

# Les possibilités offertes par les ponts mixtes tubulaires

Alain Nussbaumer, Lausanne

## 1 Introduction

Il existe de plus en plus d'exemples de ponts mixtes acier-béton, en particulier en Europe, dont les poutres sont des treillis composés soit de caissons soudés, soit de profilés creux (généralement circulaires). Les raisons sont multiples : nouvelle interprétation architecturale des ponts métalliques rivetés du début de l'ère industrielle, structures élégantes et transparentes qui s'intègrent bien dans de nombreux environnements, progrès dans les techniques de fabrication. Si ces structures donnent une impression de simplicité, leur dimensionnement requiert cependant une attention particulière. En effet, les nœuds qui composent les treillis se caractérisent par des changements brusques de rigidité, des excentricités et une distribution hautement non-uniforme de contraintes. Cette complexité doit être considérée lors du dimensionnement en utilisant des formules spécifiques et, pour les ouvrages d'art, cela comprend également la vérification à la fatigue. Le chapitre précédant de cette documentation a présenté des exemples de ponts utilisant des caissons soudés plutôt que des profilés creux circulaires (tubes); c'est cette dernière solution qui va être traitée dans ce chapitre. Sur la figure 1, on voit deux exemples de ponts-route : le pont de Traunheim (D) et le viaduc de Dättwil près de Zurich.

Dans les ponts mixtes, hormis comme éléments d'entretoisement ou de CV, il y a de nombreuses possibilités d'utilisation de tubes comme élément principal pour constituer : des poutres treillis (uni- ou multi-planaires) à hauteur constante ou à hauteur variable, des poutres lenticulaires, des arcs avec un, plusieurs tubes ou en poutre à treillis, etc. Suivant la géométrie et le nombre de tubes concourant à chaque nœud, l'assemblage direct entre les tubes par soudage peut être avantageusement remplacé dans certains cas que nous discuterons, par l'utilisation de nœuds moulés en acier coulé.

L'importance de l'utilisation des profilés creux (circulaires ou rectangulaires) dans les structures a été reconnue dans la dernière génération des normes SIA pour les

structures porteuses puisque une annexe (SIA 263, annexe D) leur est consacrée. Cependant, cette annexe se limite au dimensionnement des nœuds entre tubes sous chargement statique et à des profilés creux ayant des épaisseurs de paroi comprises entre 2.5 et 25 mm. Par conséquent, une part importante des dimensions typiques des éléments utilisés dans les ponts n'est pas couverte par cette norme et il faut utiliser soit la norme européenne prEN1993-1-8, soit les guides du CIDECT [1]. De plus, il n'y a rien concernant la vérification à la fatigue des assemblages de ponts, ni dans la norme SIA, ni dans la norme européenne correspondante (prEN1993-1-9). Par conséquent, ce chapitre va se concentrer sur cet aspect du dimensionnement des ponts mixtes tubulaires, d'autant que nous montrerons dans la section 2 que la fatigue est souvent l'état-limite qui détermine les dimensions des tubes d'un pont-poutre de moyenne portée.

La méthode de dimensionnement à la fatigue qui doit être utilisée pour ces ouvrages est la méthode dite au point chaud [2, 3, 4]. Cette méthode tient compte du champ de contrainte non-uniforme qui existe dans tout détail soudé. Elle permet de déterminer, à l'aide de modèles MEF, de mesures ou de formules paramétriques, une valeur de contrainte à chaque endroit potentiel de fissuration. Cette contrainte inclut les effets de la géométrie et du chargement, mais ne tient pas compte d'effets très locaux comme la forme du cordon de soudure ou les imperfections, ces effets restants inclus dans les courbes de résistance à la fatigue (une courbe par famille de détails), voir section 3 pour de plus amples explications.

Dans un assemblage tubulaire, il n'y a pas qu'un point chaud par nœud mais de nombreux points chauds comme on peut le voir sur la figure 2 (points nommés 1L, 1R, 2L, 2R, 3L, 4L, etc.). Dans la pratique, le calcul de la valeur de la contrainte à un point chaud s'effectue en utilisant des formules paramétriques [3, 4]. Ces formules fournissent des facteurs de concentration de contrainte (SCF) en fonction des paramètres géométri-

ques du nœud (tels que  $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\tau$  ou  $\theta$ , voir figure 2) et du chargement (décomposé en plusieurs cas de charge simples). La contrainte à chaque point chaud et pour chaque cas de charge simple est le produit de la contrainte nominale par le SCF correspondant. La contrainte totale due au chargement réel peut alors s'exprimer comme suit

$$\sigma_{hs,i} = \sum_{LC=1}^n SCF_{i,LC} \cdot \sigma_{nom,LC} \quad (1)$$

$\sigma_{hs,i}$  contrainte au point chaud i (hot spot i)

$\sigma_{nom,LC}$  contrainte nominale dans les tubes pour le cas de charge LC

$SCF_{i,LC}$  facteur de concentration de contrainte au point i pour le cas de charge LC

Afin de pouvoir utiliser cette méthode de manière plus intuitive, nous avons développé une nouvelle manière de calculer cette contrainte. Elle est présentée dans la section 4.1. Avec cette méthode, l'ingénieur peut sentir l'influence et les interactions entre les différents paramètres entrant en jeu et ainsi trouver plus facilement une solution optimale.

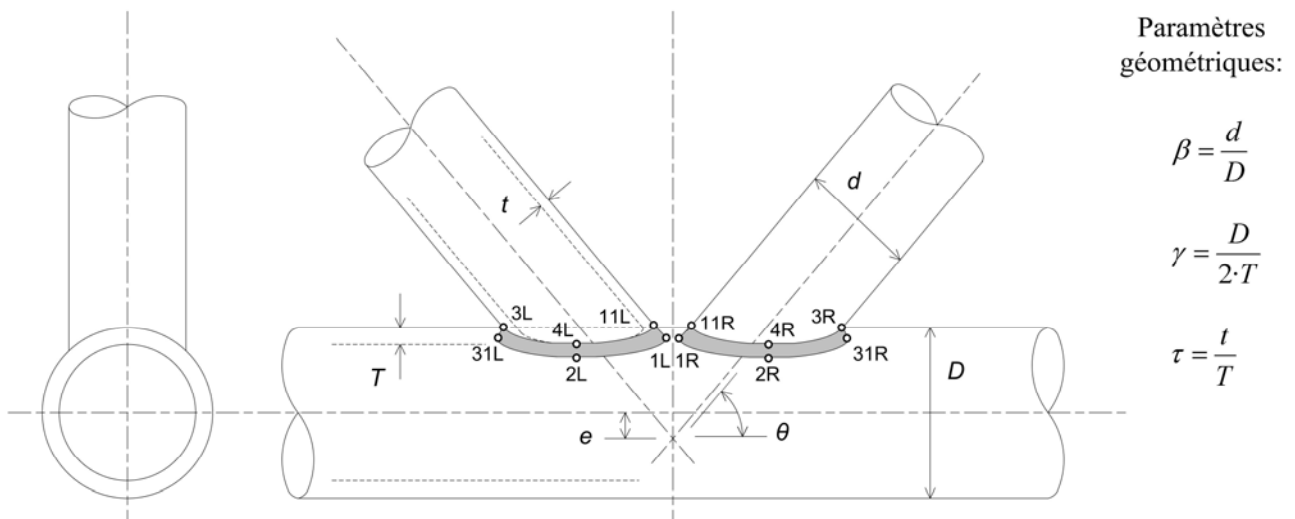
Figure 1 Exemples de ponts-route à structure tubulaire



Traunbrücke près de Traunheim (D) avec nœuds moulés, ingénieur R. J. Dietrich

Pont de Dättwil (CH) avec nœuds soudés, ingénieur H.-G. Dauner.

Figure 2 Géométrie d'un nœud soudé en K et points chauds de contrainte



## 2 Vérification d'un pont-poutre type

### 2.1 Hypothèses de calcul

Après avoir récolté des informations sur les ponts tubulaires existants [5], la géométrie d'un pont-poutre type de moyenne portée a été établie. Nous avons choisi de modéliser un pont-route à deux voies de circulation et comportant trois portées de 40 m. Ce pont est un bipoutre où chaque poutre est un treillis uniplanaire en K, comme montré à la figure 3a, et les nœuds sont soit faits de tubes directement soudés, soit des nœuds moulés.

Dans un premier temps, la partie métallique de la structure du pont a été dimensionnée pour satisfaire aux exigences de résistance ultime statique et d'utilisation des normes suisses actuelles (SIA 261 et suivantes). Par simplification, seules les actions dues au poids propre, aux actions permanentes ainsi qu'au trafic ont été considérées; en d'autres mots, les actions dues au vent, à la neige, etc. ont été négligées. De plus, nous avons admis que chaque poutre treillis supporte une voie de circulation, sans interaction ou ligne de répartition transversale. Les informations complètes relatives à ce dimensionnement figurent dans [6]. Après le dimensionnement statique, une vérification à la fatigue selon les exigences de la SIA 261 et en utilisant la prEN 1993-1-9 ainsi que nos recommandations [5] a été effectuée en admettant que le pont se situe sur une route principale (500 000 poids lourds/direction/année).

Le format de cette vérification est le suivant:

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda_1 \cdot \Delta\sigma(\alpha \cdot Q_{fat}) \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \quad (2)$$

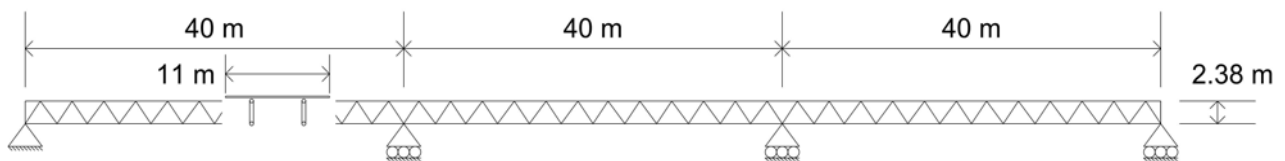
Avec:

- $\Delta\sigma_{E2}$  différence de contrainte équivalente (nominale ou au point chaud) à 2 millions de cycles
- $\Delta\sigma(\alpha Q_{fat})$  différence de contrainte (nominale ou au point chaud) due au passage du camion de dimensionnement de la norme
- $\Delta\sigma_C$  catégorie de détail (sa résistance à la fatigue, contrainte nominale ou au point chaud)
- $\lambda$  facteur d'équivalence de dommage
- $\alpha$  facteur de correction, égal à 0.9
- $\gamma_{Mf}$  facteur de résistance à la fatigue.

Dans le cas de nœuds de ponts tubulaires, toute différence de contrainte correspond à une valeur à un point chaud dans l'assemblage et non à une contrainte nominale. Pour les valeurs de la résistance à la fatigue des nœuds tubulaires, les résultats des travaux décrits à la section 3 ont été utilisés.

Figure 3a Vue générale du pont-route type

Vue en long:



Travée intérieure:

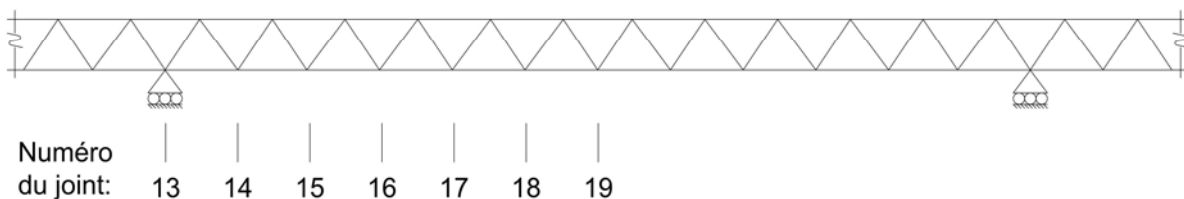
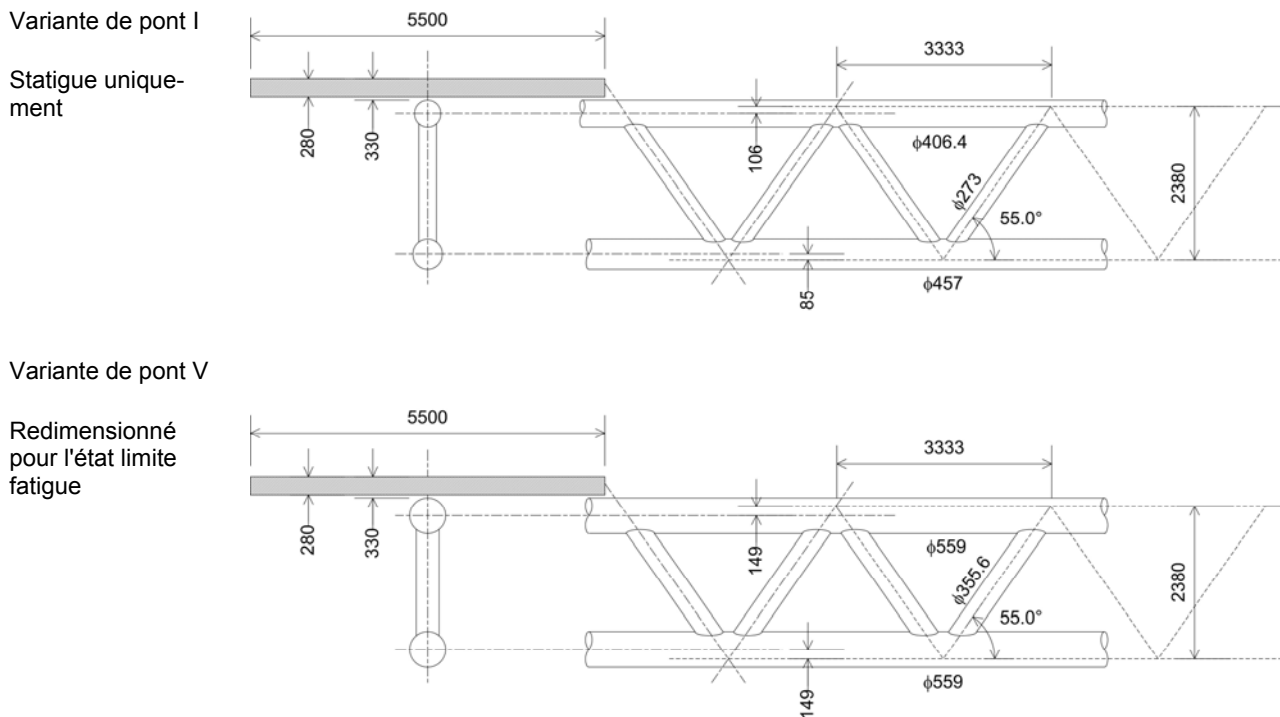


Figure 3b Vue et coupe d'une section de deux variantes du pont-route type



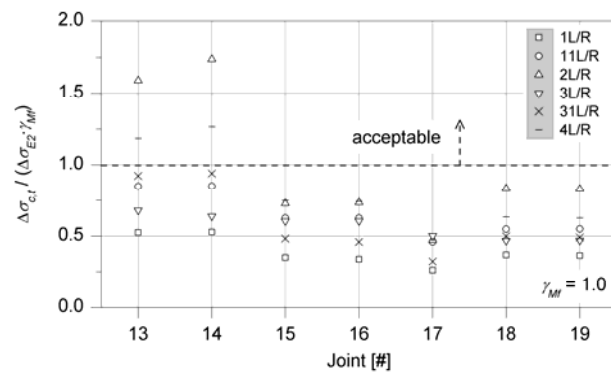
## 2.2 Résultats

La vue et coupe du pont dimensionné statiquement uniquement (variante I) est donnée en haut de la figure 3b. Afin de satisfaire aux exigences du dimensionnement statique, la membrure inférieure ( $\phi 457$  mm) doit avoir une épaisseur de paroi de 50 mm sur appui, 30 mm en milieu de travée et 20 mm dans les zones de faibles moments. Les diagonales ( $\phi 273$  mm) doivent avoir une épaisseur de paroi de 25 mm sur appui et de 10 mm en milieu de travée. En ce qui concerne la membrure supérieure ( $\phi 406.4$  mm), elle doit avoir une épaisseur de paroi de 40 mm sur appui et de 20 mm en milieu de travée.

Les résultats de la vérification à la fatigue peuvent être exprimés sous la forme du rapport,  $\Delta\sigma_{c,t}/(\Delta\sigma_{E2}\gamma_M f)$ . Si ce rapport est supérieur à l'unité, alors le dimensionnement est acceptable et sinon il ne l'est pas et l'ouvrage doit être redimensionné pour l'état limite fatigue. Les résultats pour tous les joints de la membrure inférieure de l'ouvrage sont montrés à la figure 4. Les joints de la membrure inférieure sont numérotés en partant de un depuis la culée gauche, le premier appui intermédiaire correspondant au n° 13 et le milieu du pont au joint n° 19. Il faut noter ici que, afin de rester conservatif, les différences de contraintes nominales ont toutes été admises positives, donc qu'il n'y a aucune distinction dans la figure 4 entre les points chauds situés sur la diagonale

de gauche par rapport à ceux situés sur celle de droite, autrement dit entre la diagonale effectivement en traction et celle en compression.

Figure 4 vérification en fatigue selon les normes SIA d'un pont-route tubulaire type



Comme on le voit sur la figure 4, la plupart des points chauds des joints ne satisfont pas à la vérification en fatigue. Cette observation est cohérente avec celles faites par les ingénieurs ayant déjà dimensionnés ce type d'ouvrage. Ainsi c'est bien la fatigue qui tend à diriger le dimensionnement et donc la taille des éléments des ponts tubulaires. Si on effectue un redimensionnement à la fatigue selon les recommandations actuelles, soit en restant très conservateur, on obtient la vue et coupe du pont donnée en bas de la figure 3b (type V). Le pont est devenu moins esthétique mais nous allons

voir comment on peut y remédier en améliorant les nos connaissances du comportement des nœuds tubulaires.

### 3 Essais en laboratoire

#### 3.1 Description des poutres d'essai

Afin d'inclure tous les aspects qui peuvent influencer la résistance à la fatigue, des essais en laboratoire sur des éléments de grandes dimensions (par opposition aux essais sur éprouvettes ou sur des nœuds isolés) ont été réalisés à l'ICOM dans le cadre des travaux présentés dans [7, 8, 9]. Les éléments testés étaient des poutres à treillis uniplanaire avec des nœuds tubulaires en K (Fig. 6), réalisés soit avec des tubes directement soudés, soit avec des nœuds moulés. Le matériau des tubes composant le treillis était de l'acier S 355J2H selon les normes EN 10210-1:1994 et EN 10210-5:1997. Le matériau utilisé pour les nœuds moulés était de l'acier coulé de nuance GS20Mn5V selon la norme EN 17182. En ce qui concerne les imperfections dans les nœuds moulés, le niveau de qualité requise a été défini selon la partie 2 de la norme DIN 1690. L'élément testé (en gris sur la Fig. 6) était boulonné au reste de la poutre par l'intermédiaire de plaques frontales. La membrure supérieure était un composé soudé en  $\Gamma$  et les deux nœuds en K aux extrémités faisaient partie du système de mise en charge des nœuds intérieurs. Ceci permet d'obtenir un chargement identique à celui d'un treillis avec membrures continues, alors que la plupart des essais effectués ailleurs utilisent des nœuds isolés.

Tant des éléments avec des nœuds de tubes directement soudés que des éléments comportant des nœuds moulés ont été testés de manière identique. La figure 6 montre une moitié d'un élément de treillis avec des nœuds soudés (moitié gauche) et l'autre moitié d'un élément avec des nœuds moulés (moitié de droite). Les essais ont été effectués sous amplitude constante à l'aide de vérins hydrauliques situés à mi-portée, ceci avec un rapport des contraintes égal à 0.1. La rupture à la fatigue d'un joint a été définie comme la présence d'une fissure traversant la paroi d'un tube ou d'un nœud moulé.

Dans le cas des tubes directement soudés, Schumacher [7] a conduit 4 séries d'essais avec 2 éléments par série. Chaque série examine un paramètre particulier: taille, méthode de fabrication ou influence d'un traitement d'amélioration après soudage (parachèvement par martelage par aiguilles). Les paramètres non-dimensionnels ( $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\tau$ ,  $\theta$ ) des éléments d'essai ont été choisis afin de refléter au plus près ceux des ponts actuels comportant

des treillis tubulaires, comme on peut le voir dans le tableau 5.

Tableau 5 résumé des paramètres des essais et de plusieurs ponts

Type nœud / Série	Soudures	Paramètres Adimensionnels			
		$\beta$	$\gamma$	$\tau$	$\theta$
Soudé, S1	FP, BR	0.51	6.83	0.63	60°
Soudé, S2	FP	0.51	6.83	0.63	60°
Soudé, S3	FP, BR	0.53	6.73	0.64	60°
Soudé, S4	FP, BR, I	0.51	6.83	0.63	60°
Moulé, Prélim.	-	0.79	12.2	0.80	60°
Moulé, A1	FP	0.79	12.2	0.80	60°
Moulé, A2	FP	0.79	12.2	0.80	60°
Moulé, B0	FP/BR	0.79	12.2	0.80	60°
Moulé, B1	FP/BR	0.79	7.1	0.71	60°
Moulé, B2	FP/BR	0.79	7.1	0.71	60°

FP soudure à pleine pénétration  
BR avec liste de soudage  
I avec traitement d'amélioration

Pont	Sou- dures	Paramètres adimensionnels			
		$\beta$	$\gamma$	$\tau$	Type, $\theta$
Lully	FP, BR	0.53	5.08 – 10.16	0.44 – 0.50	KK, 60°
Dättwil	FP, BR	0.53	5.08	0.22 – 0.50	KK; 60°
Aarwang.	FP	0.48	4.06 – 5.64	0.40 – 0.78	K, 45°
Antrenas	FP	0.42	18.75	0.50	KK, var.
Woodlands	FP	0.75	8.0	0.56	N, 45°
Traunheim	FP	-	5.4 – 10.92	-	Var.

Mis à part pour les éléments comportant des soudures parachévées, soit douze des seize joints, tous se sont fissurés au même endroit et de manière similaire. Les fissures se sont produites dans l'espace entre les deux diagonales, au pied de la soudure entre la diagonale en traction et la membrure inférieure, au point chaud dé-

nommé 1L, ou 1R, selon la diagonale qui est en traction (Fig. 2). Cela correspondait effectivement avec l'endroit où les valeurs des contraintes au point chaud les plus élevées ont été mesurées. La propagation a ensuite progressé à travers l'épaisseur de la paroi de la membrure en même temps qu'elle progressait le long du pied du cordon.

Pour les éléments avec des nœuds coulés, un essai préliminaire puis deux séries d'essais avec respectivement deux et trois éléments par série ont été effectuées, voir tableau 5. Dans ce tableau, nous donnons également les valeurs des paramètres adimensionnels pour ces poutres, bien que les tubes ne soient pas directement liés et donc ces paramètres en principe inutiles. Cependant, ils restent utiles car il est possible que dans

la pratique on combine les deux solutions le long de l'ouvrage. On remarque que les valeurs de différent par rapport à celles pour les nœuds directement soudés. Les essais ont été conduits pour étudier en même temps la résistance à la fatigue des nœuds moulés et celle des soudures bout-à-bout aux extrémités des branches de ceux-ci avec des tubes. Les paramètres suivants ont été considérés: niveau de qualité des pièces moulées, type de soudure et rigidité des nœuds. Ce dernier paramètre comprend des changements d'épaisseur de paroi des tubes, rapport entre épaisseurs, et longueur des branches des nœuds. Il permet d'évaluer l'influence de la différence de rigidité entre le nœud et les tubes qui y sont attachés sur le comportement global et la distribution des contraintes près des soudures et dans les nœuds.

Fig. 6 poutres d'essai

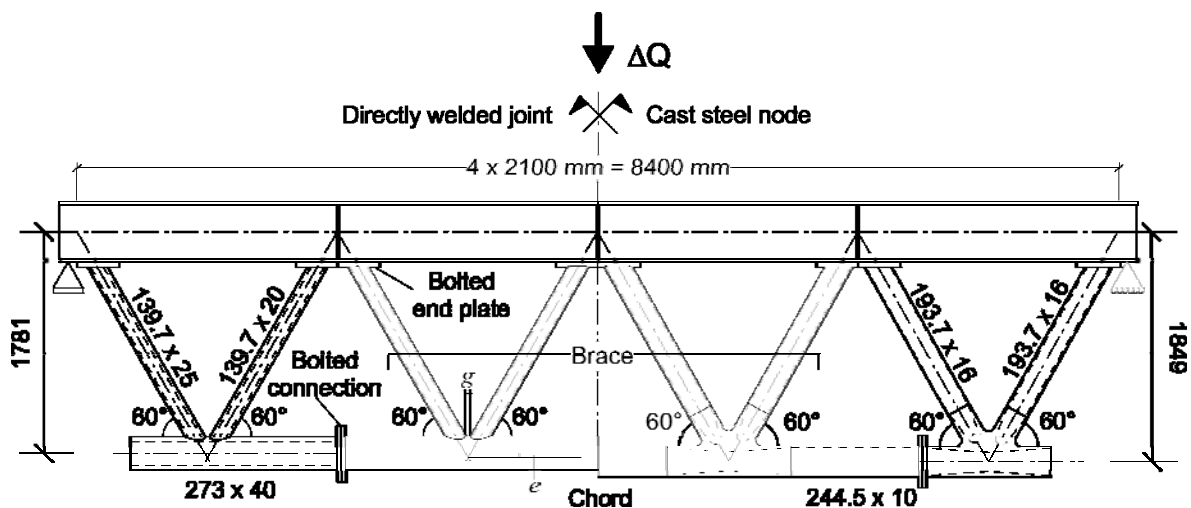
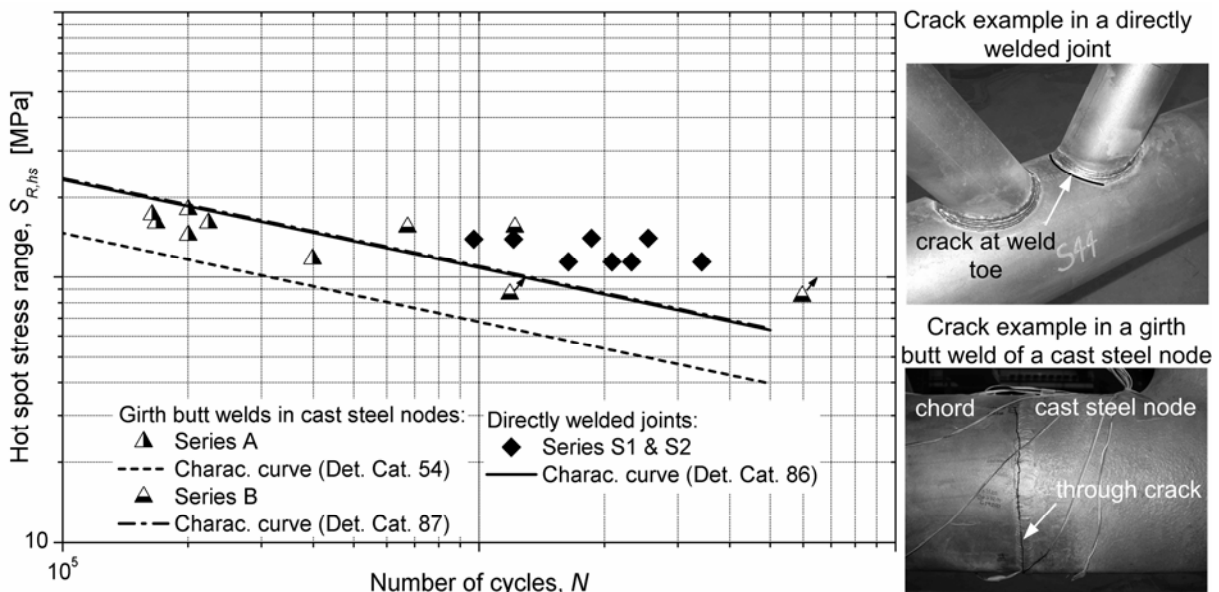


Fig. 7 comparaison des résultats d'essai



A l'exception des éléments B1 et B2, où aucune fissure n'a été observée durant les essais (arrêtés après respectivement 6 et 1.5 millions de cycles) toutes les fissures se sont initiées dans les soudures bout-à-bout liant l'un des tubes aux branches du nœud et où la contrainte mesurée était effectivement la plus élevée (Fig. 7). Aucune fissure de fatigue provenant des imperfections dans les nœuds n'a été détectée. Des essais non-destructifs additionnels sur des éprouvettes extraites des nœuds n'ont pas permis de trouver des imperfections de dimensions supérieures aux exigences. Après examen, les imperfections présentes ne semblent pas avoir provoqué le moindre amorçage de fissures. Par conséquent, il semble que les soudures bout-à-bout sont les emplacements les plus sensibles du point de vue des charges de fatigue, en tout cas dans des éléments ne présentant pas d'imperfections significatives.

### 3.2 Comparaison des résultats

Comme tous les essais ont été conduits sur des éléments de même géométrie, il est possible de faire une comparaison directe des résultats entre la solution avec nœuds directement soudés entre tubes et celle avec nœuds moulés. Précisons qu'en ce qui concerne les nœuds moulés, on parle en fait de la résistance à la fatigue des soudures bout-à-bout branche-tube et non des nœuds moulés eux-mêmes.

La comparaison est effectuée sur la base des valeurs de différence de contrainte aux différents points chauds. Pour ce qui est de la contrainte au point chaud des soudures bout-à-bout, elles sont obtenues en multipliant les contraintes nominales par un facteur de concentration de contrainte pris dans les recommandations DNV [10]. Ceci permet de prendre en compte l'excentricité à l'endroit de la soudure provenant de la différence d'épaisseur de paroi et de diamètre entre tube et branche du nœud coulé. Les valeurs de la contrainte au point chaud critique dans les joints directs entre tubes ont été extrapolées à partir des mesures de déformations faites près des pieds de cordon de la diagonale en traction.

Dans la Fig. 7, les résultats d'essai des séries S1 et S2 (avec la même épaisseur pour la membrure inférieure) et la courbe caractéristique en fatigue (déterminée selon la procédure de l'IIW [11]) pour les nœuds directement soudés entre tubes sont représentés par des losanges noirs. Les triangles quant à eux représentent les résultats des essais pour les soudures bout-à-bout aux nœuds moulés sans et avec liste de soudage (série A, respectivement B). Les courbes caractéristiques à la

fatigue ont été établies en soustrayant deux écarts-type sur  $\log(N)$  à la courbe moyenne. Pour l'écart-type, le faible nombre de résultats d'essai ne permettant pas son évaluation de manière fiable, la valeur usuelle de 0.2 pour les assemblages bout-à-bout de poutres laminées a été utilisée. On remarque sur la figure 7 que la catégorie de détail pour les joints soudés de tubes est égale à 86 et qu'elle est pratiquement identique à celle pour les soudures bout-à-bout avec liste, (catégorie de détail 87). Il y a cependant une grande différence dans le comportement en fatigue puisque la fissuration est directement liée à la concentration de contrainte en pied de soudure dans le cas des nœuds directs entre tubes, alors que dans le cas des soudures bout-à-bout elle est liée aux défauts en racine. Par ailleurs, dans le cas où il n'y a pas de liste de soudage, la catégorie de détail de la soudure bout-à-bout tombe à 54. Notons que si la soudure n'est pas complètement pénétrée, cette valeur peut encore baisser, comme nous l'avons constaté lors de l'essai préliminaire. Les variations de rigidité et de longueur des branches nous ont montré qu'il est conseillé de concevoir des nœuds moulés avec des branches aussi courtes que possible car cela diminue les contraintes de flexion secondaire dans les diagonales et, additionnellement, permet également de réduire les coûts de fabrication des nœuds.

D'autres essais de fatigue sur le détail des joints bout-à-bout entre tube et branche de nœud moulé seront réalisés en Allemagne par la Technische Universität Karlsruhe (Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine) et permettrons de confirmer ces observations [12]. En ce qui concerne les pièces moulées, on en conclut que leur résistance à la fatigue est significativement supérieure, mais que ce meilleur comportement ne peut pas être exploité puisque la rupture se produit prématurément ailleurs et que l'on ne peut pratiquement pas augmenter la résistance du détail soudure bout-à-bout au dessus de la catégorie ~90. Comme démontré à la section 4.2, il est possible de trouver un optimum dans le dimensionnement en relaxant les exigences de qualité pour les nœuds moulés, donc leur coût, de manière à ce que les imperfections tolérées soient en adéquation avec la résistance à la fatigue des autres sites potentiels d'amorçage de fissures.

### 3.3 Avantages et inconvénients de chaque solution

La fissuration en racine de la soudure bout-à-bout entre les branches des nœuds moulés et les tubes est un inconvénient de cette solution en comparaison avec la

solution des tubes directement soudés. Il y a deux raisons à cela. Premièrement, il n'est pas possible de contrôler la racine de cette soudure, ni de lui appliquer un traitement de parachèvement, ni de l'inspecter en service pour détecter une fissure avant que celle-ci ne traverse la paroi du tube. Il faut donc bien définir la procédure de fabrication et la valider afin de connaître la résistance à la fatigue de ce détail. Deuxièmement, ce détail étant présent au minimum quatre fois à chaque nœud, il est d'autant plus critique et péjore la bonne résistance à la fatigue des nœuds moulés eux-mêmes (qui est intrinsèquement meilleure que dans le cas de la solution des tubes directement soudés).

En particulier, pour la membrure inférieure en travée d'une poutre à treillis – donc tendue – il y a, dans le cas de la solution avec nœuds moulés, deux soudures bout-à-bout à chaque nœud afin d'assurer la continuité de la membrure. Cela signifie que la qualité doit être à la fois élevée et constante pour assurer une bonne fiabilité en fatigue. De plus, avec un tel nombre de soudures bout-à-bout, les séquences de pré-assemblage et d'assemblage doivent être bien étudiées afin de gérer correctement les retraits de soudage et assurer ainsi le respect des tolérances de fabrication. Par contre, toutes les découpes de tubes sont simples et droites, ce qui contrebalance un peu ce dernier inconvénient. Dans le cas de la solution avec tubes directement soudés, les joints de continuité de la membrure ne se présentent qu'aux changements de section des tubes et aux joints de montage, mais les découpes sont toutes compliquées et demandent un équipement perfectionné que ne possèdent pas toutes les entreprises.

Pour les grands ouvrages, soit ceux ayant des portées de plus de 80 m, l'avantage du nombre faible nombre de joints de continuité disparaît en partie car la longueur maximale livrable des tubes utilisés, typiquement des diamètres de 508 mm ou plus avec une épaisseur de paroi de 25 mm ou supérieure, n'est plus que de 6 à 10 m. Il y a donc une soudure entre chaque nœud également pour la solution avec tubes directement soudés.

Finalement, avec les nœuds moulés, il subsiste l'avantage de pouvoir gérer facilement n'importe quelle géométrie et nombre de tubes arrivant au nœud tout en garantissant de faibles SCF, alors qu'il y a des limitations pour les joints directs entre tubes (angle minimum entre deux tubes, excentricité, recouvrement représenté par  $g$ ). Il est également possible d'intégrer certains éléments spéciaux tels que plaques d'appui directement dans les moulages. En conséquence, la solution avec

nœuds moulés est particulièrement adaptée dans les zones d'appui, car le moment fléchissant y est négatif et les entretoises d'appuis créent des situations avec un nombre plus important de tubes arrivant aux nœuds.

## 4 Méthodes de dimensionnement

### 4.1 Nœuds directement soudés

Comme pour l'interprétation des résultats d'essais, c'est la méthode de la contrainte au point chaud qui est utilisée. Il a été démontré [2, 3, 4, 7] que c'est la meilleure solution pour tenir compte de manière adéquate de la complexité dans la distribution des contraintes dans les joints tubulaires et du comportement observé en fatigue. Les valeurs de contrainte aux points chauds peuvent être déterminées à l'aide de modèles MEF en utilisant une procédure standard reconnue comme expliqué dans [7]. Les logiciels I-DEAS et ABAQUS ont été utilisés pour développer des modèles de poutre à treillis et des nœuds en K afin de déterminer les contraintes aux différents points chauds. Pour cela, les soudures ont été incluses dans les modèles MEF des nœuds.

Une grande étude paramétrique a été conduite (plus de 200 modèles) sur une variété de nœuds soudés afin d'examiner les effets de la géométrie et du chargement. En particulier, l'étude a porté sur les faibles valeurs du paramètre  $\gamma$ , valeurs qui sont typiques des ouvrages d'art, ce qui différencie cette étude de toutes les précédentes sur ce sujet. Ceci nous a permis de proposer des valeurs de SCF [7] pour des étendues et combinaisons de valeurs des paramètres ( $\beta$ ,  $\gamma$ ,  $\tau$ ,  $\theta$ ) qui n'existaient pas encore. De plus, une méthode plus intuitive et décrite cidessous a été proposée pour le calcul de la contrainte au point chaud dans les nœuds en K.

La méthode de la contrainte au point chaud donne la contrainte totale au point  $i$  (point chaud) dans le nœud selon la relation (1). Cette relation peut être réécrite en exprimant le pourcentage de chaque composante de la contrainte, par exemple  $\sigma_{ax\_br}$ , comme un pourcentage  $P_{ax\_br}$  de la contrainte nominale totale,  $\sigma_{total}$ . D'une manière plus générale, ceci conduit à la relation suivante:

$$\sigma_{hs,i} = \sigma_{total} \cdot \sum_{LC=1}^n \frac{P_{LC}}{100} \cdot SCF_{i,LC} = \sigma_{total} \cdot SCF_{total,i} \quad (3)$$

$\sigma_{total}$  contrainte nominale totale dans le joint:

$$\sigma_{total} = \sigma_{nom\_ch} + \sigma_{nom\_br}$$

la contrainte nominale totale dans la mem-

brure,  $\sigma_{nom\_ch}$ , resp. dans la diagonale,  $\sigma_{nom\_br}$ ,



correspondent à la superposition de la contrainte axiale et de celle de flexion  
 $P_{LC}$  pourcentage de la contrainte dans l'un des tubes, due au cas de charge LC, par rapport à la contrainte totale dans ce tube  
 $SCF_{total,i}$  facteur de concentration total au point i.

Le facteur de concentration total peut être représenté comme montré à la figure 8 pour des paramètres géométriques donnés et pour une répartition donnée des contraintes entre les différents tubes. Un rapport des contraintes dues aux charges axiales et à la flexion dans le plan de la diagonale et la membrure doit être admise; on prend celle recommandée dans [4].

Le facteur de concentration de contrainte total est donné en fonction du pourcentage des contraintes dans un tube, que nous choisissons comme la diagonale. le rapport des contraintes dans la diagonale peut donc s'exprimer comme :

$$\frac{\sigma_{nom\_br}}{\sigma_{total}} = \frac{\sigma_{nom\_br}}{\sigma_{nom\_br} + \sigma_{nom\_ch}} \quad (4)$$

$\sigma_{nom\_br}$  contrainte nominale totale dans la diagonale tendue

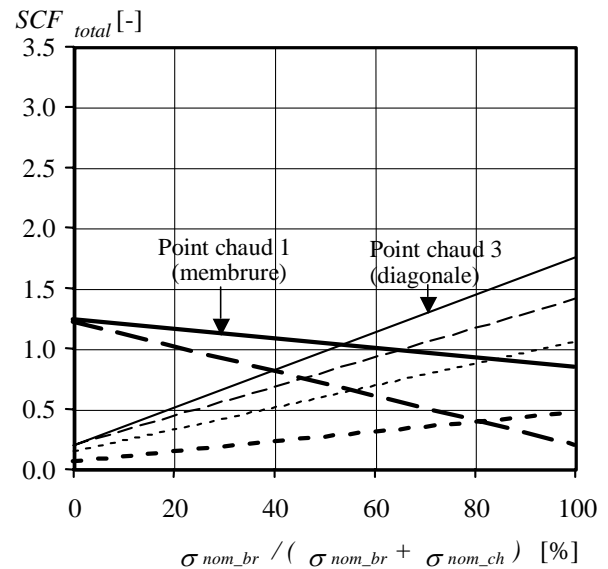
$\sigma_{nom\_ch}$  contrainte nominale totale dans la membrure.

L'avantage de cette représentation est que tous les sites potentiels de fissuration peuvent être représentés sur un seul graphique. Pour le dimensionnement, seule l'enveloppe peut être donnée (ce qui correspond aux points chauds 1 et 3 dans la figure 8), puisque seuls ces points sont déterminants. Il est à noter que le dénominateur dans l'équation ci-dessus implique une superposition scalaire de contraintes dans les différents tubes; le fait que les contraintes agissent dans des directions différentes est inclus dans le calcul par l'utilisation des différents facteurs  $SCF_{LC}$ . En fin de compte, le concepteur a à sa disposition un ensemble de graphiques à partir desquels il peut extraire la valeur  $SCF_{total}$  correspondant au cas étudié.

A partir de la figure 8, cette figure présentant un cas typique des résultats obtenus, on remarque que les valeurs  $SCF_{total}$  se situent toujours en-dessous de 2.0. Par conséquent, nous avons conclu que les valeurs des SCF ont une forte tendance à diminuer lorsque la valeur du paramètre  $\gamma$  diminue. Une valeur du paramètre  $\gamma$  basse, elle est inférieure à 10 dans les ponts tubulaires existants, est donc une caractéristique souhaitable. Cela n'est pas promu dans les recommandations existantes,

qui fixent une valeur minimale pour le facteur de concentration de contrainte de  $SCF = 2.0$ . Pour les ouvrages d'art, la valeur minimale peut être prise égale à  $SCF = 1.0$ , avec toutefois l'exigence que les soudures des joints de tubes soient toutes à pénétration complète afin d'exclure une possible fissuration depuis la racine d'une soudure.

Fig. 8 valeurs du  $SCF_{total}$  pour les valeurs des paramètres suivantes:  $\beta = 0.5$ ,  $\gamma = 4$ ,  $\tau = 0.3$  and  $\theta = 60^\circ$



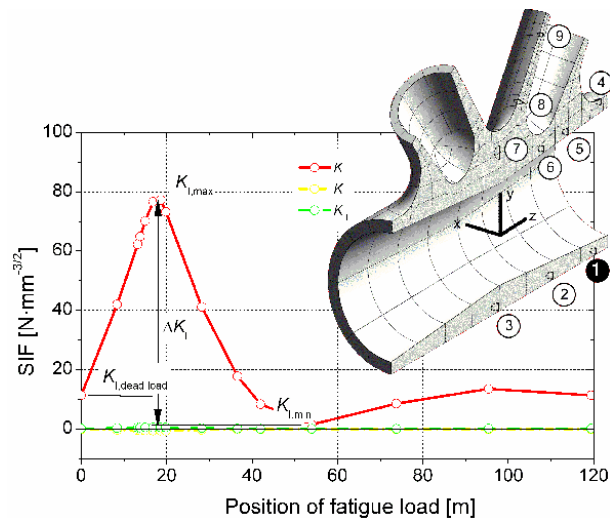
Membrure :	Diagonale :
— Point chaud 1	— Point chaud 3
..... Point chaud 2	- - - Point chaud 11
- - - Point chaud 31	..... Point chaud 4

### 4.2 Nœuds coulés

Les résultats d'essais ont montré que ce sont les nœuds moulés qui ont la meilleure résistance à la fatigue, mais que celle-ci ne peut être exploitée car la rupture est fonction des soudures bout-à-bout entre les branches du nœud et les tubes. Mise à part les essais, une étude numérique a été faite [9] pour déterminer les dimensions des imperfections qui peuvent être admises dans les nœuds en posant comme condition d'avoir un dimensionnement équilibré entre les divers sites potentiels d'amorçage dans le nœud et aux jonctions avec les tubes. Cette étude a été effectuée en utilisant le pont-poutre type décrit à la section 2, mais en remplaçant les nœuds soudés par des nœuds moulés, afin de pouvoir calculer les efforts intérieurs sous charges de fatigue et au stade ultime qui agissent sur les différents nœuds le long de pont. Une fois celles-ci connues, nous avons conclu que nous pouvions limiter l'étude aux deux cas extrêmes suivants: un nœud à mi-portée (n° 7) de la travée de rive et un nœud près de l'un des appuis inter-

médiaires (n° 12). Ces deux cas diffèrent par leur séquence de chargement, les déphasages entre les efforts dans les diagonales et la membrure, les valeurs extrêmes des efforts et leur signe. Comme conseillé à la section 3, la longueur des branches a été prise la plus courte possible afin de diminuer les efforts de flexion secondaire dans les diagonales.

Fig. 9 Facteur d'intensité de contrainte pour l'imperfection 1



Le logiciel BEASY a été utilisé afin de développer un modèle aux éléments frontières d'un nœud moulé; ce choix a été fait à cause des avantages de ce type de modélisation pour les géométries complexes contenant des fissures dont l'emplacement et la direction de croissance ne sont pas connus a priori. Grâce à ce modèle, des calculs de la force d'extension d'une fissure (représenté par le facteur d'intensité de contrainte, SIF) et de sa propagation en fatigue pour différentes configurations de fissuration ont pu être effectués. En effet, dans le cas d'un ouvrage d'art, lorsque la charge de trafic traverse le pont, il n'est pas évident de savoir quelles sont les positions de la charge qui vont être déterminante pour trouver la force d'extension de la fissure provoquée par cette charge. Pour cette raison, la ligne d'influence donnant le SIF pour chaque fissure (représentant les différents emplacements possibles d'imperfections) de même dimensions a été calculée à partir des efforts internes déterminés précédemment. Ceci est représenté à la figure 9, extraite de [9], pour le cas relativement simple d'une imperfection à l'emplacement noté 1, soit près de l'extrémité de la paroi inférieure du nœud.

Les imperfections aux différents emplacements sont modélisées comme des fissures de forme initialement

circulaire. Sous le chargement en fatigue, la propagation de la fissure à l'emplacement  $i$  est effectuée pas par pas dans le logiciel BEASY. Les dimensions finales de la fissure sont limitées par la valeur minimale entre l'épaisseur de la paroi et la taille critique provoquant une rupture fragile selon le diagramme de rupture donné dans [13]. Après avoir encore déterminé le SIF sous chargement ultime statique, les dimensions finales de la fissure à chaque emplacement  $i$  peuvent être calculées. Finalement, pour une résistance à la fatigue requise, soit celle des soudures bout-à-bout (dont la résistance caractéristique correspond à 2 millions de cycles sous  $87 \text{ N/mm}^2$ ), les dimensions maximales admissibles des défauts dans l'acier coulé peuvent être calculées à partir des dimensions finales.

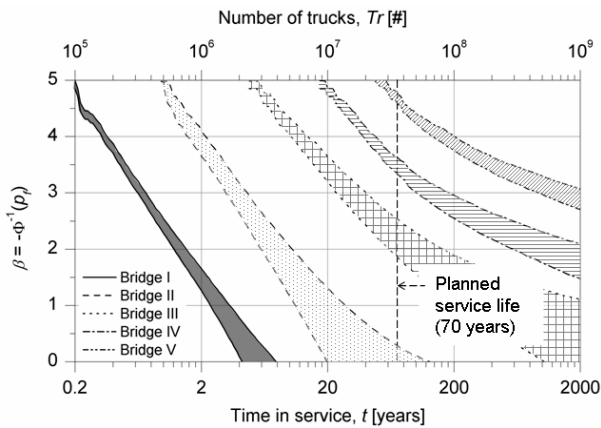
Les résultats montrent que la rupture fragile d'un nœud fissuré peut être exclue pour le cas du pont étudié. La taille maximale admissible obtenues est très grande par rapport à l'épaisseur de paroi à l'endroit du défaut. Elle vaut entre 28 et 88 % de l'épaisseur de cette paroi [9]. Ces valeurs s'expliquent d'une part par la très bonne ténacité (résilience) de l'acier coulé utilisé et d'autre part par le fait que les contraintes dans le nœud sont bien inférieures à celles dans les tubes puisque l'épaisseur dans un nœud moulé varie en fonction surtout de considérations de fabrication (écoulement dans le moule, maîtrise des retraits) et non des efforts appliqués. Une étude paramétrique est en cours afin de généraliser ces résultats et pouvoir fournir des valeurs de taille d'imperfections admissibles en fonction de plusieurs paramètres tels que : limite d'élasticité du matériau, résilience, niveau de chargement en fatigue, etc.

### 4.3 Méthodes de parachèvement

Dans [6], un modèle probabiliste considérant tous les sites potentiels d'amorçage de fissures de fatigue a été développé. Il intègre au mieux les connaissances actuelles dans les domaines de la fatigue des nœuds tubulaires et de la modélisation par la mécanique de la rupture de la propagation sous amplitude variable (simulation du trafic réel). À l'aide de ce modèle, des études paramétriques de l'influence de parachèvement sur la fiabilité d'un pont mixte tubulaire type ont été conduites. Cinq variantes du pont mixte présenté dans la section 2 ont été dimensionnées (dénommées variantes I, II, III, IV et V), avec différents niveaux de sous-dimensionnement en fatigue, afin de pouvoir déterminer précisément l'amélioration potentielle de la performance en fatigue provoquée par le parachèvement. La variante de pont I correspond à la solution présentée dans la section 2, soit le

pont dimensionné uniquement pour les sollicitations statiques. La figure 10 montre les résultats de l'évolution du niveau de fiabilité en fonction de la durée de vie pour les 5 variantes sans parachèvement.

Fig. 10 Comparaison entre les niveaux de fiabilité  $\beta$  des différentes variantes du pont type



On constate que la variante I, comme lors du dimensionnement selon les normes, ne satisfait pas au niveau de fiabilité  $\beta$  habituellement requis pour une structure (entre 1.2 et 3.7 selon les cas). Seules les variantes III à V peuvent prétendre y satisfaire sans parachèvement. Lors de l'étude des variantes avec méthode de parachèvement, la méthode étudiée est le martelage par aiguilles (voir figure 11) car c'est une méthode facile à appliquer et qui a prouvé son efficacité [14], même si ce n'est pas la plus efficace. La référence [14] fournit en outre toutes les informations nécessaires pour la mise en pratique et le contrôle du parachèvement.

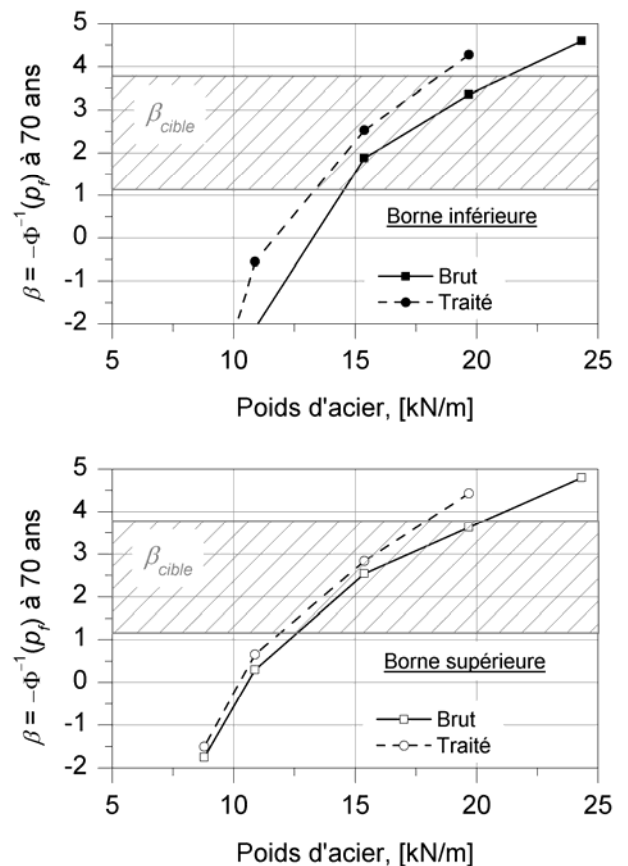
Fig. 11 application de la méthode de parachèvement par martelage par aiguilles



L'amélioration est déterminée en termes, soit d'économie de poids d'acier, soit d'augmentation de la durée de vie pour un indice de fiabilité donné. La figure 12 donne un exemple des résultats obtenus. Sur cette figure, on

remarque que la courbe pour les variantes parachevées est décalée par rapport à celle correspondant aux variantes sans parachèvement. Ce décalage correspond au poids d'acier qu'il est possible d'économiser en effectuant un traitement de parachèvement. Ceci correspond, suivant la variante, à une économie se situant entre 6 to 13%. Par ailleurs, il est aussi possible de raisonner sur le gain en durée de vie produit par le parachèvement, sans réduction du poids d'acier cette fois. Les gains se situent alors dans une fourchette allant de 120 à 930% (suivant les hypothèses sur l'indice de fiabilité cible) en termes d'augmentation de durée de vie. D'autres études paramétriques sont en cours afin de d'évaluer l'influence de la stratégie de parachèvement (parachèvement d'une partie seulement des détails, effectué en atelier ou sur site), ainsi que des variations en intensité, qualité et profondeur du traitement.

Fig. 12 évolution du poids d'acier en fonction de la variante de dimensionnement et du parachèvement.



### 5 Remarques finales

Ce type de pont offre de nouvelles possibilités de conception pour les ingénieurs et les architectes. Pour que ces possibilités soient bien exploitées, il faut que les

auteurs du projet maîtrisent de nouvelles connaissances, en particulier concernant le dimensionnement en fatigue de ces ouvrages. La recherche effectuée à ce jour dans le domaine de la fatigue des ponts tubulaires permet cette maîtrise et comble en partie les lacunes qui existaient dans ce domaine.

Les méthodes modernes de fabrication, en particulier les possibilités de découpage des tubes, ainsi que la production de pièces moulées en acier ayant des propriétés identiques à celles de profilés laminés, permettent de rendre ces ouvrages compétitifs. Bien que les détails de ces ouvrages offrent à priori une résistance limitée en fatigue de par les concentrations de contraintes dans les nœuds, l'optimisation de leur géométrie (en jouant sur les paramètres  $(\beta, \gamma, \tau)$ ), l'utilisation de nœuds moulés dans certains cas ainsi que le parachèvement offrent des solutions pour les rendre les ponts tubulaires plus résistants en fatigue et plus durants.

### Remerciements

Les résultats présentés ont été obtenus grâce à plusieurs crédits de recherche provenant des organismes suivants:

- Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V. (FOSTA), Düsseldorf, projet P591, dans le cadre du Stiftung Stahlanwendungsforschung, Essen.
- Office fédéral des routes (OFROU), groupe de travail recherche en matière de ponts (AGB).
- Fonds national suisse de la recherche scientifique (SNF).

L'acier a été fourni par Vallourec & Mannesmann Tubes et Brüttsch/Rüegger AG. Les éléments testés ont été fabriqués par Jakem AG et Zwahlen & Mayr SA.

Je remercie également mes collègues car cet article résume plusieurs publications qui ont été écrites en collaboration avec Mmes A. Schumacher, S. Haldimann-Sturm, M. S. Walbridge et le Prof. M.A. Hirt.

### Références

- [1] WARDENIER, J., KUROBANE, Y., PACKER, J. and al., *Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static*, CIDECT, No. 2, TÜV-Verlag Rheinland, Köln, 1991.
- [2] MARSHALL, P.W., *Design of welded tubular connections, Basis and use of AWS provisions*, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, 1992.
- [3] ZHAO, X. L., HERION, S., PACKER, J. A. and al., *Design guide for circular and rectangular hollow section joints under fatigue loading*, CIDECT, No. 8, TÜV-Verlag Rheinland, Köln, 2000.
- [4] IIW, International institute of welding, *Fatigue design procedure for welded hollow section joints*, X.-L. Zhao & J.A. Packer (eds.), Doc. XIII-1804-99, XV-1035-99, Cambridge: Abington, 2000.
- [5] SCHUMACHER, A., NUSSBAUMER, A., and al., *Ermüdungsbemessung von Brücken mit geschweissten kreisförmigen Hohlprofilverbindungen*, Rapport OFROU 578 (version allemande), rapport ICOM n° 489E (version anglaise), Lausanne, 2004.
- [6] WALBRIDGE, S., *A probabilistic study of fatigue in post-weld treated tubular bridges structures*, thèse EPFL n° 3330, Ecole Polytechnique Fédérale (EPFL), Lausanne, 2005 (en préparation).
- [7] SCHUMACHER, A., *Fatigue behaviour of welded circular hollow section joints in bridges*, PhD thesis EPFL n°2727, Swiss Federal Institute of Technology (EPFL), Lausanne, 2003.
- [8] STURM, S., NUSSBAUMER, A., HIRT, M. A., *Fatigue behaviour of cast steel nodes in bridge structures*, Proceed. of the 10th Int. Symp. on Tubular Structures, pp. 357-364, Tubular Structures X, A.A. Balkema Publishers, Madrid, 2003.
- [9] HALDIMANN-STURM, S., *Ermüdungsverhalten von Stahlgussknoten in Brücken aus Stahlhohlprofilen*, thèse EPFL n° 3274, , Ecole Polytechnique Fédérale (EPFL), Lausanne, 2005 (en préparation).
- [10] DNV, Fatigue strength analysis of offshore steel structures, *Recommended practice RP-C203*, Det Norske Veritas, October 2001.
- [11] IIW, International institute of welding, *Recommendations for fatigue design of welded joints and components*, A. Hobbacher (ed.), Doc. XIII-1965-03/ XV-1127-03, Cambridge: Abington, 2003.
- [12] VESELCIC, M., HERION, S., PUTHLI, R., *Cast steel in tubular bridges - new applications and technologies*, Proceed. of the 10th Int. Symp. on Tubular Structures, pp. 135-142, Tubular Structures X, A.A. Balkema Publishers, Madrid, 2003.
- [13] MILNE, I., AINSWORTH, R.A., DOWLING, A.R., STEWART, A.T., *Assessment of the integrity of structures containing defects*, R/H/R6 - Revision 3, Central Electricity Generating Board, Mai 1986.
- [14] IIW, International institute of welding, *Recommendations improvement methods*, S.J. Maddox and A.

Haagensen (eds.), Doc. XIII-, Cambridge: Abington, 2003.