi$  (FinelG - Djalaly) représente l'écart de résistance au déversement entre les simulations numériques FinelG et la norme SIA263 :2013 – courbe c pour un élancement réduit calculé selon la méthode de (Djalaly 1974),
4.  $\Delta\chi$  (FinelG – SIA263 :2013) représente l'écart de résistance au déversement entre les simulations numériques FinelG et la norme SIA263 :2013 – courbe c pour un élancement réduit calculé selon la méthode de la SIA263 :2013 – art. 5.6.2.3.

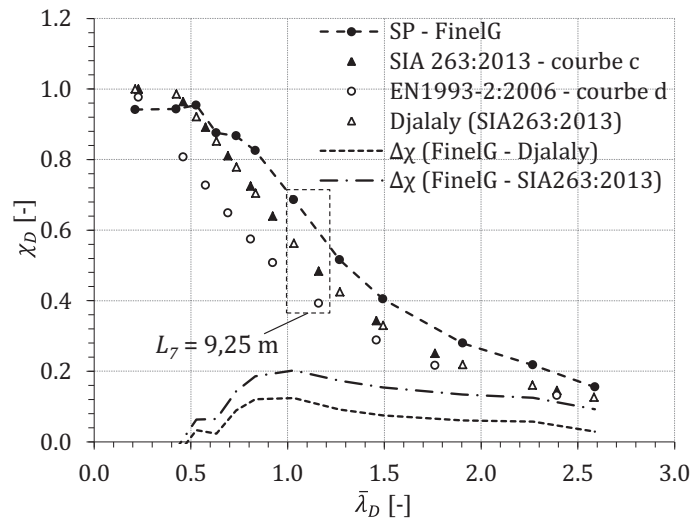


Figure 6.2 Comparaison des résultats numériques et analytiques pour la section SP.

Pour la section SP (Figure 6.2) les résultats analytiques (SIA263 :2013 – courbe c, EN1993-2 :2006 – courbe d et Djalaly) restent bien inférieurs aux résultats numériques (SP - FinelG) pour un élancement réduit  $\bar{\lambda}_D$  supérieur à 0,5. Pour les élancements réduits plus petits ( $\bar{\lambda}_D = 0,2$  et  $0,4$ ), les résistances calculées numériquement se situent en dessous des valeurs de la courbe c de la SIA263 :2013. Ces dernières valeurs correspondent à des longueurs de poutres de  $L_1 = 1,83$  et  $L_2 = 3,67$  m pour une hauteur de poutre de  $h_f = 2,0$  m. Les élancements de poutre correspondant ( $L/h$ ) valent 0,9 et 1,8, valeurs qui ne sont pas représentatives des élancements de poutres dans le domaine des ponts. De plus, d'un point de vue numérique, il semble que pour la géométrie SP il soit difficile d'atteindre le plein moment résistant en section valant  $M_{Rk} = f_y W_{eff,c}$ . Ceci est probablement lié au mode de ruine exposé à la Figure 4.27a qui se caractérise par une rotation de la semelle comprimée accompagnée d'un voilement de l'âme au lieu d'un déversement généralisé de la poutre comme c'est le cas pour des longueurs de poutres supérieures à  $L_7 = 9,25$  m (Figure 4.27c). Pour ces raisons, la signification de ces points situés peut être écartée en vue d'une proposition d'amélioration de la méthode de vérification au déversement.

La section SP (Figure 6.2), montre un écart sur la résistance  $\Delta\chi$  (FinelG - Djalaly) qui atteint un maximum de 0,12 (soit 12 %) pour un élancement réduit de  $\bar{\lambda}_D = 1,0$  qui correspond à une longueur de poutre  $L_7 = 9,25$  m. Pour cette même poutre, mais lorsque l'élancement réduit est calculé selon la SIA263 :2013 – art. 5.6.2.3, l'écart sur la résistance  $\Delta\chi$  (FinelG – SIA263 :2013) grandit encore pour atteindre 0,20 (soit 20 %). Ces écarts mettent en évidence la réserve de résistance existante entre les simulations numériques et la norme SIA263 :2013 – courbe c.



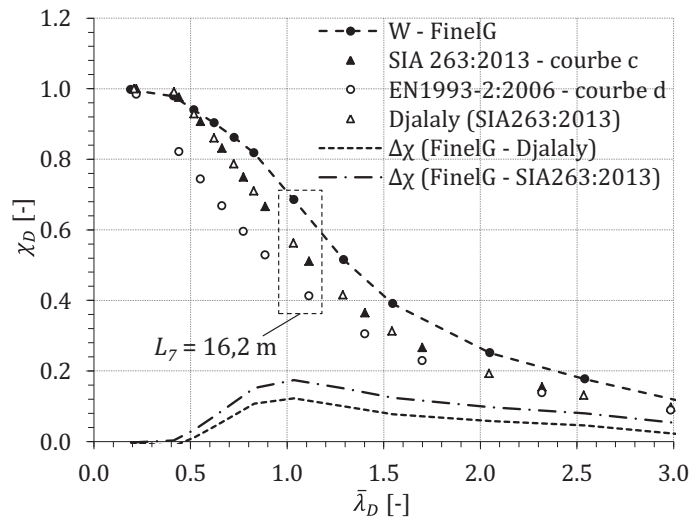


Figure 6.3 Comparaison des résultats numériques et analytiques pour la section W.

Pour la section W (Figure 6.3) les calculs analytiques (SIA263 :2013 – courbe c, EN1993-2 :2006 – courbe d et Djalaly) restent inférieurs ou égaux aux résultats numériques (W - FinelG) sur l’ensemble des élancements réduits  $\bar{\lambda}_D$  considérés. Pour la poutre dont la longueur vaut  $L_7 = 16,2$  m, les écarts maximum de résistance sont similaires à SP et atteignent 0,12 (12 %) pour  $\Delta\chi$  (FinelG - Djalaly) et 0,17 (17 %) pour  $\Delta\chi$  (FinelG – SIA263 :2013) pour un élancement réduit de  $\bar{\lambda}_D = 1,0$  (Figure 6.3).

### 6.2.2 Approche pont avec les entretoises cadres

La Figure 6.4 présente les élancements réduits  $\bar{\lambda}_D$  calculés analytiquement (SIA263 :2013 – art.5.5.3.1) selon ( 6.1 ) et numériquement avec FinelG (FinelG – W50 - Cadre) en fonction de l’écartement  $e$  des entretoises. Les valeurs des élancements réduits calculés analytiquement tiennent compte de la rigidité des entretoises dans leur plan par le calcul de la longueur de déversement  $l_D$  selon (2.21) (voire méthode exposée sous le chiffre 6.5.3). Les résultats sont valables pour des entretoises cadres espacées selon le Tableau 5.3 et pour les sections St-Pellegrino (SP) (Figure 6.4a) et Wilwisheim (W) (Figure 6.4b) avec une charge constante agissant sur la semelle supérieure.

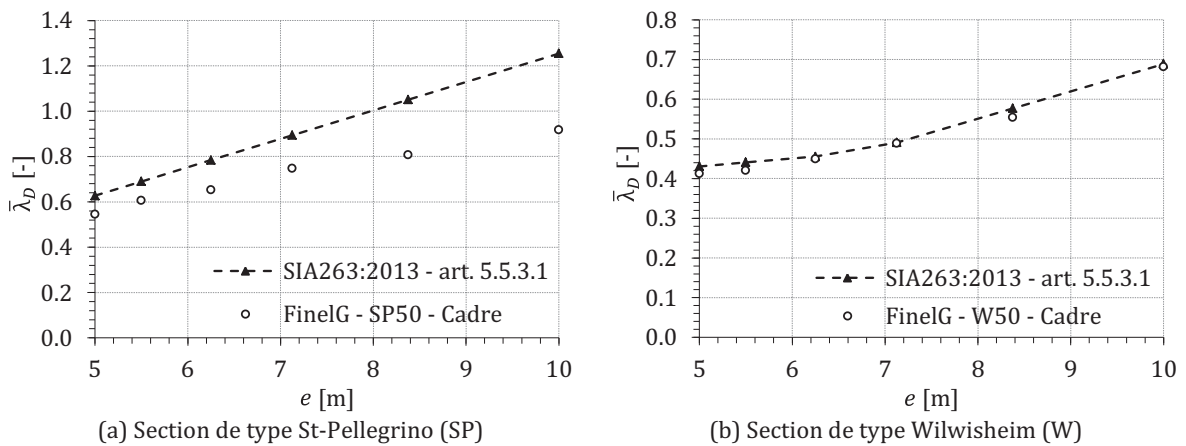


Figure 6.4 Comparaison du calcul de l’élancement réduit en fonction de la longueur de déversement  $l_D$ .

Pour les ponts avec la section St-Pellegrino (Figure 6.4a), les résultats montrent que l'approche analytique (SIA263 :2013 – art. 5.5.3.1) tend à surestimer l'approche numérique (FinelG – SP50 - Cadre) pour le calcul des élancements réduits  $\bar{\lambda}_D$ . Cette tendance demeure sécuritaire puisque le coefficient de réduction  $\chi_D$  diminue lorsque  $\bar{\lambda}_D$  augmente. L'écart entre l'approche analytique et numérique grandit lorsque  $e$  augmente (Figure 6.4a). Par exemple, pour un écartement d'entretoise de  $e = 5$  m, la surestimation de  $\bar{\lambda}_D$  est de 15 %, alors que pour  $e = 10$  m cette surestimation est de 36 %.

Pour les ponts avec la section Wilwisheim (Figure 6.4b), les résultats montrent que l'approche analytique (SIA263 :2013 –art. 5.5.3.1) permet une très bonne évaluation de l'élancement réduit par rapport aux calculs numériques (FinelG – W50 - Cadre). Les écarts sur  $\bar{\lambda}_D$  entre l'approche analytique et numérique sont faibles ; ils atteignent, par exemple, un maximum de 5 % pour un écartement d'entretoise de  $e = 5,5$  m.

La Figure 6.5 et la Figure 6.6 présentent les coefficients de réduction  $\chi_D$  calculés analytiquement selon la SIA263 :2013 courbe – c (SIA263 :2013 – art.5.5.3.1) et numériquement avec FinelG (FinelG – W50 - Cadre) pour les ponts dont la section est de type St-Pellegrino (Figure 6.5) et Wilwisheim (Figure 6.6). Pour rappel, les six points représentés sur ces deux graphiques correspondent, pour  $\bar{\lambda}_D$  croissant, à des écartements d'entretoises de 5 – 5,5 – 6,25 – 7,125 – 8,375 – 10 m dont les élancements réduits sont tirés de la Figure 6.4.

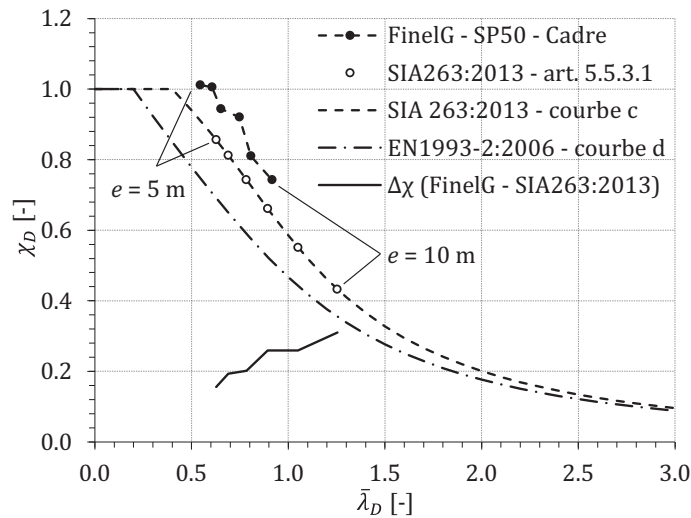


Figure 6.5 Comparaison des résultats numériques et analytiques pour la section SP par l'approche pont.

Pour les ponts avec la section St-Pellegrino (Figure 6.5), les résultats numériques (FinelG – SP50 - Cadre) montrent qu'ils se situent bien au-dessus de la courbe de réduction c de la SIA263 :2013 avec une marge de sécurité appréciable de l'ordre de 7 à 8 %. Lorsque les résultats numériques sont comparés aux résultats analytiques (SIA263 :2013 – art. 5.5.3.1), la différence sur les coefficients de réduction  $\chi_D$ , représentés par la courbe  $\Delta\chi$  à la Figure 6.5, augmente lorsque  $\bar{\lambda}_D$  croît. Cette augmentation est la conséquence d'une surestimation de l'élancement réduit par la méthode de calcul analytique de la SIA263 :2013 – art. 5.5.3.1 (Figure 6.4a) qui se traduit à la Figure 6.5 par un déplacement de  $\bar{\lambda}_D$  vers la droite suivant la courbe c de la SIA263 :2013. À titre d'exemple,  $\Delta\chi$ , qui traduit la réserve de

résistance, passe de 0,15 (15 %) pour un écartement d'entretoises de  $e = 5$  m à un maximum de 0,31 (31 %) pour  $e = 10$  m (Figure 6.5).

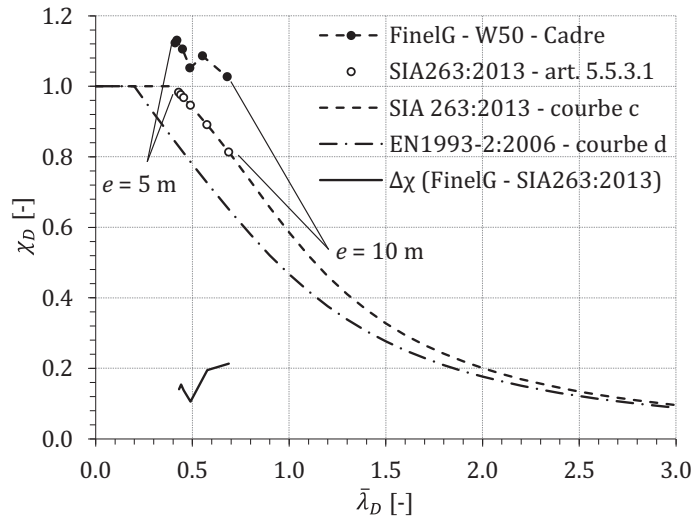


Figure 6.6 Comparaison des résultats numériques et analytiques pour la section W par l'approche pont.

Pour les ponts avec la section Wilwisheim (Figure 6.6), les résultats numériques (FinelG – W50 - Cadre) montrent, comme la section SP, qu'ils se situent bien au-dessus de la courbe de réduction c de la SIA263 :2013 avec une marge de sécurité confortable qui atteint jusqu'à 20 % pour un écartement d'entretoise de  $e = 10$  m. Cependant, lorsque les résultats numériques sont comparés aux résultats analytiques (SIA263 :2013 – art. 5.5.3.1), la précision accrue du calcul de l'élancement réduit (Figure 6.4a) permet un bon placement du  $\bar{\lambda}_D$  analytique par rapport au numérique et n'augmente pas aussi fortement que pour la section SP la différence  $\Delta\chi$  sur les coefficients de réduction comme le montre la Figure 6.6. À titre d'exemple, la réserve de résistance  $\Delta\chi$  passe de 0,14 (14 %) pour un écartement d'entretoises de  $e = 5$  m à 0,21 (21 %) pour  $e = 10$  m (Figure 6.6).

### 6.3 Évaluation statistique des courbes de déversement

#### 6.3.1 Description des résultats numériques

À la Figure 6.7, un total de 186 points représente l'ensemble des résultats numériques exposés au chapitre 4 et 5 et les résultats d'un projet de master, qui a été effectué à l'ICOM et suivi par l'auteur de cette thèse, sur l'étude de la résistance au déversement d'un pont métallique lors du lancement réalisé par (Torriani 2014). Sur le même graphique, les courbes b et c de la norme SIA 263 :2013 et la courbe d de l'Eurocode 1993-2:2006 sont représentées.

Pour l'ensemble des points de la Figure 6.7, les écarts de résistance  $\Delta\chi_D$  entre les coefficients de réduction calculés numériquement ( $\chi_{num.}$ ) par les approches poutre et pont de FinelG et les courbes de réduction des normes ( $\chi_{num.}$ ) sont représentés à la Figure 6.8. Les écarts de résistance pour la courbe b de la SIA263 :2013 sont donnés à la Figure 6.8a, ceux de la courbe c de la SIA263 :2013 à la Figure 6.8b et ceux de la courbe d de l'EN1993-2 :2006 à la Figure 6.8c.

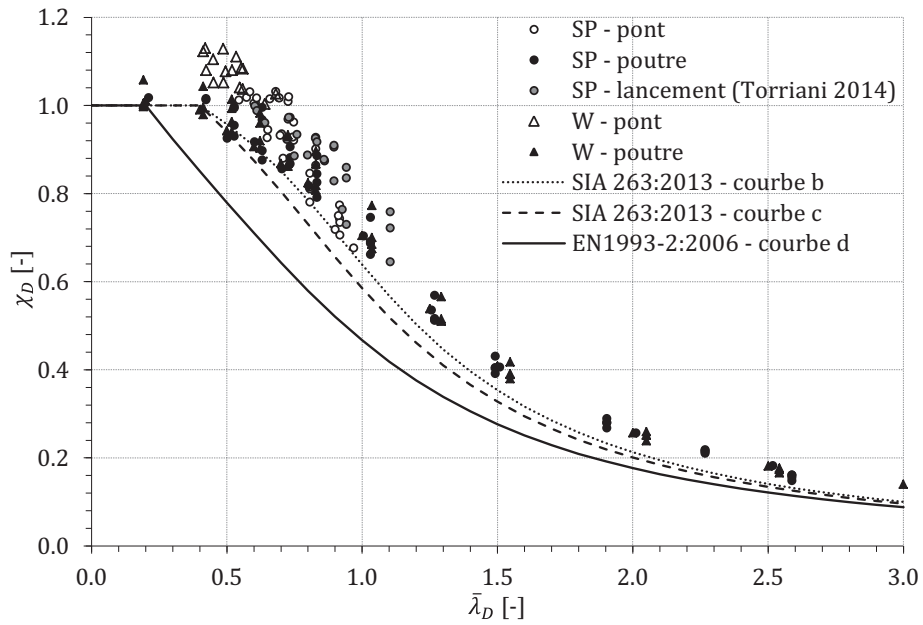
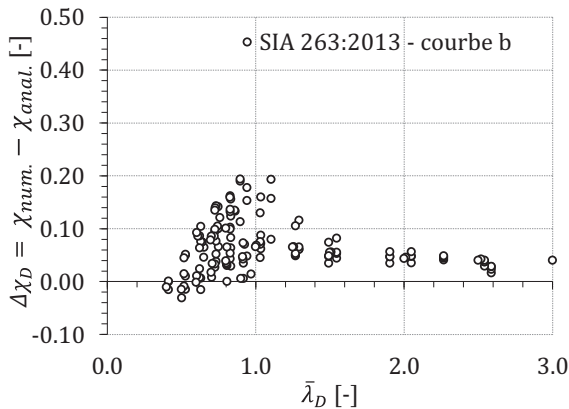
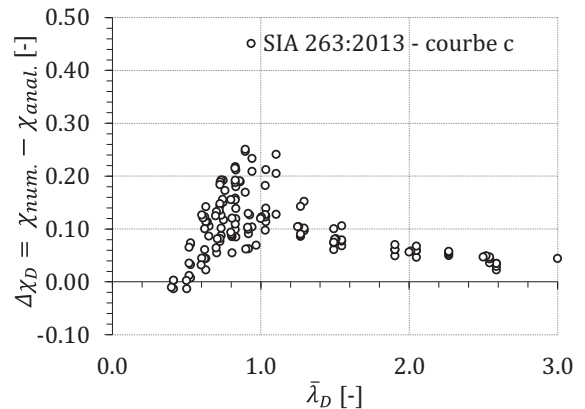


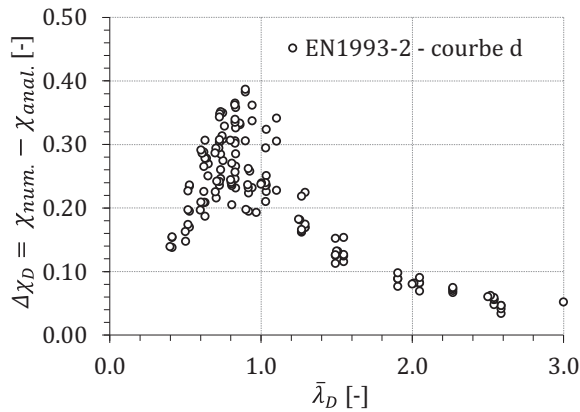
Figure 6.7 Ensemble des résultats numériques de déversement de ponts.



(a) cas de la courbe b de la SIA263 :2013



(b) cas de la courbe c de la SIA263 :2013



(c) cas de la courbe d de l'EN1993-2:2006

Figure 6.8 Écarts sur  $\chi_D$  entre les résultats numériques et les courbes de déversement.

La courbe de réduction b de la SIA263 :2013 montre des écarts de résistance (Figure 6.8a) qui atteignent un maximum de 0,2 soit 20 %, avec une moyenne des écarts  $\overline{\Delta\chi_D}$  qui vaut 0,07 pour un écart type de 0,05. Le nombre de résultats numériques situés du côté de l'insécurité  $\Delta\chi_D < 0$  est de 11 sur 186 et concerne les élancements réduits  $\bar{\lambda}_D$  inférieurs à 1,0 pour les approches poutres (chapitre 4) et pont (chapitre 5) comme l'illustre la Figure 6.7.

Les écarts augmentent lorsque les résultats sont comparés à la courbe c de la SIA263 :2013 (Figure 6.8b) puisque les valeurs maximums atteignent 0,25 soit 25 %. La moyenne  $\overline{\Delta\chi_D}$  se situe à 0,10 avec un écart type de 0,06. Le nombre de résultats numériques situés en insécurité diminue ; il passe à 4 sur 186 et concerne les élancements réduits  $\bar{\lambda}_D$  inférieurs à 0,6 pour l'approche poutre (Figure 6.7). Aucun résultat numérique lié à l'approche pont ne se place en insécurité par rapport à la courbe c.

La courbe de réduction d de l'EN1993-2:2006 montre des écarts de résistance (Figure 6.8c) importants qui se montent jusqu'à 0,38 soit 38 % avec une moyenne  $\overline{\Delta\chi_D}$  située à 0,2 et un écart type de 0,1. Aucun résultat numérique n'est situé du côté de l'insécurité pour la courbe d.

Ces résultats descriptifs seront mis en commun avec ceux de l'évaluation statistique qui suit et serviront pour les conclusions de ce chapitre.

### 6.3.2 Évaluation statistique des courbes de déversement

L'objectif de cette étude statistique consiste à estimer des intervalles de confiance pour les trois courbes normatives b et c de la SIA263 :2013 et d de l'EN1993-2:2006 en se basant sur les résultats numériques. Cette approche probabiliste est simplifiée car elle ne prend en compte qu'un seul paramètre, le facteur d'imperfection  $\alpha_D$ , dans le modèle de régression non-linéaire. Les résultats obtenus sont qualitatifs et s'expriment par des intervalles de confiance. Un plus grand nombre de résultats numériques permettrait des réponses statistiques plus précises. Les méthodes de calculs statistiques se basent sur l'ouvrage de référence (Wackerly et al. 2008).

L'application d'une approche statistique probabiliste demande quelques hypothèses et remarques préliminaires :

- Les résultats des simulations numériques  $\chi_D$  forment un échantillon de réalisations de variables aléatoires  $X_D$  indépendantes et identiquement distribuées qui suit une loi normale dont la moyenne vaut  $\mu$  et la variance  $\sigma^2$ ,
- Les valeurs  $\bar{\lambda}_D$  sont considérées comme des variables déterministes contrôlables,
- Le modèle ( 6.3 ) qui donne la relation entre  $X_D$  et  $\bar{\lambda}_D$  où  $f(\bar{\lambda}_D)$  est une fonction non linéaire basée sur la formulation des courbes de déversement des normes SIA263 :2013 et de l'EN1993-2:2006. Le terme d'erreur  $\varepsilon(0, \sigma)$  représente les fluctuations aléatoires autour de la courbe moyenne et suit une loi normale dont la moyenne est nulle et l'écart type est égal à  $\sigma$  :

$$X_D = f(\bar{\lambda}_D) + \varepsilon(0, \sigma) \quad (6.3)$$

Le modèle ( 6.3 ) s'illustre graphiquement dans la Figure 6.9 pour la courbe moyenne :

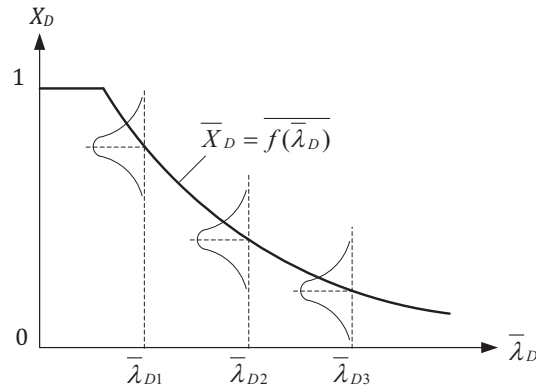


Figure 6.9 Modèle de régression non linéaire simple considéré.

La courbe moyenne (ou espérance mathématique)  $E(X) = \overline{f(\bar{\lambda}_D)}$  peut être estimée par une régression non-linéaire selon la méthode des moindres carrés. La régression est effectuée sur la variable  $\alpha_D$  (notation SIA263 :2013) ou  $\alpha_{LT}$  (notation EN1993-2 :2006) qui représente le facteur d'imperfection et qui est utilisé pour la définition des différentes courbes de flambement ou déversement. Par la suite, la notation SIA263 :2013 est conservée avec  $\alpha_D$ .

L'application du modèle de régression demande à ce que les valeurs numériques pour lesquelles  $\bar{\lambda}_D$  sont plus petites que le plateau plastique des normes (soit 0,2 pour l'EN1993-2:2006 et 0,4 pour la SIA263 :2013) et / ou  $\chi_D > 1,0$  soient écartées afin de garder un domaine de validité de  $\chi_D$  situé entre 0 et 1 comme imposé par les normes. Ces critères restreignent le nombre de résultats numériques variables à  $n = 150$ .

Une fois la courbe moyenne estimée par la régression non-linéaire, il s'agit de déterminer les intervalles de confiance pour la moyenne  $\mu$  afin d'évaluer le niveau de confiance qui correspond aux courbes de déversement des normes. L'intervalle de confiance permet de mesurer le degré de précision que l'on a sur la moyenne estimée issue de l'échantillon, et le niveau de confiance est la probabilité d'observer la moyenne estimée dans l'intervalle de confiance. Dans notre cas, l'échantillon est issu d'une loi normale d'une moyenne  $\mu$  et de variance  $\sigma^2$ ,  $N(\mu, \sigma^2)$ . Alors d'après le théorème de Cochran,

l'estimateur  $T = T(\lambda_{D1}, \lambda_{D2}, \dots, \lambda_{Dn})$  de  $\overline{f(\bar{\lambda}_D)}$  suit une loi  $t$  de Student, et s'exprime par :

$$T = \frac{\overline{f(\bar{\lambda}_D)} - \mu}{s / \sqrt{n}} \simeq t_{n-1}$$

qui a une distribution  $t$  avec  $n-1$  degré de liberté et un écart type  $s$  pour l'échantillon. L'intervalle de confiance pour la moyenne  $\mu$  est le suivant :

$$\left[ \overline{f(\bar{\lambda}_D)} - t_{1-\alpha/2;n-1} \frac{s}{\sqrt{n}} \leq \mu \leq \overline{f(\bar{\lambda}_D)} + t_{1-\alpha/2;n-1} \frac{s}{\sqrt{n}} \right]$$

où  $(1 - \alpha)$  est le niveau de confiance de telle sorte que la probabilité suivante :

$$P\left(\overline{f(\bar{\lambda}_D)} - t_{1-\alpha/2;n-1} \frac{S}{\sqrt{n}} \leq \mu \leq \overline{f(\bar{\lambda}_D)} + t_{1-\alpha/2;n-1} \frac{S}{\sqrt{n}}\right) = 1 - \alpha \quad (6.4)$$

L'application de ( 6.4 ) permet de déterminer de façon qualitative les intervalles de confiance ou le degré de précision qui correspond aux courbes de réduction des normes sur la base des résultats numériques. Dans le cadre du déversement, c'est la limite inférieure de l'intervalle de confiance qui montre un intérêt particulier puisqu'il s'agit d'évaluer le niveau de confiance (ou la probabilité) qu'un résultat numérique se situe en-dessous, du côté de l'insécurité, de la courbe de déversement évaluée.

La Figure 6.10 présente l'évaluation statistique des intervalles de confiance des courbes de déversement de la SIA263 :2013 courbe - b (Figure 6.10a), de la SIA263 :2013 courbe - c (Figure 6.10b) et de la norme EN1993-2:2006 courbe - d (Figure 6.10c) pour la gamme d'élançement réduit qui concerne les ponts, soit entre 0,5 et 1,5.

Sur chaque graphique à la Figure 6.10 sont représentés :

- les résultats numériques FinelG,
- la moyenne de ces résultats effectuée par une régression non-linéaire simple (moindre carré) en faisant varier le facteur d'imperfection  $\alpha_D$  pour les trois courbes de déversement,
- la courbe de déversement évaluée,
- deux courbes qui bornent la limite inférieure de l'intervalle de confiance

$$\left(\overline{f(\bar{\lambda}_D)} - t_{1-\alpha/2;n-1} \frac{S}{\sqrt{n}}\right) \text{ et qui s'exprime par :}$$

- $v_{max}$  la valeur maximale du niveau de confiance  $(1 - \alpha)$  qui est tangente à la courbe de déversement par valeurs inférieures,
- $v_{min}$  la valeur minimale du niveau de confiance  $(1 - \alpha)$  qui est tangente à la courbe de déversement par valeurs supérieures.



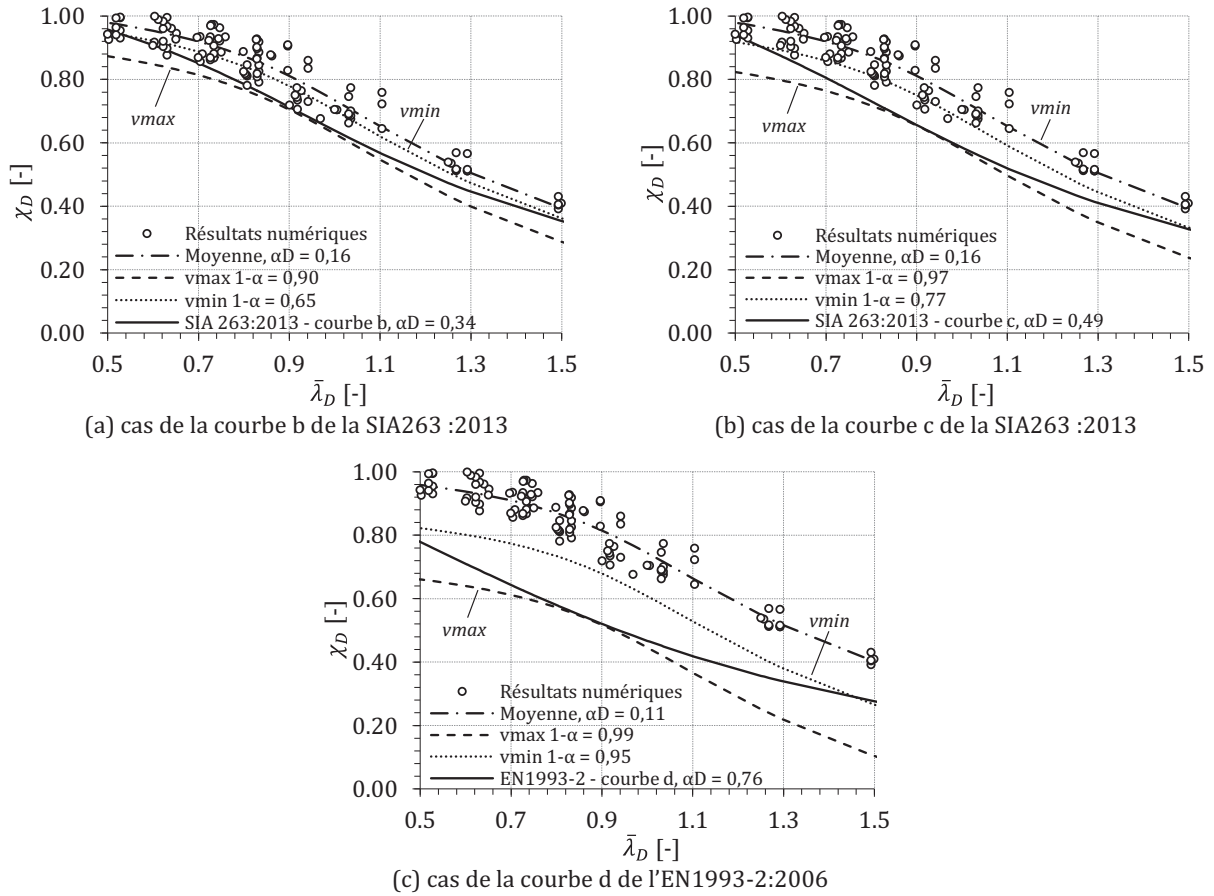


Figure 6.10 Évaluation statistique des intervalles de confiance pour les courbes de déversement.

Pour la courbe b de la SIA263 :2013 (Figure 6.10a), la régression non-linéaire pour la courbe moyenne fournit un facteur d'imperfection  $\alpha_D = 0,16$ . La limite inférieure de l'intervalle de confiance est délimitée par  $[vmin, vmax]$  qui correspondent, en exécutant (6.4), à des niveaux de confiance de 0,65 et 0,90 respectivement. En d'autres termes, cela signifie que la probabilité qu'un point se situe au-dessus (du côté sécuritaire) de la courbe b est de 0,65 au minimum et 0,90 au maximum ; à l'inverse, la probabilité qu'il se situe au-dessous (côté insécuritaire) est de 0,35 au maximum et 0,10 au minimum.

Pour la courbe c de la SIA263 :2013 (Figure 6.10b), la régression non-linéaire pour la courbe moyenne fournit le même facteur d'imperfection que pour la courbe b (Figure 6.10a), soit  $\alpha_D = 0,16$  puisque le plateau plastique est fixe à 0,4. La limite inférieure de l'intervalle de confiance est située entre  $[vmin, vmax]$  qui correspondent à des niveaux de confiance de 0,77 et 0,97 respectivement.

Pour la courbe d de l'EN1993-2:2006 (Figure 6.10c), la régression non-linéaire pour la courbe moyenne fournit un facteur d'imperfection  $\alpha_D = 0,11$ . La limite inférieure de l'intervalle de confiance se situe entre  $[vmin, vmax]$  qui correspondent à des niveaux de confiance de 0,95 et 0,99 respectivement.

À titre de référence, l'EN1990 :2002 (CEN 2002) mentionne dans une note de l'annexe D.7.1 que les expressions utilisées pour l'évaluation d'une valeur caractéristique d'une propriété conduisent aux mêmes résultats que des statistiques classiques avec des niveaux de confiance de 0,75. Par conséquent, il en découle avec les résultats ci-dessus que :

- la courbe b de la SIA263 :2013 ne montre pas un niveau de confiance suffisamment élevé avec une limite inférieure de 0,65,
- la courbe c de la SIA263 :2013 répond aux exigences de l'EN1990 :2002 avec une limite inférieure de 0,77,
- la courbe d de l'EN1993-2:2006 remplit largement les exigences de l'EN1990 :2002 avec une limite inférieure de 0,95.

### 6.3.3 Conclusions

La description des résultats numériques et la comparaison de ceux-ci avec les courbes normatives b, et c de la SIA263 :2013 et d de l'EN1993-2:2006 ont fait ressortir les points suivants :

- La courbe b montre des écarts sur la résistance atteignant 20 % avec plusieurs résultats numériques (11 sur 186) placés du côté insécuritaire ; la moyenne des écarts  $\overline{\Delta\chi_D}$  entre la norme et les simulations vaut 0,07,
- Pour la courbe c les écarts sur la résistance atteignant 25 %, la moyenne des écarts  $\overline{\Delta\chi_D}$  augmente à 0,10 et le nombre de points placés en insécurité diminue à 4 sur 186. Les cas placés en insécurité concernent principalement l'approche poutre (chapitre 4) ; aucun résultat lié à l'approche pont (chapitre 5) n'est placé en insécurité,
- La courbe d expose des écarts sur la résistance pouvant atteindre jusqu'à 38 % avec une moyenne des écarts  $\overline{\Delta\chi_D}$  située à 0,20 et un écart type de 0,10. Aucun résultat numérique lié à l'approche pont n'est placé du côté de l'insécurité.

L'évaluation statistique a permis d'estimer les intervalles de confiance des courbes de déversement en se basant sur les résultats numériques des chapitres précédents. Cette approche repose sur plusieurs hypothèses importantes dont celles d'un comportement des variables selon la loi normale et d'un modèle de régression non-linéaire simple à un seul paramètre ( $\alpha_D$ ). Les conclusions qui suivent reposent sur un total de 150 résultats numériques convergés. Un plus grand nombre de résultats permettraient de déterminer l'intervalle de confiance avec plus de précision. À l'examen des résultats, il ressort que :

- La courbe b de la SIA263 :2013 montre une limite inférieure de l'intervalle de confiance dont le niveau de confiance se situe entre 0,65 - 0,90, en d'autres mots, la probabilité qu'un résultat se situe au-dessus (du côté de la sécurité) de la courbe b est compris entre 0,65 (au minimum) à 0,90 (au maximum) ; cette courbe ne montre pas un niveau de confiance suffisamment élevé par rapport à la référence de l'EN1990 :2002 qui se base sur une valeur de 0,75,
- La courbe c de la SIA263 :2013 montre une limite inférieure de l'intervalle de confiance pour un niveau de confiance compris entre 0,77 (au minimum) et 0,97 (au maximum) qui répond aux exigences de l'EN1990 :2002,
- Finalement, la courbe d de l'EN1993-2:2006 place la limite inférieure de l'intervalle de confiance pour un niveau de confiance qui se situe entre 0,95 et 0,99 qui remplit largement les exigences de l'EN1990 :2002.

Au vu de ces résultats, il ressort que la courbe b de la SIA263 :2013 n'est pas recommandable pour les ponts puisqu'elle place plusieurs résultats numériques en zone insécuritaire et ne montre pas un niveau de confiance suffisamment élevé. À l'inverse, la courbe d de l'EN1993-2:2006 ne place aucun résultat numérique en zone d'insécurité et montre un niveau de confiance exagérément élevé par rapport aux exigences de l'EN1990 :2002. Finalement, la courbe c de la SIA263 :2013 montre d'une part, aucun résultat insécuritaire en ce qui concerne le déversement par l'approche pont, et d'autre part un niveau de confiance suffisamment élevé selon l'EN1990 :2002. Ces résultats plaident en faveur de l'utilisation de la courbe c de la SIA263 :2013 et de l'EN1993-2:2006 pour la vérification au déversement des poutres métalliques de ponts et qui est à ce titre recommandée.

## 6.4 Méthode de calcul du déversement pour les poutres de ponts

### 6.4.1 Méthode de calcul de l'élançement réduit

La détermination de l'élançement réduit  $\bar{\lambda}_D$  est une étape importante lors de la vérification au déversement d'une poutre. Suite aux résultats numériques des chapitres 4 et 5, il semble nécessaire de distinguer deux cas :

Premièrement, le cas d'une poutre de pont isolée sans présence d'entretoises et de contreventements. Dans ce cas, les résultats numériques ont montré que l'élançement réduit numérique est très bien estimé par la méthode de calcul analytique suivante :

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{crD}}} = \sqrt{\frac{f_y W_{c,eff}}{M_{cr}}} \quad (6.5)$$

Avec le moment critique de déversement  $M_{cr}$  déterminé selon la formule de (Djalaly 1974) :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{k_v k_\phi I_D^2} \left[ \sqrt{(C_2 z_a + C_3 \beta)^2 + \frac{I_\omega}{I_z} \left( \frac{GK k_\phi^2 I_D^2}{\pi^2 EI_\omega} + 1 \right)} + (C_2 z_a + C_3 \beta) \right] \quad (6.6)$$

Les hypothèses relatives à ( 2.13 ) ont déjà été énoncées au paragraphe 2.4.1 et les conditions d'appuis aux extrémités et de chargement sont réglées par les coefficients suivants :

- $C_1, C_2, C_3$  : facteur dépendant du type de chargement et des conditions d'appui, des valeurs sont disponibles dans (Djalaly 1974) et plus récemment dans (Baláz and Koleková 2000), (Mohri et al. 2000) et (Braham 2001),
- $k_v, k_\phi$  : coefficient d'encastrement aux appuis dont les valeurs se trouvent également dans les références citées précédemment,
- $z_a$  : distance entre le centre de cisaillement C et le point d'application de la charge (positive si ce dernier est situé entre le centre de cisaillement et la semelle tendue)
- $\beta$  : caractéristique sectorielle de la section ( $\beta = 0$  pour une section bisymétrique) et est défini par :

$$\beta = z_c + \frac{1}{2I_y} \int_A z(y^2 + z^2) dA \quad (6.7)$$

$z_c$  : distance entre le centre de gravité G et le centre de cisaillement C (positive si le centre de cisaillement se trouve entre le centre de gravité et la semelle comprimée).

Deuxièmement, le cas de l'élanement réduit d'une poutre de pont appuyée élastiquement par des entretoises peut se calculer avec une bonne précision en passant par la formule d'Engesser (2.15). En effectuant l'égalité (2.20), la formule d'Engesser peut également s'exprimer sous la forme d'une longueur de déversement  $l_D$  comme le propose l'art. 5.5.3.1 de la norme SIA263 :2013 :

$$l \geq l_D = \sqrt[4]{\frac{\pi^4}{4} EI_D e v} \geq e \quad (6.8)$$

$l$  : la portée du pont ou la distance entre les appuis rigides, les autres paramètres sont déjà définis au paragraphe 2.4.2.

En intégrant ( 2.21 ) dans (2.17), la contrainte critique se détermine par :

$$\sigma_{cr} = \sigma_{crD} = \frac{\pi^2 EI_D \eta}{A_D l_D^2} \quad (6.9)$$

Et l'élanement réduit se calcule en introduisant ( 6.9 ) dans ( 6.5 ).

#### 6.4.2 Détermination du facteur de réduction

Pour la vérification au déversement des ponts métalliques, la détermination du coefficient de réduction peut se faire selon la courbe c de la SIA263 :2013 avec suffisamment de sécurité. Pour rappel la formulation de la SIA263 :2013 est la suivante :

$$\chi_D = \frac{1}{\Phi_D + \sqrt{\Phi_D^2 - \bar{\lambda}_D^2}} \leq 1.0 \text{ et } \Phi_D = 0,5 \left[ 1 + \alpha_D (\bar{\lambda}_D - 0,4) + \bar{\lambda}_D^2 \right] \quad (6.10)$$

$\alpha_D$  : est le coefficient ou facteur d'imperfection qui vaut pour les profilés soudés  $\alpha_D = 0,49$  ce qui correspond à la courbe c.

Les résultats du chapitre 4, qui ont été comparés aux courbes de déversement aux Figure 6.2 et Figure 6.3, montrent que le maintien d'un plateau plastique à 0,4 par la norme SIA263 :2013 ne semble pas raisonnable dans le cas du chargement avec moment constant par l'approche poutre. Cette observation est également valable pour d'autres sections comme l'expose (Villette 2002). Cependant, l'approche pont du chapitre 5, qui considère le pont dans son environnement tridimensionnel avec un chargement variable, a montré qu'une longueur de palier plastique à 0,4 est raisonnable. Étant donné que l'approche pont se situe plus près de la réalité que l'approche poutre, un plateau à 0,4 est conservé pour la vérification au déversement des poutres métalliques de pont.

#### 6.4.3 Rappel des sécurités « cachées »

L'utilisation de la méthode analytique de vérification ci-dessus renferme des marges de sécurités « cachées » par rapport aux résultats numériques qu'il est bon de rappeler, il s'agit notamment :

- De la détermination de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_D$  par une méthode analytique qui a tendance à surestimer la valeur de l'élanement réduit calculé numériquement et qui, par conséquent,

augmente la valeur du coefficient de réduction sur la résistance jusqu'à une valeur de 23 % comme l'illustre la Figure 6.5,

- La prise en compte dans les simulations numériques d'une amplitude d'imperfection géométrique de  $L/1000$  qui est plus défavorable que les amplitudes mesurées qui sont de l'ordre de  $L/3000$  ; la Figure 4.24 chiffre ce défaut de résistance entre 8 – 12 % au maximum,
- La prise en compte des contraintes résiduelles d'oxycoupage – soudage (Figure 4.15) qui sont favorables d'environ 10 % au maximum (Figure 4.23b) sur la résistance au déversement par rapport à un schéma de contraintes résiduelles de soudage.

## 6.5 Exemple de calcul de la résistance au déversement

### 6.5.1 Présentation du cas d'étude

L'exemple de calcul se base sur le modèle présenté à la Figure 5.5 qui montre un pont métallique bi-poutre d'une portée de 50 m avec des entretoises cadres espacées tous les  $e = 10,0$  m. Pour cet exemple, la contribution du contreventement n'est pas pris en compte. Les poutres maîtresses sont des composés-soudés en acier S355 écartées d'une largeur de 6,0 m et d'une hauteur  $h_f = 2,0$  m (Figure 6.11). La géométrie en section est donnée par le Tableau 5.2 pour la section St-Pellegrino. Les entretoises cadres sont sur appuis des poutres composées-soudées et en travée des profilés laminés placés à mi-hauteur des poutres métalliques. La géométrie en section des entretoises cadres est donnée au Tableau 5.1. En travée, les raidisseurs verticaux en forme de T (Figure 5.4a) assurent la connexion entre les poutres maîtresses et les entretoises cadres. Sur appuis, les raidisseurs verticaux sont doublés de part et d'autre de l'âme des poutres maîtresses (Figure 5.4b).

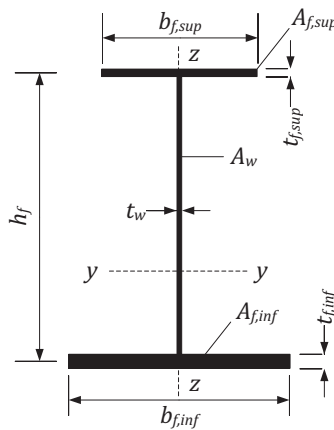


Figure 6.11 Notations pour la poutre maitresse (échelle verticale déformée).

L'objectif est de déterminer le moment résistant au déversement dans la section la plus sollicitée lors du bétonnage, soit dans le cas d'un pont avec un système statique simple, à mi-travée. Lors du bétonnage, la semelle supérieure n'est pas encore tenue par la dalle latéralement et est susceptible de déverser. La méthode de calcul pour la résistance est élastique car le pont doit se comporter élastiquement durant les phases de montage. La transmission des charges horizontales est assurée par le contreventement en croix qui relie les entretoises cadres au niveau de l'aile inférieure (Figure 5.5).

### 6.5.2 Vérification de la conception de la section

Avant de déterminer la résistance ultime au déversement, il est nécessaire d'effectuer quelques vérifications de la section liées à d'autres phénomènes d'instabilité qui concernent la semelle comprimée et qui pourraient intervenir avant que la poutre atteigne le moment de résistance élastique. Il s'agit donc de vérifier la stabilité de l'âme et la participation complète de la semelle comprimée à la résistance selon les critères suivants :

- Flambement vertical de la semelle comprimée dans l'âme, SIA263 :2013 art. 5.6.3 :

$$\frac{h_f}{t_w} = \frac{2000}{14} = 143 \leq 0,4 \cdot \frac{E}{f_y} = 0,4 \cdot \frac{210\,000}{355} = 240 \quad \text{OK}$$

l'âme montre une résistance suffisante pour prévenir le flambage vertical de la semelle comprimée,

- Flambage par rotation de la semelle comprimée, SIA263 :2013 art. 5.6.1.1 :

$$\frac{b_{f,\text{sup}}}{2t_{f,\text{sup}}} = \frac{450}{2 \cdot 20} = 11,25 \leq 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \cdot \sqrt{\frac{210\,000}{355}} = 14 \quad \text{OK}$$

la semelle supérieure participe pleinement à la résistance.

### 6.5.3 Calcul de l'élançement réduit

La vérification au déversement d'une poutre métallique de pont nécessite tout d'abord de déterminer l'élançement réduit ( 6.5 ). Pour y parvenir, les démarches de calculs suivantes sont nécessaires :

- La détermination de la position du centre de gravité  $z_G$  de la section complète par rapport au milieu de la semelle inférieure ; en complément, le calcul de l'inertie de la section complète  $I_y$  est donné par la méthode du Tableau 6.1 :

Tableau 6.1 Calcul du moment d'inertie de la section complète et de la position du centre de gravité.

	$z_i$ [mm]	$A_i$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_i z_i$ [mm <sup>3</sup> ]	$\Delta z_i = z_i - z_G$ [mm]	$I_{yi} = A_i \Delta z_i^2$ [mm <sup>4</sup> ]	$I_{y0i}$ [mm <sup>4</sup> ]
Semelle sup.	2000	9000	$1,80 \cdot 10^7$	1270	$1,45 \cdot 10^{10}$	$3,00 \cdot 10^5$
Âme	1005	27 580	$2,77 \cdot 10^7$	275	$2,09 \cdot 10^9$	$8,92 \cdot 10^9$
Semelle inf.	0	26 000	0	-730	$1,39 \cdot 10^{10}$	$3,47 \cdot 10^6$
Total $\Sigma_i$	-	$A_a = 62\,580$	$4,57 \cdot 10^7$	-	$3,04 \cdot 10^{10}$	$8,92 \cdot 10^9$
Centre de gravité :	$z_G = \frac{\sum_i A_i z_i}{\sum_i A_i} = 730 \text{ mm}$			Inertie :	$I_y = \sum_i I_{yi} + \sum_i I_{y0i} = 3,93 \cdot 10^{10}$	

- La hauteur comprimée vaut :

$$h_c = h_f - z_G = 2000 - 730 = 1270 \text{ mm}$$

- Le rapport des contraintes extrêmes :

$$\psi = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} = -z_G / h_c = 730 / 1270 = -0.575$$

- La hauteur efficace se détermine avec le coefficient de voilement  $k$  donné par (4.9) :

$$k = \frac{16}{1 - 0,575 + \sqrt{(1 - 0,575)^2 + 0,112(1 + 0,575)^2}} = 14,5$$

- Et  $h_{c,eff}$  vaut avec (4.8) :

$$h_{c,eff} = 0,86 \cdot \frac{1270}{2000} \sqrt{14,53 \frac{210\,000}{355} \cdot 14} = 708 < h_c = 1270 \text{ mm}$$

La connaissance de la hauteur efficace permet de déterminer la géométrie de la section réduite efficace (Figure 4.20b) et en particulier la partie comprimée de la semelle et de l'âme pour le calcul de l'élanement réduit.

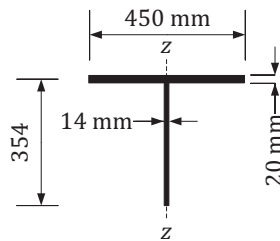


Figure 6.12 Membrane comprimée pour le calcul du déversement.

- Calcul de l'aire  $A_D$  et l'inertie  $I_D$  de la membrane comprimée :

$$A_D = b_{f,sup} \cdot t_{f,sup} + \frac{h_{c,eff}}{2} \cdot t_w = 450 \cdot 20 + \frac{708}{2} \cdot 14 = 13\,956 \text{ mm}^2$$

$$I_D = \frac{t_{f,sup} \cdot b_{f,sup}^3}{12} + \frac{h_{c,eff} \cdot t_w^3}{2 \cdot 12} = \frac{20 \cdot 450^3}{12} + \frac{354 \cdot 14^3}{2 \cdot 12} = 1,52 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

- Le calcul de longueur de déversement  $l_D$  se fait en tenant compte de la rigidité des entretoises cadres dans leur plan. La Figure 6.13 expose la modélisation du cadre en structures poutres pour le calcul de la déformée effectué avec (STATIK-6 2013). Le cadre est formé d'une traverse (Figure 6.13b) et de deux montants (Figure 6.13c). Deux cas de chargement avec des forces ponctuelles de  $H = 10 \text{ kN}$  sont considérés en fonction que le déversement des poutres composées-soudées est symétrique ou non. Dans le cas asymétrique le déplacement latéral maximum calculé est de  $v_{asym} = 0,41 \text{ mm}$  (Figure 6.13a), et dans le cas symétrique  $v_{sym} = 0,16 \text{ mm}$  (Figure 6.13d).

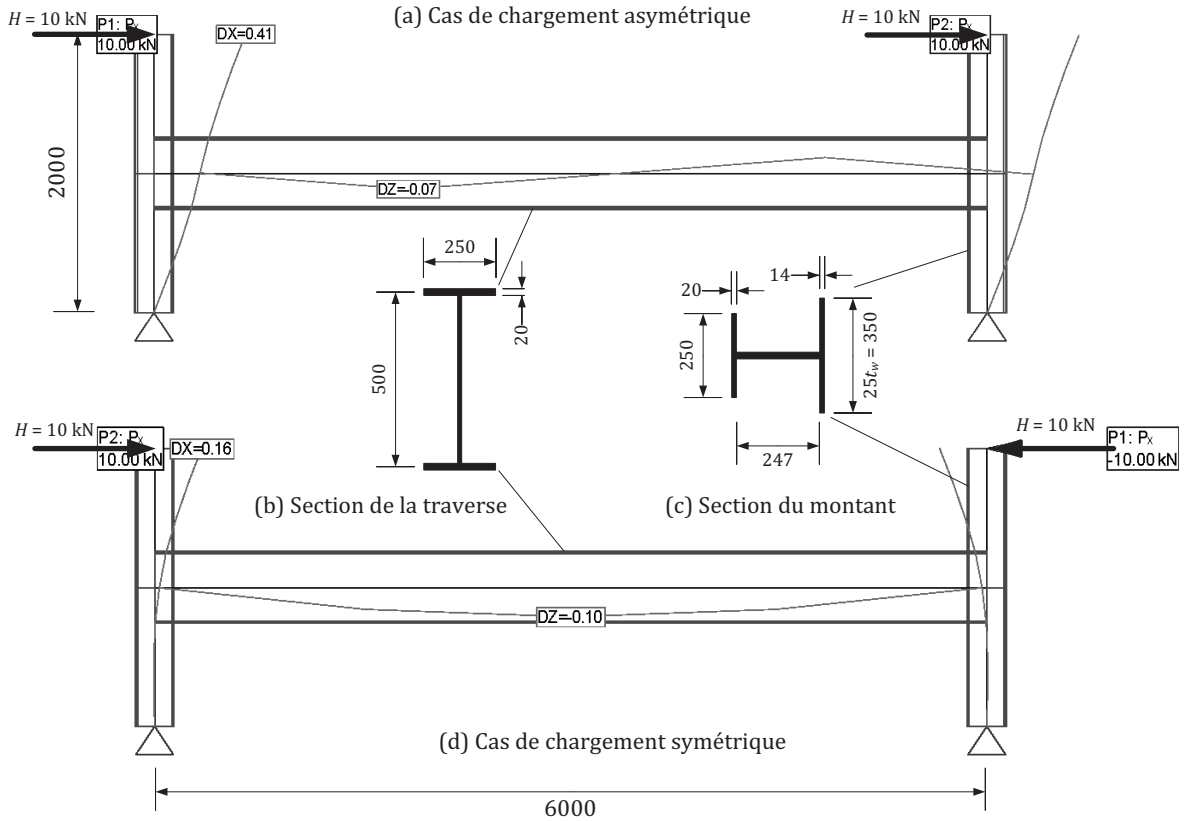


Figure 6.13 Modèle statique et déformée de l'entretoise cadre (dimension en mm).

Le déplacement maximal pour une charge unitaire vaut donc :

$$v = \frac{v_{asym}}{H} = \frac{0,41}{10\,000} = 4,1 \cdot 10^{-5} \text{ mm/N}$$

Avec ( 2.21 ) et pour un écartement d'entretoises de  $e = 10 \text{ m}$ , la longueur de déversement vaut :

$$l_D = \sqrt[4]{\frac{\pi^4}{4} EI_D e v} = \sqrt[4]{\frac{\pi^4}{4} 210\,000 \cdot 1,52 \cdot 10^8 \cdot 10\,000 \cdot 4,10 \cdot 10^{-5}} = 4225 \text{ mm} < 10\,000 \text{ mm}$$

Comme  $l_D < e$ , il vient selon ( 2.21 ) que  $l_D = e = 10\,000 \text{ mm}$ .

- Le calcul de la contrainte critique de déversement  $\sigma_{crD}$  est effectué avec ( 6.9 ) en considérant que le moment à mi-travée est quasi constant,  $\eta = 1,0$  et il vient :

$$\sigma_{cr} = \sigma_{crD} = \frac{\pi^2 EI_D \eta}{A_D l_D^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210\,000 \cdot 1,52 \cdot 10^8 \cdot 1,0}{13\,956 \cdot 10\,000^2} = 226 \text{ MPa}$$

- L'élancement réduit vaut avec ( 6.5 ) :



$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{crD}}} = \sqrt{\frac{355}{226}} = 1,254$$

A titre de comparaison, l'élancement réduit calculé de façon numérique pour le même cas avec FinelG (Figure 6.4a) vaut  $\bar{\lambda}_D = 0,92$ .

#### 6.5.4 Calcul du facteur de réduction

En vue de comparer les normes SIA263 :2013 et EN1993-2:2006 sur le calcul du facteur de réduction, les approches selon les deux normes sont considérées dans la suite.

- Calcul selon la norme SIA263 :2013 :

La détermination du facteur de réduction se fait sur la base du chiffre 4.5.2. Pour les profilés soudés, le coefficient d'imperfection vaut  $\alpha_D = 0,49$  qui correspond à la courbe c et il vient avec (2.9) :

$$\Phi_D = 0,5 \left( 1 + \alpha_D (\bar{\lambda}_D - 0,4) + \bar{\lambda}_D^2 \right) = 0,5 \left( 1 + 0,49 \cdot (1,254 - 0,4) + 1,254^2 \right) = 1,496$$

$$\chi_D = \frac{1}{\Phi_D + \sqrt{\Phi_D^2 - \bar{\lambda}_D^2}} = \frac{1}{1,496 + \sqrt{1,496^2 - 1,254^2}} = 0,433 \leq 1,0$$

- Calcul selon la norme EN1993-2:2006 :

Le calcul de l'élancement réduit est effectué selon la méthode simplifiée de l'art. 6.3.4.2 qui est similaire à la méthode présentée précédemment au chiffre 6.5.3. Pour le calcul du facteur de réduction, la norme renvoie par son art. 6.3.2.2 au cas général énoncé dans de l'EN1993-1-1 :2005. Le facteur d'imperfection  $\alpha_{LT}$  est fonction du rapport  $h/b$  qui vaut pour la poutre St-Pellegrino  $h_f/b_{f,sup} = 2000/450 = 4,44$  amenant à l'usage de la courbe d pour une section en I soudée, avec  $\alpha_{LT} = 0,76$  :

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left( 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right) = 0,5 \left( 1 + 0,76 \cdot (1,254 - 0,2) + 1,254^2 \right) = 1,687$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,687 + \sqrt{1,687^2 - 1,254^2}} = 0,355 \leq 1,0$$

La différence de valeur sur le facteur de réduction entre les deux normes vaut 0,078 soit 7,8 % pour un élancement réduit de  $\bar{\lambda}_D = 1,254$ . Pour la géométrie de l'exemple traité ici, les simulations numériques FinelG (Figure 6.5) fournissent un facteur de réduction de  $\chi_{FinelG} = 0,743$ , soit une différence de 31,0 % avec la SIA 263 :2013 et de 38,8 % avec EN1993-2:2006. À l'observation de ces résultats, il apparaît que la marge de sécurité, pour ce cas, reste encore conséquente.

### 6.5.5 Calcul du moment résistant au déversement

Le calcul du moment résistant au déversement  $M_D$  à partir de la contrainte de déversement  $\sigma_D$ , ou inversement, nécessite de connaître le module de section élastique de la section efficace relative à la semelle comprimée  $W_{eff,c}$  donné par (4.6). Il faut donc calculer successivement :

- La distance  $e$  entre l'axe neutre de la section non réduite et l'axe neutre de la section réduite qui se détermine avec (4.7) et vaut :

$$e = \frac{1270}{2} \cdot \frac{14(1270 - 708)}{62\,580 - 14(1270 - 708)} = 91,3 \text{ mm}$$

- Le moment d'inertie efficace est calculé selon (4.10) et avec les valeurs calculées au Tableau 6.1 et suivantes :

$$I_{eff} = 3,93 \cdot 10^{10} - \frac{1270^2}{4} \cdot \frac{62\,580 \cdot 14(1270 - 708)}{62\,580 - 14(1270 - 708)} - 14 \frac{(1270 - 708)^3}{12} = 3,55 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

- Le module de section élastique (4.6) :

$$W_{eff,c} = \frac{3,55 \cdot 10^{10}}{1270 + 91,3} = 2,61 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

- Le moment résistant au déversement selon la SIA263 :2013 vaut donc :

$$M_D = \sigma_D W_{c,eff} = \chi_D f_y W_{c,eff} = 0,433 \cdot 355 \cdot 2,61 \cdot 10^7 = 4009 \text{ kNm}$$

- Et le moment résistant au déversement  $M_b$  selon l'EN1993-2:2006 vaut donc :

$$M_b = \chi_{LT} f_y W_{c,eff} = 0,355 \cdot 355 \cdot 2,61 \cdot 10^7 = 3289 \text{ kNm}$$

Puis la vérification de la sécurité structurale s'effectue en comparant la valeur de calcul du moment de flexion  $M_{Ed}$  avec la valeur de calcul du moment résistant en flexion  $M_{Rd}$  en faisant intervenir le facteur de résistance :

- Selon la SIA263 :2013 il vient :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = \frac{M_D}{\gamma_{M1}} = \frac{4009}{1,05} = 3818 \text{ kNm}$$

- Pour l'EN1993-2:2006 la vérification est :

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \frac{M_b}{\gamma_{M1}} = \frac{3289}{1,1} = 2990 \text{ kNm}$$

Finalement, la différence sur la valeur de calcul du moment résistant en flexion entre les deux normes vaut 22 %.

## 6.6 Synthèse et conclusions

Dans ce chapitre, les résultats numériques obtenus aux chapitres 4, par l'approche poutre, et 5, par l'approche pont, sont comparés aux méthodes analytiques de calculs présentées au chapitre 2. Les comparaisons portent aussi bien sur le calcul de l'élancement réduit que sur le calcul du coefficient de réduction.

Les conclusions de la comparaison numérique et analytique avec l'approche poutre du chapitre 4 sont les suivantes :

- La formulation analytique du calcul de l'élancement réduit selon la SIA263 :2013 – art. 5.6.2.3 surestime (jusqu'à 30 %, Figure 6.1a) les valeurs calculées numériquement et place ainsi du côté de la sécurité,
- La formulation analytique à trois facteurs (2.13) de (Djalaly 1974) est capable d'estimer avec une excellente précision l'élancement réduit numérique dans le cas de l'approche poutre (Figure 6.1),
- Les courbes c de la SIA263 :2013 et d de l'EN1993-2 :2006 restent bien inférieures, dans le domaine d'élancement réduit des ponts ( $0,5 \leq \bar{\lambda}_D \leq 1,5$ ), aux résultats numériques ; l'écart de résistance atteint un maximum de 13 % pour un élancement réduit de  $\bar{\lambda}_D = 1,0$  (Figure 6.2 et Figure 6.3)

Les conclusions de la comparaison numérique et analytique avec l'approche pont du chapitre 5 sont les suivantes :

- Le calcul de  $\bar{\lambda}_D$  selon la SIA263 :2013 –art. 5.6.2.3 et l'art.5.5.3.1 pour tenir compte de la rigidité des entretoises fournit des bons résultats (Figure 6.4b) ; ces résultats surestiment parfois l'élancement réduit calculé numériquement (Figure 6.4a) et placent du côté de la sécurité,
- Pour la résistance, les courbes c de la SIA263 :2013 et d de l'EN1993-2 :2006 restent bien sécuritaires et inférieures à l'ensemble des résultats numériques par l'approche pont ; la courbe c de la SIA263 :2013 montre des écarts sur le coefficient de réduction  $\chi_D$  pouvant atteindre un maximum de 31 % pour un écartement d'entretoise de  $e = 10$  m (Figure 6.5),
- Finalement, la conséquence d'une surestimation du calcul de l'élancement réduit par une méthode analytique contribue à placer en sécurité ; en combinant cet effet à la marge de sécurité des courbes de déversement par rapport aux résultats numériques, la procédure peut parfois doubler l'effet sécuritaire.

L'évaluation des intervalles de confiance des courbes de déversement b et c de la SIA263 :2013, et de la courbe d de l'EN1993-2 :2006 sur la base de 150 résultats numériques montre que :

- La courbe b de la SIA263 :2013 n'est pas recommandable pour les ponts puisqu'elle place plusieurs résultats numériques en zone insécuritaire et ne montre pas un niveau de confiance (0,65 – 0,90) suffisamment élevé par rapport à la référence de l'EN1990 :2002 qui se base sur une valeur de 0,75,

- La courbe d de l'EN1993-2:2006 ne place aucun résultat numérique en zone d'insécurité et montre un niveau de confiance exagérément élevé (0,95-0,99) par rapport aux exigences de l'EN1990 :2002,
- La courbe c de la SIA263 :2013 ne montre aucun résultat numérique en zone d'insécurité en ce qui concerne le déversement par l'approche pont et se situe à un niveau de confiance raisonnable (0,77 – 0,97) et suffisamment élevé selon l'EN1990 :2002 ; la vérification au déversement des poutres métalliques de ponts selon la courbe c pour la norme SIA263 :2013 et de la courbe c de l'EN1993-2 :2006 est donc recommandable.

La proposition d'une méthode analytique de calcul au déversement pour les poutres métalliques de pont se synthétise par les points suivants :

- La détermination de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_D$  dans le cas d'une poutre métallique de pont isolée sans présence d'entretoises et de contreventements par la formule de (Djalaly 1974),
- La détermination de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_D$  dans le cas de d'une poutre de pont appuyée élastiquement par des entretoises par la formule d'Engesser ou de la longueur de déversement équivalente,
- La détermination du facteur de réduction  $\chi_D$  peut se faire selon la courbe c de la SIA263 :2013 ou de l'EN1993-2 :2006 avec suffisamment de sécurité,

Le maintien d'un plateau plastique  $\bar{\lambda}_D = 0,4$  est raisonnable dans le cas d'une poutre métallique bénéficiant de l'effet tridimensionnel des entretoises et du contreventement (approche pont du chapitre 5), mais n'est pas recommandable dans le cas d'une poutre simple avec un chargement de moment constant (approche poutre du chapitre 4).



# Chapitre 7. Conclusion

## 7.1 Synthèses et principales conclusions

Cette section répond de façon synthétique aux cinq objectifs établis initialement (section 1.2) :

**1. Définir un modèle de contraintes résiduelles adapté aux poutres métalliques de ponts tenant compte des étapes de fabrication que sont l'oxycoupage et le soudage.**

Les étapes de fabrication des poutres composées-soudées en I des ponts métalliques se composent de l'oxycoupage puis du soudage de tôles en acier laminées de grande épaisseur pour les semelles notamment. Chacune de ces opérations introduit des contraintes résiduelles qui ont été, dans le cadre de cette étude, mesurées expérimentalement par sectionnement. Cette méthode de mesure destructive est éprouvée et fournit des résultats suffisamment précis à condition de suivre une procédure de mesure rigoureuse.

Au *chapitre 3*, les mesures expérimentales des contraintes résiduelles ont été effectuées sur des tôles en acier S355N de forte épaisseur (60 mm). Au total, six échantillons oxycoupés, puis trois échantillons oxycoupés et soudés à une partie d'âme de 20 mm d'épaisseur en acier S355J2 ont été mesurés.

Les résultats des mesures sur les spécimens oxycoupés montrent une distribution de contraintes résiduelles moyennes en section caractérisée par un pic de traction au bord oxycoupé d'environ 250 MPa, suivi d'une zone comprimée atteignant environ -30 MPa et des valeurs quasi nulles au centre. Pour les spécimens oxycoupés et soudés, les effets du soudage sur la distribution des contraintes sont de diminuer les contraintes de tractions aux bords oxycoupés à une valeur moyenne d'environ 215 MPa, d'agrandir et uniformiser les zones comprimées à des contraintes d'environ -35 MPa, et d'introduire des contraintes de traction au droit de la zone soudées au centre atteignant 70 MPa.

Le modèle expérimental des contraintes résiduelles proposé se décline sous la forme d'une succession de blocs rectangulaires équilibrés et symétriques par rapport au centre de chacune des tôles. Le modèle dépend de la largeur de la semelle ( $b_f$ ), respectivement la hauteur de l'âme ( $h_w$ ), et prend comme nuance d'acier de référence  $f_y = 355$  MPa (Figure 7.1).

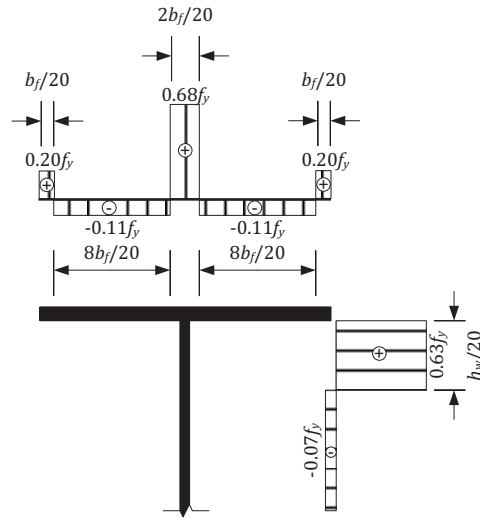


Figure 7.1 Modèle de contraintes résiduelles proposé.

Pour les tôles oxycoupées au bord et soudées au centre, le bloc du bord oxycoupé est modélisé par une largeur tendue valant  $b_f/20$  pour une contrainte de  $0,20f_y$ . Le bloc successif comprimé mesure  $8b_f/20$  avec une contrainte de  $-0,11f_y$ . La zone tendue au centre marque l'axe de symétrie et se caractérise par une largeur de  $2b_f/20$  pour une contrainte de  $0,68f_y$ . Pour l'âme, les blocs des bords oxycoupés et soudés sont modélisés par une largeur tendue valant  $h_w/20$  pour une contrainte de  $0,63f_y$ , de façon à équilibrer la contrainte de compression qui vaut  $-0,11f_y$  dans la partie restante. Ce modèle, dont les données numériques sont fonction de  $f_y$ , est uniquement valable pour un acier S355 ; pour d'autres nuances, les valeurs correspondantes au produit peuvent être utilisées.

Le modèle proposé (Figure 7.1) est basé sur une tôle d'épaisseur 60 mm mais s'applique à d'autres épaisseurs plus faibles ou plus grandes comme l'ont montré les résultats de simulations numériques des contraintes résiduelles du chapitre 3.

## 2. Améliorer la connaissance des imperfections géométriques en terme de forme et d'amplitude pour les poutres composées-soudées de ponts.

La fabrication des poutres composées-soudées et, par extension, des ponts métalliques, se doit de respecter des tolérances géométriques de fabrication prescrites dans les normes. Par imperfections géométriques il est entendu, dans le cadre de cette étude sur le déversement, des défauts de rectitude et de courbure des poutres. Par expérience des constructeurs métalliques, ces tolérances sont en général suffisamment grandes pour ne pas poser de problème particulier lors de la fabrication. Par conséquent, la question légitime consiste à évaluer l'écart existant entre les imperfections géométriques réelles des poutres fabriquées et les tolérances de fabrication des normes de construction métallique.

Au chapitre 4, les études expérimentales ont porté sur deux géométries de poutres droites composées-soudées. La méthode de mesure 3D par Laser Tracker a été retenue pour ses avantages de flexibilité et de précision dans un environnement industriel que représente un atelier de construction métallique.

Les résultats montrent, d'un point de vue pratique, que les tolérances géométriques de fabrication sont largement respectées en ce qui concerne les rectitudes horizontales et l'écart par rapport à la courbure théorique de la contreflèche. Selon la norme EN 1090-2 :2008, les tolérances géométriques concernant l'écart de rectitude horizontal ou vertical ne doit pas dépasser la valeur limite  $\Delta = L/750$ , avec  $L$  la longueur de l'élément considéré. La norme SIA 263/1:2013 prévoit des écarts légèrement plus sévères avec  $\Delta = L/1000$ . Les mesures, dans cette étude, révèlent des écarts de l'ordre de  $\Delta \approx L/3000$  à  $L/2000$ , soit deux à trois fois plus faibles que les tolérances de fabrication.

Ces résultats de mesures apportent également une réponse au niveau scientifique lorsqu'il s'agit d'évaluer la charge de ruine de ce type de poutre. Le calcul non-linéaire nécessite une connaissance aussi précise que possible de la géométrie initiale et par conséquent des imperfections géométriques. Dans ce cadre, la norme EN 1993-1-5:2006 recommande dans son Annexe C de prendre comme imperfection géométrique, à défaut de mieux, la forme du mode critique de déversement avec une valeur d'amplitude valant 80 % des tolérances de fabrication. Par conséquent, en comparant les valeurs d'amplitudes mesurées dans cette étude ( $\Delta \approx L/3000$  à  $L/2000$ ) et celles recommandées pour le calcul non-linéaire de la charge de ruine qui se basent sur le 80 % des tolérances géométriques ( $\Delta = 0,8L/750 \approx L/1000$ ), il en résulte que la recommandation demeure conservatrice puisque les amplitudes mesurées sont deux à trois fois plus petites que celles recommandées.

### 3. Déterminer l'influence des contraintes résiduelles, des imperfections géométriques et de la forme de la section sur la résistance au déversement d'une poutre métallique.

Le *chapitre 4* répond à cet objectif par des méthodes numériques de simulation du déversement d'une poutre métallique de ponts. Le système statique considéré est la poutre simple avec des appuis à fourche et un chargement de moment constant. La charge critique de déversement est calculée par une analyse de bifurcation élastique linéaire (LBA), alors que la charge de ruine est calculée par une analyse non linéaire géométriquement et matériellement en incluant des imperfections (GMNIA). Ce dernier modèle permet l'introduction des contraintes résiduelles et des imperfections géométriques.

Les résultats montrent que l'influence sur la résistance au déversement, par rapport à  $\chi_D = 1$ , peut atteindre :

- 10 % d'augmentation de résistance pour l'usage d'un modèle de *contraintes résiduelles* de type *oxycoupage-soudage* (Figure 7.1) par rapport à un modèle de type *soudage*,
- 12 % d'augmentation de résistance lorsque l'on passe d'une amplitude de  $L/1000$  à  $L/3000$  pour les *imperfections géométriques*,
- 3 à 5 % de variation de résistance pour les *géométries des sections* considérées.

L'étude numérique du *chapitre 4* permet de conclure que ce sont l'amplitude des imperfections géométriques et le type de contraintes résiduelles qui sont les paramètres qui influent le plus sur la résistance au déversement d'une poutre métallique de pont. De plus, l'utilisation d'une amplitude des imperfections géométriques de  $L/1000$  est raisonnable et place du côté sécuritaire. L'utilisation d'un schéma de contraintes résiduelles de type *oxycoupage-soudage*, comme proposé au *chapitre 3*, correspond mieux à la réalité de fabrication des poutres de ponts, et est



favorable du point de vue de la résistance au déversement puisqu'il permet un gain de résistance qui peut se monter jusqu'à environ 10 % en comparaison d'un schéma de contraintes résiduelles de soudage uniquement.

#### 4. Déterminer l'influence des entretoises sur la résistance au déversement d'un pont métallique.

Le *chapitre 5* répond à cet objectif par des méthodes numériques de simulation du déversement d'un pont métallique. Les modèles numériques éléments finis tiennent compte de l'effet tridimensionnel qui existe entre les poutres maîtresses, les entretoises, les raidisseurs et le contreventement. Trois types d'entretoises sont considérés : cadre, treillis et diaphragme pour différents écartement d'entretoise 7 – 8 – 10 m.

Les résultats montrent que pour les géométries de ponts étudiées, le déversement a lieu entre deux entretoises pour la semelle supérieure à mi-travée. De façon chiffrée et par rapport à la référence  $\chi_D = 1$ , l'influence peut atteindre :

- 3 % d'augmentation de résistance au déversement pour la présence d'un contreventement provisoire,
- 13 % d'augmentation de résistance au déversement en passant d'un écartement d'entretoise treillis de 10 m à 7 m, et 17 % d'augmentation pour l'entretoise cadre pour les mêmes écartements,
- 14 % d'augmentation de résistance au déversement en passant d'une entretoise cadre à une entretoise treillis pour un même écartement de 10 m, et de 27 % d'augmentation de résistance en passant d'une entretoise cadre à un diaphragme pour le même écartement.

Ces pourcentages représente des maximums car ils varient selon  $\bar{\lambda}_D$  et il est difficile de donner des valeurs absolues.

En conclusion, les résultats montrent que, en plus de l'écartement des entretoises, le type d'entretoise joue un rôle majeur sur la résistance au déversement des ponts métalliques.

#### 5. Proposer une méthode de vérification au déversement adaptée pour les poutres métalliques de ponts

Le *chapitre 6* répond à cet objectif en effectuant, tout d'abord, une comparaison des résultats numériques obtenus aux chapitres 3, 4 et 5 avec les approches analytiques selon les normes, puis, en évaluant le niveau de confiance des courbes de déversements. La proposition d'une méthode de vérification au déversement adaptée pour les poutres métalliques de pont se résume par les points suivants :

- La détermination de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_D$  dans le cas d'une poutre métallique de pont isolée sans présence d'entretoises et de contreventements est possible, avec une très bonne précision, selon la formule à trois facteurs (Djalaly 1974),

- La détermination de l'élançement réduit  $\bar{\lambda}_D$  dans le cas d'une poutre de pont appuyée élastiquement par des entretoises peut s'effectuer selon la formule d'Engesser ou selon la longueur de déversement équivalente de façon sécuritaire et avec une bonne précision,
- La détermination du facteur de réduction  $\chi_D$  peut se faire selon la courbe c de la SIA263 :2013 et de l'EN1993-2 :2006 avec suffisamment de sécurité,

Par ailleurs, l'ensemble des résultats a montré que le maintien d'un plateau plastique  $\bar{\lambda}_D = 0,4$  (selon la SIA263 :2013) est raisonnable dans le cas d'une poutre métallique de pont bénéficiant de l'effet tridimensionnel des entretoises et du contreventement (approche pont du chapitre 5), mais n'est pas recommandable dans le cas d'une poutre simple avec un chargement de moment constant (approche poutre du chapitre 4).

### 7.2 Contributions majeures

Les contributions majeures de cette thèse sont :

- La proposition d'un schéma de contraintes résiduelles qui tienne compte des procédés d'oxycoupage et de soudage utilisés pour la fabrication des poutres métalliques de ponts,
- La mise au point d'un modèle numérique tridimensionnel capable de simuler le procédé d'oxycoupage en terme de flux de chaleur dans une tôle en acier à l'état stationnaire,
- La quantification de l'écart existant entre les tolérances géométriques de fabrication et les imperfections géométriques (rectitude et courbure) des poutres métalliques de ponts,
- La quantification de l'effet des contraintes résiduelles et des imperfections géométriques sur la résistance au déversement des poutres métalliques de ponts,
- La quantification de l'effet des entretoises sur la résistance au déversement d'un pont métallique,
- La validation numérique de la courbe de déversement c de la SIA263 :2013 et de l'EN1993-2 :2006 pour la vérification au déversement des poutres métalliques de ponts.

### 7.3 Recherches futures

Les recherches menées dans le cadre de cette thèse ont dégagé un certain nombre de sujets pour lesquels des investigations seraient prometteuses au vu des intérêts de la communauté scientifique et technique. Ces thèmes sont les suivants :

- **Étude des contraintes résiduelles sur des tôles de très fortes épaisseurs et pour d'autres limites d'élasticité  $f_y$**

Les études expérimentales sur les contraintes résiduelles menées dans cette recherche se sont basées sur des tôles en acier S355N d'une épaisseur maximale de 60 mm. En pratique, les semelles des poutres de ponts peuvent atteindre des épaisseurs allant jusqu'à 100 mm voire 120 mm. Pour ces épaisseurs, il serait intéressant d'investiguer et de calculer les résultats numériques, pour les mêmes procédés de fabrication d'oxycoupage et soudage, pour savoir com-

ment les contraintes résiduelles se distribuent en largeur et en épaisseur. Selon les résultats numériques préliminaires présentés au chapitre 3, il semble que l'épaisseur n'ait pas une grande influence sur la contrainte moyenne de traction au bord oxycoupé. Cette observation serait à confirmer voire infirmer par des mesures expérimentales sur des tôles de très fortes épaisseurs.

En ce qui concerne les études numériques, les recherches menées ont montré que le modèle thermomécanique d'oxycoupage demande des développements supplémentaires pour mieux tenir compte des réactions métallurgiques qui se créent dans le matériau lors du procédé. Ce modèle thermique-mécanique-métallurgique devrait intégrer les changements de structure de l'acier liés aux températures et à la vitesse de refroidissement et pourrait être validé avec les mesures expérimentales présentées au chapitre 3.

Jusqu'à présent, les simulations numériques ont été effectuées en tenant compte de l'oxycoupage uniquement pour la détermination des contraintes résiduelles. En vue de simuler l'état des contraintes résiduelles finales, il serait très intéressant de développer un modèle qui combine l'oxycoupage de la semelle et le soudage de l'âme avec la semelle. Le modèle thermique - mécanique - métallurgique pourrait être validé avec les mesures expérimentales de température, de contraintes résiduelles et de zones affectées thermiquement présentées au chapitre 3. Un tel modèle permettrait de prédire, en plus de l'état final des contraintes résiduelles, les déformations que pourrait subir une tôle oxycoupée puis soudée. Ce type d'information serait très utile dans les domaines de l'industrie qui utilisent les tôles en acier épaisses tels que la construction navale, les structures Offshore, la construction mécanique et hydraulique, la chaudronnerie et bien entendu la construction métallique.

Les mesures expérimentales des contraintes résiduelles se sont basées sur un acier S355 ( $f_y = 355$  MPa). Même si la revue de la littérature s'accorde à dire que la limite d'élasticité n'a pas une grande influence sur la distribution des contraintes résiduelles, il serait intéressant d'investiguer l'état des contraintes résiduelles pour des tôles oxycoupées et soudées pour des nuances d'acier utilisées dans les ponts tels que S460 voire S690.

- **Études numériques du déversement sur des géométries de ponts métalliques**

Dans cette recherche, les simulations numériques de déversement ont traité les cas de la poutre métallique de ponts isolée sous chargement de moment constant, et d'un pont bipoutre sur une et deux travées continues avec une charge répartie sur la semelle supérieure. Pour ces modèles, deux géométries de section de pont ont été considérées. En outre, ces résultats ont été complétés par une étude similaire d'un pont bipoutre au lancement (Torriani 2014). Ces résultats forment une base de données qu'il serait intéressant de compléter par des études qui traiteraient d'autres cas de déversement tels que celui de la semelle inférieure sur appuis intermédiaires, ou celui du déversement des ponts courbes. Par ailleurs, le choix d'autres géométries de section réelles de pont, en faisant varier les dimensions des semelles et la hauteur de la poutre, constituerait également une validation complémentaire intéressante.

- **Campagne d'essais expérimentaux de déversement sur des géométries de ponts**

Les essais expérimentaux de déversement sur les géométries de poutres métalliques de ponts sont très rares à travers le monde scientifique contrairement aux essais de déversement sur les géométries de poutres métalliques du bâtiment. Ce manque pourrait être comblé par une

campagne d'essais expérimentaux qui permettrait de valider les modèles numériques utilisés et de connaître la marge qu'il existe entre les essais et les simulations numériques. Cette campagne pourrait se dérouler en deux volets, une série d'essais sur des poutres métalliques de ponts isolées, et une série d'essais de ponts bipoutre entretoisés.

- **Études analytiques sur le déversement**

En l'état actuel, la vérification analytique au déversement requiert le calcul du coefficient d'élanement au déversement  $\bar{\lambda}_D$  et du facteur de réduction  $\chi_D$ . Il a été vu au chapitre 6 que la détermination de  $\bar{\lambda}_D$  pour les ponts entretoisés par la formule d'Engesser montre dans certains cas une très bonne correspondance avec les résultats numériques, et dans d'autres cas des différences appréciables de l'ordre de 20 à 30 %, du côté sécuritaire, pour la même longueur de déversement. Une formulation plus précise, mais sécuritaire, de l'élanement réduit permettrait de placer la vérification de façon plus exacte sur l'axe horizontal des courbes de déversement. Par conséquent, la détermination du facteur de réduction en serait grandement améliorée.



## Références

- Acevedo, C. (2011). "Influence of residual stresses on fatigue response of welded tubular K-joints." *École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne.*
- Adedayo, A. V. (2011). "Kinetics of oxyfuel gas cutting of steels." *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, 33(2), 183–188.
- AISC. (2005). "Steel Construction Manual." *American Institute of Steel Construction.*
- Alpsten, G. (1968). *Thermal residual stresses in hot-rolled steel members.* Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University.
- Alpsten, G. (1972). Prediction of Thermal Residual Stresses in Hot-rolled Plates and Shapes of Structural Steel: Prediction of Residual Stresses in Medium-size to Heavy Welded Steel Shapes. Stålbbyggnadsinstitutet (SBI).
- Alpsten, G. (1973). Variations in mechanical and cross-sectional properties of steel.
- Alpsten, G., and Tall, L. (1970). "Residual stresses in heavy welded shapes." *Welding Research Supplement.*
- Aschendorff, K., Bernard, A., Boeraeve, P., and Plumier, A. (1983). "Le flambement de profilés européens de forte épaisseur." *Construction Métallique*, (3).
- Baláz, I., and Koleková, Y. (2000). "Critical moments of beams and girders—Clark–Mrázik formula." *Proceedings of the 19th Czech and Slovak national conference on steel structures and bridges*, 87–94.
- Beedle, L. S., and Tall, L. (1960). "Basic Column Strength." *Journal of the Structural Division*, 86(7), 139.
- Beer, H., and Schulz, G. (1970). "Bases théoriques des courbes européennes de flambement." *Construction Métallique*, (3), 37–57.
- Bernard, E. S., Coleman, R., and Bridge, R. Q. (1999). "Measurement and assessment of geometric imperfections in thin-walled panels." *Thin-walled structures*, 33(2), 103–126.
- Bijlaard, F., Feldmann, M., Naumes, J., and Sedlacek, G. (2010). "The 'general method' for assessing the out-of-plane stability of structural members and frames and the comparison with alternative rules in EN 1993—Eurocode 3—Part 1-1." *Steel Construction*, 3(1), 19–33.
- Bjorhovde, R., Brozzetti, J., Alpsten, G., and Tall, L. (1971). *Residual stresses in thick welded plates.* Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University.
- Boissonnade, N., and Somja, H. (2012). "Influence of Imperfections in FEM Modeling of Lateral Torsional Buckling." *Proceedings of the Annual Stability Conference, Structural Stability Research Council, Grapevine, Texas, April 18.*
- Braham, M. (2001). "Le déversement élastique des poutres en I à section monosymétrique soumises à un gradient de moment de flexion." *Construction Métallique*, (1), 17–28.
- Brozzetti, J., Alpsten, G., and Tall, L. (1970). *Residual stresses in a heavy rolled shapes 14WF730.* Fritz Engineering Laboratory report, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University.
- BS 5400-3:2000. (2000). "Steel, concrete and composite bridges Code of practice for design of steel bridges."
- BSK 07. (2007). *Boverkets handbok om stålkonstruktioner, BSK 07. Boverket.*
- Calcom ESI. (2005). *CalcoSOFT®.* FEM software distributed by Calcom ESI, [www.calcom.ch](http://www.calcom.ch).
- Campana, S., and Rupf, M. (2011). *Procédure pour les mesures au déformètre.* Institut d'Ingénierie Civile (IIC) - Laboratoire de construction en béton (IBETON), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), 13.
- CEN. (2002). "Eurocode structuraux - Eurocodes: Bases de calcul des structures." Comité Européen de Normalisation.
- CEN. (2004a). "Produits laminés à chaud en aciers de construction - Partie 1: Conditions techniques générales de livraison." Comité Européen de Normalisation.
- CEN. (2004b). "Produits laminés à chaud en aciers de construction - Partie 3: Conditions techniques de livraison pour les aciers de construction soudables à grains fins à l'état normalisé/laminage normalisé." Comité Européen de Normalisation.
- CEN. (2004c). "Produits laminés à chaud en aciers de construction - Partie 2: Conditions techniques de livraison pour les aciers de construction non alliés." Comité Européen de Normalisation.

- CEN. (2005a). "Eurocode 3: Calcul des structures en acier - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments." Comité Européen de Normalisation.
- CEN. (2005b). "Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu." Comité Européen de Normalisation.
- CEN. (2006). "Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-5: Plaques planes." Comité Européen de Normalisation.
- CEN. (2007). "Eurocode 3: Calcul des structures en acier -Partie 1-6: Résistance et stabilité des structures en coque." Comité Européen de Normalisation.
- CEN. (2009). "Matériaux métalliques - Essai de traction - Partie 1: Méthode d'essai à température ambiante (ISO 6892-1:2009)."
- CEN. (2011). "Exécution des structures en acier et des structures en aluminium - Partie 2: Exigences techniques pour les structures en acier." Comité Européen de Normalisation.
- Chacón, R., Mirambell, E., and Real, E. (2009). "Influence of designer-assumed initial conditions on the numerical modelling of steel plate girders subjected to patch loading." *Thin-Walled Structures*, 47(4), 391–402.
- Chacón, R., Serrat, M., and Real, E. (2012). "The influence of structural imperfections on the resistance of plate girders to patch loading." *Thin-Walled Structures*, 53, 15–25.
- Choi, B. H., and Park, Y. (2010). "Inelastic buckling of torsionally braced I-girders under uniform bending, II: Experimental study." *Journal of Constructional Steel Research*, 66(8–9), 1128–1137.
- Clark, J. W., and Hill, H. N. (1960). "Lateral buckling of beams." *Journal of the Structural Division*, 86(ST7), 175–196.
- Collin, P., Möller, M., and Johansson, B. (1998). "Lateral-torsional buckling of continuous bridge girders." *Journal of Constructional Steel Research*, 45(2), 217–235.
- Dassault Systèmes. (2010). *Abaqus 6.10-2*.
- Davaine, L., and Lebet, J.-P. (2007). "Lateral torsional buckling of steel-concrete composite bridge I-girders." IABSE, Zürich, 136–137.
- Djalaly, H. (1974). "Calcul de la résistance ultime au déversement." *Construction Métallique*, (1 et 4), 58–77 et 54–61.
- Dutheil, J. (1964). "Déversement des poutres métalliques." *Construction Métallique*, (1), 3–6.
- ECCS. (1976). *Manual for Stability of Steel Structures* (2nd edn.). ECCS Committee 8—Stability.
- ECCS. (1984). *Ultimate limit state calculation of sway frames with rigid joints*. ECCS Committee 8—Stability.
- Emmelmann, C., Wollnack, J., and Schenk, K. (Eds.). (2012). *Hybride 3D-Messtechnik: Kombination von Laser-Tracker und videometrischem Messsystem = Hybrid 3D Metrology: Combination of Laser Tracker and Video Metric Measurement System*. Berlin : Wichmann.
- Engesser, F. (1884). "Die Sicherung offener Brücken gegen Ausknicken." *Zentralblatt der Bauverwaltung*, 4, 415–417.
- Ermolaev, G. V., Kovalev, O. B., and Zaitsev, A. V. (2013). "Parameterization of hybrid laser-assisted oxygen cutting of thick steel plates." *Optics & Laser Technology*, 47, 95–101.
- Frey, F. (2009). *Analyse des structures et milieux continus: mécanique des solides*. PPUR presses polytechniques, Lausanne.
- Frey, F., and Studer, M.-A. (2003). *Analyse des structures et milieux continus: coques*. PPUR presses polytechniques.
- Galambos, T. V. (1998). *Guide to stability design criteria for metal structures*. Structural Stability Research Council (SSRC), John Wiley & Sons, New York.
- Galéa, Y. (2003). "Moment critique de déversement élastique de poutres fléchies Présentation du logiciel LTBEAM." *Construction Métallique*, (2).
- Gozum, A. T., and Huber, A. W. (1955). *Material properties residual stresses and column strength*. Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University.
- Gozzi, J. (2007). "Patch loading resistance of plated girders: ultimate and serviceability limit state." Luleå University of Technology, Luleå.
- Greiner, R., Salzgeber, G., and Ofner, R. (2000). *New lateral torsional buckling curves KLT – numerical simulations and design formulae*. ECCS TC8.



## Références

---

- Greiner, R., and Taras, A. (2010). "New design curves for LT and TF buckling with consistent derivation and code-conform formulation." *Steel Construction*, 3(3), 176–186.
- Grimault, J. P., and Rondal, J. (1987). Etude comparative de différentes méthodes de mesure des contraintes résiduelles dans les profils creux en acier. Commission des Communautés européennes, Bruxelles - Luxembourg.
- Heinze, C., Schwenk, C., and Rethmeier, M. (2012). "Numerical calculation of residual stress development of multi-pass gas metal arc welding." *Journal of Constructional Steel Research*, 72, 12–19.
- Hendy, C. R., and Jones, R. P. (2009). "Lateral buckling of plate girders with flexible restraints." *Proceedings of the ICE - Bridge Engineering*, 162(1).
- Hexagon Metrology. (2012). "Leica Absolute Tracker AT401."
- Hirt, M. A., Bez, R., and Nussbaumer, A. (2006). *Construction métallique: notions fondamentales et méthodes de dimensionnement*. PPUR presses polytechniques.
- Huber, A. W. (1956). *Residual stresses in wide-flange beams and columns*. Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University.
- Huggenberger AG. (2014). "Deformeter DU/EDU." <<http://www.huggenberger.com/en/measuring-devices-for/longitudinal-measurements/deformeter-duedu.html>>.
- Johansson, B., Maquoi, R., Sedlacek, G., Müller, C., and Beg, D. (2007). "Commentary and worked examples to EN 1993-1-5" Plated structural elements." *Joint report JRC-ECCS*.
- Kalakoutsky, N. (1888). The study of internal stresses in cast iron and steel. London.
- Kang, S.-C., Kim, K.-S., and Lee, J.-K. (2011). "Experimental investigation of residual stresses in HSB800 structures by the sectioning method." IABSE, London.
- Kindmann, R., and Kraus, M. (2012). *Steel Structures: Design using FEM*. John Wiley & Sons.
- Kishima, Y., Alpsten, G., and Tall, L. (1969). *Residual stresses in welded shapes of flame-cut plates in ASTM A572 (50) steel*. Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University.
- Korol, R. M., Thimmhardy, E. G., and Cheung, M. S. (1984). "Field investigation of out-of-plane deviations for steel box girder bridges." *Canadian Journal of Civil Engineering*, 11(3), 377–386.
- Kubo, M., and Fukumoto, Y. (1988). "Lateral-torsional buckling of thin-walled I-beams." *Journal of Structural Engineering*, 114(4), 841–855.
- Lebet, J.-P., and Hirt, M. A. (2009). Ponts en acier conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton. PPUR presses polytechniques, Lausanne.
- Lee, H. E., Nguyen, C. T., Moon, J. H., and Joo, H. S. (2011). "Lateral-torsional buckling of discretely-braced i-girder." *Procedia Engineering*, 14, 264–271.
- Lehmann, M., Jacquot, P., and Facchini, M. (1999). "Shape measurements on large surfaces by fringe projection." *Experimental Techniques*, 23(2), 31–35.
- Lindgren, L. E., Carlestam, A., and Jonsson, M. (1993). "Computational model of flame-cutting." *Journal of engineering materials and technology*, 115(4), 440–445.
- Lindgren, L.-E. (2001). "Finite element modeling and simulation of welding part 1: Increased complexity." *Journal of thermal stresses*, 24(2), 141–192.
- Lindner, J. (1978). "Näherungen für die Europäischen Knickspannungskurven." *Die Bautechnik*, 55(10), 344–347.
- Lindner, J., Scheer, J., and Schmidt, H. (1998). *Stahlbauten: Erläuterungen zu DIN 18800 Teil 1 bis Teil 4*. Beuth ; Ernst, Berlin; Köln; Berlin.
- LTBeam. (2010). "LTBeam version 1.0.11." <<https://www.cticm.com/content/lbeam-version-1011>> (Feb. 19, 2014).
- Lu, J. (1996). *Handbook of measurement of residual stresses*. Society for Experimental Mechanics (U.S.), Fairmont Press ; Distributed by Prentice Hall PTR, Lilburn, GA; Upper Saddle River, NJ.
- Ludwik, P. (1909). *Elemente der technologischen Mechanik*. J. Springer, Berlin.
- Lugeon, M., and Vinnakota, S. (1978). *Stabilité de poutres-colonnes métalliques en double té. Mesures des contraintes résiduelles*. Laboratoire de la construction métallique, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne.
- Maquoi, R., and Rondal, J. (1978). "Mise en équation des nouvelles courbes Européennes de flambement." *Construction Métallique*, (1), 17–30.



## Références

---

- McFalls, R. K., and Tall, L. (1969). "A study of welded columns manufactured from flame-cut plates." *The Welding Journal*, 48.
- McQuade, K. (2010). "Plasma, oxyfuel and laser: Matching metal cutting needs with the right cutting process." *Welding and cutting*, 9(2), 91–94.
- Mertens, A., and Lecomte-Beckers, J. (2012). "Caractérisation thermophysique de deux échantillons d'acier." Université de Liège, Institut de Mécanique et de Génie Civil (B52), LTAS, Métallurgie et Science des Matériaux.
- Messer. (2010). "Instructions de service OmniMat L 5600." Messer Cutting Systems.
- Michaleris, P. (2011). "Courses at Pennsylvania State University."
- Mohri, F., Brouki, A., and Roth, J. C. (2000). "Déversement des poutres en I sous chargements asymétriques." *Construction Métallique*, (2), 43–52.
- Mozer, J., Ohlson, R., and Culver, C. G. (1971). *Horizontally Curved Highway Bridges: Stability of Curved Plate Girders*. Federal Highway Administration, 121.
- Muñoz-Escalona, P., Payares, M. C., Dorta, M., and Diaz, R. (2006). "Analysis and influence of acetylene and propane gas during oxyfuel gas cutting of 1045 carbon steel." *Journal of Materials Engineering and Performance*, 15(6), 684–692.
- Nguyen, C. T., Joo, H.-S., Moon, J., and Lee, H.-E. (2012). "Flexural-torsional buckling strength of I-girders with discrete torsional braces under various loading conditions." *Engineering Structures*, 36, 337–350.
- Nguyen, C. T., Moon, J., Le, V. N., and Lee, H.-E. (2010). "Lateral-torsional buckling of I-girders with discrete torsional bracings." *Journal of Constructional Steel Research*, 66(2), 170–177.
- O'Eachteirn, P., and Nethercot, D. A. (1988a). "Lateral buckling tests on monosymmetric plate girders." *Journal of Constructional Steel Research*, 11(4), 241–259.
- O'Eachteirn, P., and Nethercot, D. A. (1988b). "Lateral buckling behaviour of monosymmetric plate girders." *Journal of Constructional Steel Research*, 11(4), 261–282.
- O'Neill, W., and Gabzdyl, J. T. (2000). "New developments in laser-assisted oxygen cutting." *Optics and Lasers in Engineering*, Laser Material Processing, 34(4–6), 355–367.
- Osawa, N., Sawamura, J., Ikegami, Y., and Okamoto, N. (2012). "Study of heat transfer during piercing process of oxyfuel gas cutting." *Welding in the World*, 56(3-4), 2–10.
- Park, Y., Hwang, S., Hwang, M., and Choi, B. H. (2010). "Inelastic buckling of torsionally braced I-girders under uniform bending: I. Numerical parametric studies." *Journal of Constructional Steel Research*, 66(2), 304–316.
- Rao, N. N., Estuar, F. R., and Tall, L. (1964). *Residual stresses in welded shapes*. Fritz Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Lehigh University.
- Rao, N. N., and Tall, L. (1960). *Residual stresses in welded plates*. Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University.
- Rappaz, M., Desbiolles, J. L., Drezet, J. M., Gandin, C. A., Jacot, A., and Thévoz, P. (1995). "Application of inverse methods to the estimation of boundary conditions and properties." *Proceedings 7th International Conference Modelling of Casting, Welding and Advanced Solidification Processes, The Minerals, London, Metals & Materials Society*.
- Rebelo, C., Lopes, N., Simões da Silva, L., Nethercot, D., and Vila Real, P. M. M. (2009). "Statistical evaluation of the lateral-torsional buckling resistance of steel I-beams, Part 1: Variability of the Eurocode 3 resistance model." *Journal of Constructional Steel Research*, 65(4), 818–831.
- Rondal, J., and Maquoi, R. (1979). "Formulation d'Ayrton-Perry pour le flambement des barres métalliques." *Construction Métallique*, (4), 41–53.
- Rosenthal, D. (1941). "Mathematical theory of heat distribution during welding and cutting." *Welding journal*, 20(5), 220–234.
- Scheer, J. (2010). *Failed bridges: case studies, causes and consequences*. Ernst & Sohn, Berlin.
- Sfintesco, D. (1970). "Fondement expérimental des courbes européennes de flambement." *Construction Métallique*, (3), 5–12.
- SIA. (2013a). "Construction en acier." Société suisse des ingénieurs et des architectes.
- SIA. (2013b). "Construction en acier – Spécifications complémentaires." Société suisse des ingénieurs et des architectes.

- Simões da Silva, L., Rebelo, C., Nethercot, D., Marques, L., Simões, R., and Vila Real, P. M. M. (2009). "Statistical evaluation of the lateral-torsional buckling resistance of steel I-beams, Part 2: Variability of steel properties." *Journal of Constructional Steel Research*, 65(4), 832–849.
- Singer, J., and Abramovich, H. (1995). "The development of shell imperfection measurement techniques." *Thin-Walled Structures, Buckling Strength of Imperfection-sensitive Shells*, 23(1–4), 379–398.
- Spoorenberg, R. C., Snijder, H. H., Cajot, L.-G., and May, M. S. (2013). "Experimental investigation on residual stresses in heavy wide flange QST steel sections." *Journal of Constructional Steel Research*, 89, 63–74.
- STATIK-6. (2013). *cubus ENGINEERING SOFTWARE*. Zurich.
- Staub, M., and Barras, V. (2011). *Combinaison de procédés topométriques pour le contrôle géométrique de poutre métallique*. heig-vd haute Ecole d'Ingénierie et de Gestion du Canton de Vaud.
- Tall, L. (1961). *Residual stresses in welded plates: A theoretical study*. Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University.
- Taras, A., and Greiner, R. (2008). "Development of consistent buckling curves for torsional and lateral-torsional buckling." *Steel construction*, 1(1), 42–50.
- Taras, A., and Greiner, R. (2010). "New design curves for lateral-torsional buckling—Proposal based on a consistent derivation." *Journal of Constructional Steel Research*, 66(5), 648–663.
- Tebedge, N., Alpsten, G., and Tall, L. (1973). "Residual-stress measurement by the sectioning method." *Experimental Mechanics*, 13(2), 88–96.
- Tebedge, N., and Tall, L. (1974). "Residual Stresses in Structural Steel Members." *Construction Métallique*, (2), 37–48.
- Terasaki, T., Kitamura, T., and Miyamoto, M. (2009). "Heat input generated in plate by gas cutting process." *Journal of the Japan Society of Naval Architects and Ocean Engineers*, 10, 197–204.
- Thiébaud, R., Drezet, J.-M., and Lebet, J.-P. (2014). "Experimental and numerical characterisation of heat flow during flame cutting of thick steel plates." *Journal of Materials Processing Technology*, 214(2), 304–310.
- Thiébaud, R., and Lebet, J.-P. (2012). "Experimental study of residual stresses in thick steel plates." *2012 SSRC Annual Stability Conference Proceedings*, Grapevine, Texas, USA.
- Thiébaud, R., and Lebet, J.-P. (2014). "Résistance au déversement des poutres métalliques de pont." *Neues aus der Brückenforschung / Nouveaux acquis de la recherche sur les ponts*, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Olten, CH, 57–66.
- Thürlimann, B. (1957). "Einfluß von Eigenspannungen auf das Knicken von Stahlstützen." *Schweizer Arch*, 388–404.
- Timoshenko, S. (1966). *Théorie de la stabilité élastique*. Dunod, Paris.
- Torriani, R. (2014). Etude de la résistance au déversement d'une poutre métallique de pont lors du lancement. Projet de Master, EPFL.
- Université de Liège, and Greisch. (2003). Programme d'élément finis non-linéaire FINELG.
- Villette, M. (2002). "Propositions pour de nouvelles courbes de déversement." *Construction Métallique*, (2), 17–39.
- VSM. (1975). "Métaux - Essais des matériaux - Eprouvtes de traction." Normes de la Société Suisse des Constructeurs de Machines.
- Wackerly, D., Mendenhall, W., and Scheaffer, R. L. (2008). *Mathematical Statistics With Applications*. Duxbury Resource Center, Belmont, CA.
- Wang, Y.-B., Li, G.-Q., and Chen, S.-W. (2012). "Residual stresses in welded flame-cut high strength steel H-sections." *Journal of Constructional Steel Research*, 79, 159–165.
- Weston, G., Nethercot, D. A., and Crisfield, M. A. (1991). "Lateral buckling in continuous composite bridge girders." *Structural Engineer*, 69(5).
- Withers, P. J., Turski, M., Edwards, L., Bouchard, P. J., and Buttle, D. J. (2008). "Recent advances in residual stress measurement." *International Journal of Pressure Vessels and Piping*, 85(3), 118–127.
- Young, B. (1972). "Residual stresses in hot-rolled members." IABSE, Paris.

## Références

---

- Young, B. W. (1974). "The effect of process efficiency on the calculation of weld shrinkage forces." *ICE Proceedings*, Thomas Telford, 685–692.
- Young, B. W., and Dwight, J. B. (1971). "Residual stresses and their effect on the moment curvature properties of structural steel sections." *CIRIA Tech. Note*, 32.
- Yura, J., Helwig, T., Herman, R., and Zhou, C. (2008). "Global lateral buckling of I-shaped girder systems." *Journal of structural engineering*, 134(9), 1487–1494.

# Curriculum Vitae

Raphaël Thiébaud  
Rue du Pont 3  
2115 Buttes  
Tél : +41 78 840 15 61  
[raph.thiebaud@gmail.com](mailto:raph.thiebaud@gmail.com)

---

## FORMATION ET DIPLÔMES

École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) :

- |                |  |
|----------------|--|
| 2010 – présent | Doctorant au Laboratoire de la Construction Métallique (ICOM) sur le sujet de recherche :<br>« <i>Résistance au déversement des poutres métalliques de ponts</i> »   |
| 2004 – 2010    | <b>Bachelor (BSc) et Master of Science (MSc) en Génie civil</b> avec spécialisation en <b>ingénierie structurale</b> . Projet de Master sur :<br>« <i>Conception et dimensionnement d'un pont routier mixte bois-béton</i> » |

Lycée Denis-de-Rougemont, Neuchâtel :

- |             |  |
|-------------|--|
| 2001 – 2004 | <b>Maturité gymnasiale</b> en physique et application des mathématiques. |
|-------------|--|
- 

## EXPÉRIENCES PROFESSIONNELLES ET STAGES

- |                |   |
|----------------|---|
| 2010 – présent | <b>Laboratoire de la Construction Métallique (ICOM)</b> , EPFL : acquisitions de matérielles, gestion et mesures expérimentales : <ul style="list-style-type: none"><li>– de température par thermocouples lors de l'oxycoupage et soudage des tôles en acier,</li><li>– de contraintes résiduelles par la méthode de sectionnement,</li><li>– d'imperfections géométriques des poutres métalliques de ponts par Laser Tracker.</li></ul> |
| 2009           | <b>AJS ingénieurs civils SA</b> (Stage de 2 mois) : participation à la conception d'ouvrage d'art (tunnel), vérification d'armatures sur chantier et dimensionnement de fondations.   |
| 2008           | <b>Losinger Construction SA</b> (Stage de 2 mois) : conduite de travaux sur le chantier du Rolex Learning Center (EPFL) pour la charpente métallique et bois, le bétonnage des coques et la couverture.   |
- 

## EXPÉRIENCES EN ENSEIGNEMENT

Depuis 2010 pour la **section de Génie civil** de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne:

- **Assistant des exercices** pour les cours :  
« *Structures en métal, Chapitres choisis* », sessions de 1h sur 14 semaines – 50 étudiants,

## Curriculum Vitae

---

- « *Conception des Ponts* », sessions de 1h sur 14 semaines – 35 étudiants,  
« *Pont en métal* », sessions de 1h sur 14 semaines – 50 étudiants.
- **Assistant des projets** d'étudiants master suivants :
- « *Conception et dimensionnement d'une halle métallique* », projet de construction, 2011,  
« *Mesures de contraintes résiduelles dans des tôles épaisses* », projet de laboratoire, 2012,  
« *Étude de la résistance au déversement d'un pont métallique lors du lancement* », projet de master, 2014.

---

### COMPÉTENCES INFORMATIQUES

**Logiciels de calcul de structure** : Cubus (Statik, Fagus, Cedrus), FinelG, Dlubal (Rstab).

**Autres** : Autocad, Microsoft Office.

---

### PUBLICATIONS

- Thiébaud, R., and Lebet, J.-P. (2014). "Resistance to LTB of Steel bridge girders." *2014 EUROSTEEL Conference*, Naples, Italy.
- Thiébaud, R., Drezet, J.-M., and Lebet, J.-P. (2014). "Experimental and numerical characterisation of heat flow during flame cutting of thick steel plates." *Journal of Materials Processing Technology*, 214(2), 304–310.
- Thiébaud, R., and Lebet, J.-P. (2014). "Résistance au déversement des poutres métalliques de pont." *Neues aus der Brückenforschung / Nouveaux acquis de la recherche sur les ponts*, Société suisse des ingénieurs et des architectes, Olten, CH, 57–66.
- Thiébaud, R., and Lebet, J.-P. (2012). "Experimental study of residual stresses in thick steel plates." *2012 SSRC Annual Stability Conference Proceedings*, Grapevine, Texas, USA.

---

### LANGUES

**Français** : langue maternelle, **Anglais** : courant (C1), **Allemand** : bonnes connaissances (B1 - B2), **Portugais** : bases (A1).

---

### ACTIVITÉS EXTRA-PROFESSIONNELLES

2010 – 2013 **Trésorier** de l'Association des Amis de Chasseron-Buttes.

---

### SITUATION PERSONNELLE

29 ans, célibataire, nationalité suisse.