

Theme Vb: Design problems

Objektyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht**

Band (Jahr): **10 (1976)**

PDF erstellt am: **22.09.2024**

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

The Ultimate Load of Monosymmetric Sections due to Lateral Torsional Buckling

Calcul de la charge ultime de sections monosymétriques en tenant compte du déversement

Traglasten von einfach-symmetrischen Profilen unter Berücksichtigung des Kippens

JOACHIM LINDNER
o. Prof. Dr.-Ing.
Technische Universität Berlin
Berlin, BRD

1. INTRODUCTION

Structural members loaded by transverse loads and moments acting in the plane of greatest stiffness may also twist and deform laterally as shown in fig.1. The most general case includes initial imperfections of a bar or eccentricities of the loads and inelastic material behaviour, fig.2.

Solutions for this problem of lateral torsional buckling are well known for the elastic behaviour, including monosymmetric sections. For inelastic material behaviour solutions are known only recently ([1] - [6]), most of them for double symmetrical sections. For monosymmetric sections only single results are known ([2], [4]).

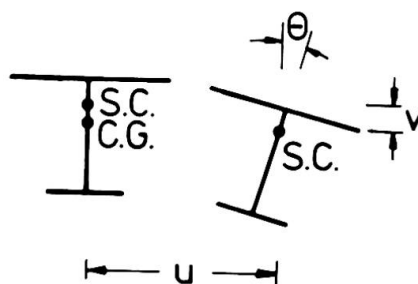


fig.1

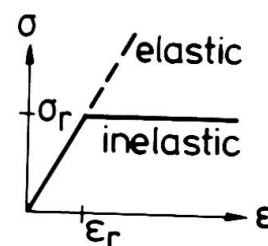


fig.2

2. THEORETICAL SOLUTION

The used theoretical solution is an approach for the inelastic material behaviour. It takes into consideration the elastic-plastic stress-strain relationship (fig.2), the spread of the plastic zones in the longitudinal direction of the beam-column, residual stresses and the alteration of the position of the shear centre due to plastification.

At first there is investigated a solution using the theory of elasticity. If the greatest stress in the most unfavourable fibre of the section exceeds the yield stress, this must be taken into account by iteration. Thus the spread of plastification in the section, the alteration of deformations and twist are considered. The ultimate strength is reached when equilibrium between external and internal forces is no longer possible.

This solution is described properly in literature ([2], [3], [4], [7]).

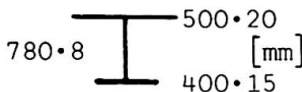
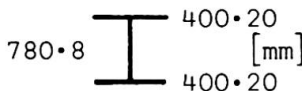
	St 37 $\sigma_y = 240 \text{ N/mm}^2$	StE 70 $\sigma_y = 700 \text{ N/mm}^2$
 500·20 [mm] 780·8 400·15	1769	5159
 400·20 [mm] 780·8 400·20	1828	5331

Table 1: Full plastic moments [kNm]

3. RESULTS

For getting numerical results, there are investigated a monosymmetrical and a double symmetrical section with equal area and height. The loading is assumed as concentrated load, because the most unfavourable case of constant end moments are seldom given in practical members. The level of application of the load is the upper flange. The end conditions correspond to simple support in the lateral plane. This means that lateral deflection and twist are prevented but no resistance is provided against either lateral bending or warping.

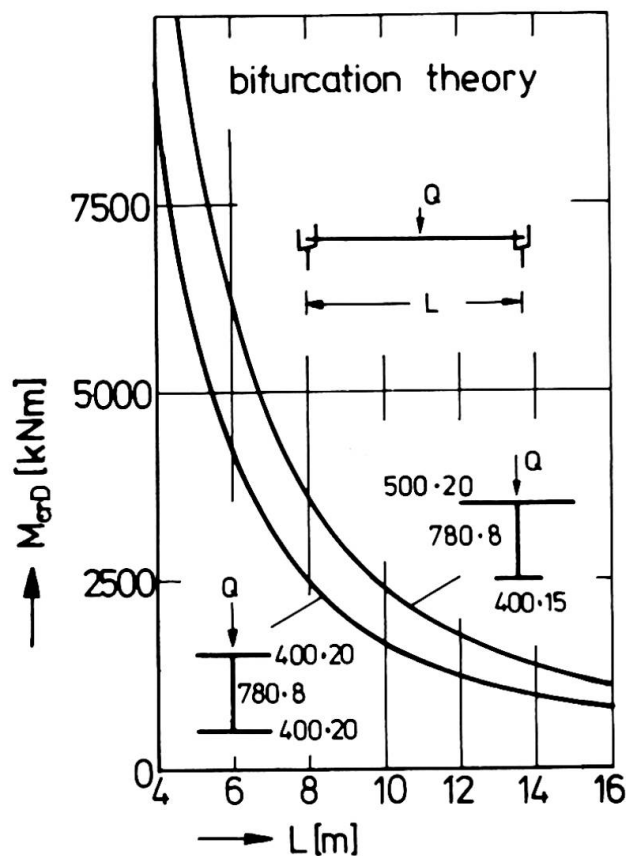


fig.3

The greatest capacity of the section is given by the full plastic moment, [8]. The results are given in table 1. It is seen, that the symmetric section gives the greater maximum capacity, but the difference does not exceed 3%.

The monosymmetrical section is the better one, if the bifurcation theory is used (fig.3). The reason is, that the compression flange, which may buckle, get a greater area, the center of gravity and the shear center have a smaller distance to the compression flange and therefore it is clear, that the critical load increases. The differences amount to 45% related to the double symmetrical section.

The ultimate load carrying capacity is seen in fig.4. In addition mild steel St 37 and high strength steel StE 70 are compared. They are drawn in a nondimensional way. The parameters are M/M_{p1} and $\bar{\lambda}$. M is the given moment of the beam, taking into account the load enhancement factor. M_{p1} means the full plastic moment (table 1). The value of $\bar{\lambda}$ depends on the yield stress and the critical moment due to lateral torsional buckling. For each length of the beam $\bar{\lambda}$ can be calculated using table 1 and fig.3.

The value of the residual stresses was chosen to a maximum compression value of $\sigma_{rc} \approx 120 \text{ N/mm}^2$.

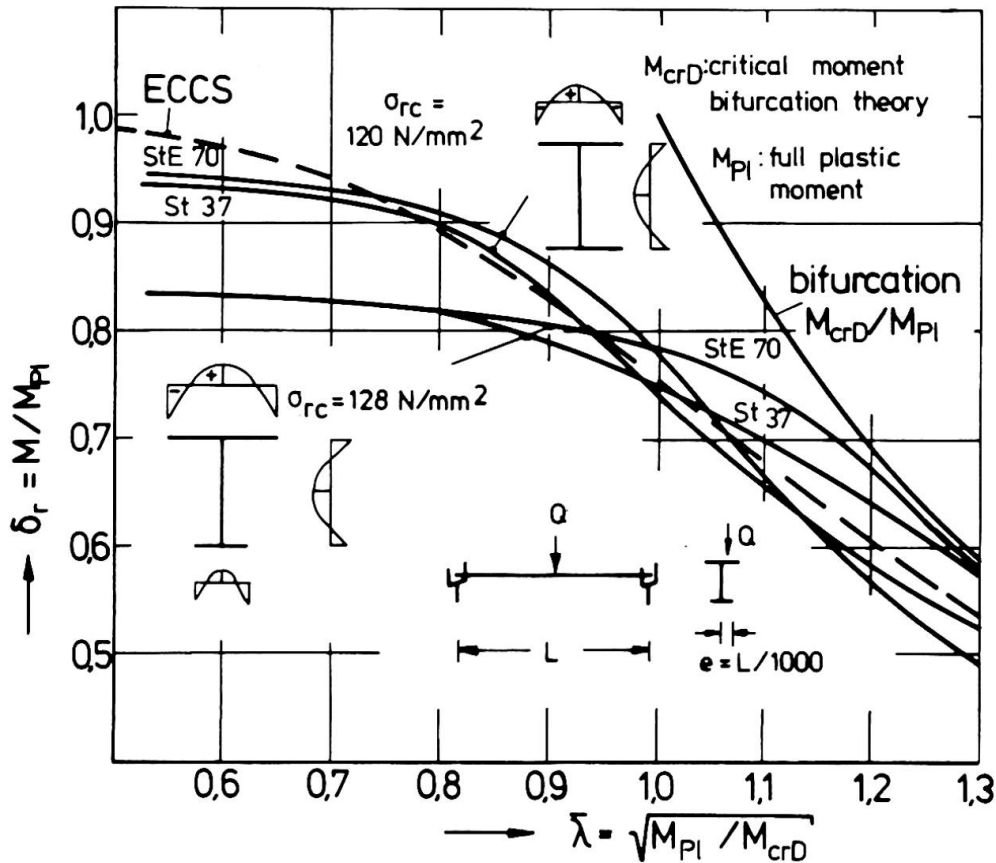


fig.4: Ultimate load carrying capacity

That means for steel St 37 50% of the nominal yield stress. Even for the high strength steel StE 70 the same value for the residual stresses was chosen.

Some interesting results are seen in fig.4. It is seen, that for small values $\bar{\lambda} \leq 1,0$, that means small values L of the length, the ultimate load of the monosymmetric section lies significantly below that of the double symmetrical section. In the region of $\bar{\lambda} \geq 1,0$ it is contrary, but the differences are a great deal smaller. The differences between St 37 and StE 70 are small, they exceed not more than 8%.

The curves for the double symmetrical section give a satisfying agreement to the new ECCS-curve [9], which should be valid only for double symmetrical sections. For the monosymmetric section the ECCS-curve may be used for $\bar{\lambda} > 1,0$.

In addition a comparison is made to the elastic theory of second order. This theory is usually used if there is no possibility to calculate the real ultimate strength. Using this theory the assumption is made that the load carrying capacity is reached when at the most unfavourable point of the beam the yield stress σ_y is reached.

In the present case there are 3 types of normal stresses taken into account. These stresses are originated from moments about the strong axis, moments about the weak axis and warping moments.

The used calculation method is the energy method. The computer program was kindly given by D.BAMM, it is similar to these described in [3], [4].

The results are given in fig.5. It is seen that the shape of the curves is similar using the ultimate strength method or the elastic second order theory.

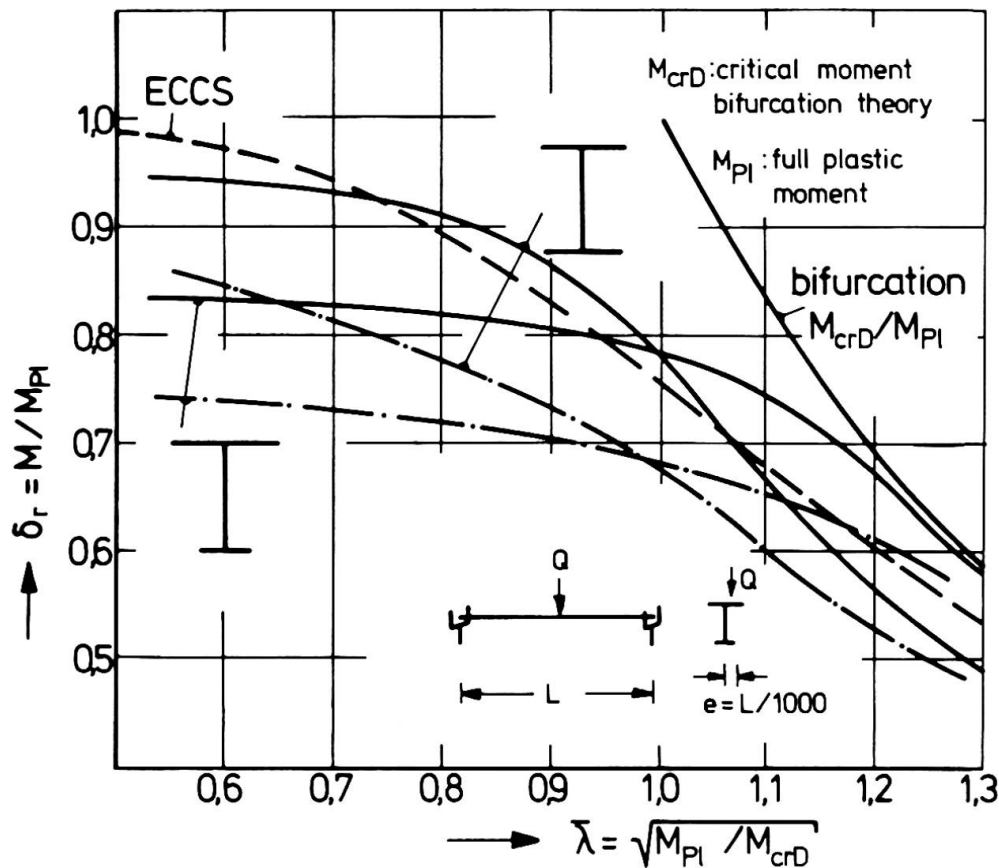


fig.5: load carrying capacity StE 70
 ——— ultimate strength
 -·-·- second order theory, $\sigma_{cr} = \sigma_y$

But in the whole region of $\bar{\lambda}$ is a great reserve from reaching the yield stress at the most unfavourable point to the load carrying capacity, where the cross section is partly yielded.

Therefore from the economical point of view it is useful to use the ultimate strength method or as an approximation using the method given in [6].

4. REFERENCES

- [1] Galambos, T.V.: Inelastic Lateral Buckling of Beams. Journal of the Struct. Div., Proc. ASCE, Vol. 89, No. St 5, Oct. 1963, p. 217.
- [2] Lindner, J.: Näherungsweise Ermittlung der Traglasten von auf Biegung und Torsion beanspruchten Stäben. Dissertation TU Berlin 1970. Auszug in: Die Bautechnik 48(1971), H. 5, S. 160-170.
- [3] Lindner, J.: Der Einfluß von Eigenspannungen auf die Traglast von I-Trägern. Habilitationsschrift. Berlin 1972. Auszug in: Der Stahlbau 43(1974), H. 2, S. 39-45, H. 3, S. 86-91.
- [4] Bamm, D.: Näherungsweise Berücksichtigung der Schubspannungen bei der Ermittlung von Traglasten gerader dünnwandiger offener Profile. Diss. TU Berlin, 1974.
- [5] Vinnakota, S.: Inelastic stability of laterally unsupported I-beams. Symposium on structural analysis, Washington D.C., 1976.

- [6] Unger, B.: Einige Überlegungen zur Zuschärfung der Traglastberechnung... Der Stahlbau 44(1975), H.11, S.330-335, H.12, S.367-373.
- [7] Lindner, J.: Theoretical Investigations of Columns under Biaxial Loading. Proc. Joint CRE-ECCS-IABSE Colloquium on Column Strength, Paris 1972, p.182.
- [8] Roik, K., Lindner, J.: Einführung in die Berechnung nach dem Traglastverfahren. Stahlbau Verlags GmbH, 1972, Neudruck 1976.
- [9] ECCS Manual on Stability. Chapter 5 Lateral Supported and Unsupported Beams. Paris 1976.

SUMMARY

The paper deals with the load carrying capacity of monosymmetric sections taking into account lateral torsional buckling. Numerical results are calculated for a double symmetrical and a mono symmetrical cross section with equal height and area. From the results is seen, that the ultimate load of the monosymmetric cross section is smaller than that of the doublesymmetric cross section. The ECCS recommendation curve should only be used for monosymmetric cross-sections, if the length of the bar is great.

RESUME

L'article traite de la résistance ultime de sections monosymétriques en tenant compte du déversement. Des résultats numériques sont calculés pour des profils à symétrie double ou simple ayant des hauteurs et des surfaces égales. Les résultats montrent que la résistance ultime du profil monosymétrique dans le domaine plastique est inférieure à celle du profil à symétrie double. Pour des sections monosymétriques, les courbes des recommandations CECM ne doivent être appliquées que lorsque l'élanement est grand.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Beitrag beschäftigt sich mit der Traglast von einfach-symmetrischen Profilen im Hinblick auf das Stabilitätsproblem des Kippens. Zahlenmäßige Ergebnisse werden für ein doppelt-symmetrisches Profil und ein einfach-symmetrisches Profil mit gleicher Höhe und Fläche angegeben. Aus den Ergebnissen ist zu ersehen, dass im plastischen Bereich die Traglast des einfach-symmetrischen Profils unter der des doppelt-symmetrischen liegt. Die Bemessungskurve der EKS-Empfehlungen darf für einfach-symmetrische Profile nur benutzt werden, wenn die Stablänge gross ist.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Utilisation d'aciers à haute résistance dans quelques ponts mixtes suisses

Verwendung hochfester Stähle im schweizerischen Verbundbrückenbau

Application of High-Strength Steels in some Swiss Composite Bridges

PIERRE DUBAS

Professeur à l'École Polytechnique Fédérale
Zurich, Suisse

1. Introduction

La réalisation du réseau des routes nationales suisses a entraîné, ces dernières années, la construction de nombreux ponts mixtes acier-béton. Une vingtaine d'entre eux comportent des tronçons en acier à haute résistance, la plus grande partie de l'ouvrage étant cependant exécutée en acier E 36¹⁾, c'est-à-dire dans la nuance la plus répandue pour les ponts-routes européens. Dans le cadre du septième congrès de l'AIPC [1] nous avons eu l'occasion de présenter deux des premières applications des aciers spéciaux. Entretemps, cette technique s'est largement répandue et il nous a paru utile d'exposer brièvement les réflexions faites dans le cadre des études et les conclusions principales découlant des expériences acquises lors de la fabrication et du montage des ouvrages.

2. Caractéristiques des aciers à haute résistance utilisés

Comme l'illustre (Fig. 1) la répartition des matières du pont sur la Veveyse, avec une travée latérale de 111 m imposée par les conditions géotechniques et une travée centrale atteignant 129 m, c'est uniquement le tronçon sur la pile située à la jonction des deux portées précitées, tronçon hautement sollicité à la flexion et au cisaillement, qui est prévu en acier à haute résistance.

Cette région est de plus caractérisée par un rapport assez faible entre les contraintes dues aux surcharges, pratiquement déterminantes pour la fatigue, et celles dues au poids mort et aux charges permanentes. On sait en effet [2] que la résistance à la

1) Le sigle E 36 désigne un acier à 36 kg/mm² de limite élastique, avec une résistance à la rupture d'au moins 52 kg/mm². Cette notation est utilisée par exemple dans les recommandations allemandes "Stahl-Eisen-Werkstoffblatt 089 - 70; Schweissbare Feinkornbaustähle; Gütevorschriften" ainsi que "DAST-Richtlinie 011; Anwendung der hochfesten schweissgeeigneten Feinkornbaustähle St E 47 und St E 70 für Stahlbauten mit vorwiegend ruhender Belastung (Ausgabe 1.74)"

fatigue des constructions soudées dépend principalement de la variation des contraintes $\Delta\sigma$ et que celle des éléments en acier à haute résistance est en première approximation la même que pour l'acier doux. Les micro-fissures inévitables ainsi que les effets d'entaille même modérés empêchent en effet de réaliser le gain de résistance que montrent les essais d'endurance sur barreaux polis. Dans les régions à valeurs $\Delta\sigma$ faibles, cette caractéristique en soi défavorable des aciers à haute résistance ne pose pas de problèmes, la limite élastique - et non la résistance à la fatigue - étant le facteur déterminant pour le dimensionnement. Dans les ponts-rails par contre, où la fatigue joue le premier rôle même dans la région des piles, l'acier à haute résistance n'offrira en général pas d'avantages par rapport à l'acier E 36.

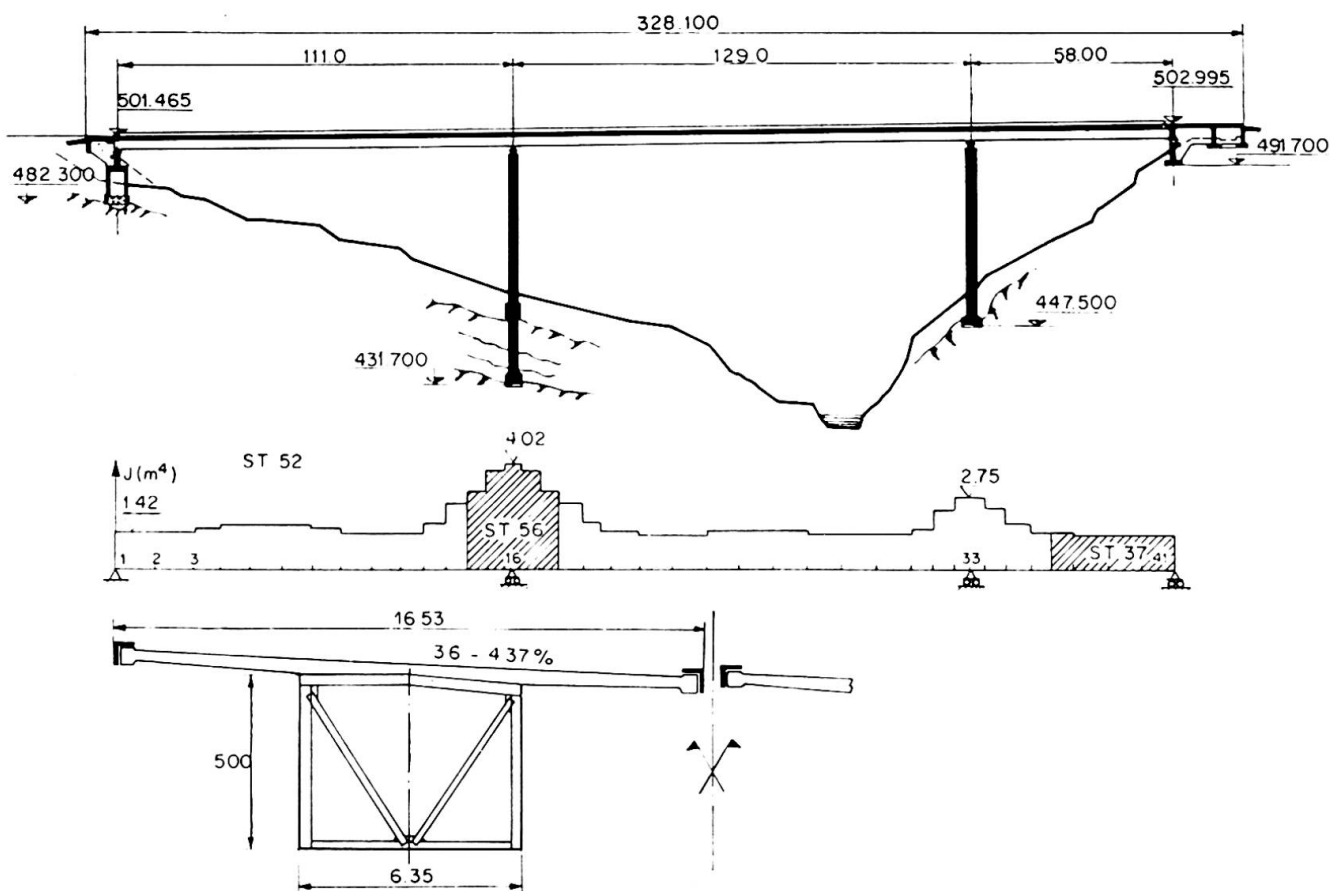


FIGURE 1

Ensemble et section de principe du pont sur la Veveyse

Les aciers à haute résistance utilisés dans les ponts-routes suisses sont généralement du type à résistance naturelle, obtenue comme l'indique le tableau I par des éléments d'alliage appropriés, spécialement des liaisons azotées de nickel ou de vanadium sous forme de dispersoïdes bloquant les glissements cristallins. Ces aciers sont livrés à l'état normalisé grains fins et possèdent une excellente ductilité, contrôlée tant par des essais de résilience que par des pliages Kommerell pour les fortes épaisseurs.

TABLEAU I

Acier à haute résistance E 43 utilisé au viaduc de Bergbach (SG)

Aciérie: AG der Dillinger Hüttenwerke, nuance Dillinal 55/43						
COMPOSITION CHIMIQUE (analyse des coulées, en %)						
C	Si	Mn	P	S	Ni	V
≤ 0,18	0,10±0,50	1,0±1,7	≤ 0,035	≤ 0,035	≤ 0,7	0,10±0,18
CARACTERISTIQUES MECANIQUES						
Limite élastique garantie				≥ 43 kg/mm ² (≤ 16 mm)		
Limite élastique effective				43,6 ± 51,7 (t = 16 mm)		
(réception en aciérie)				40,7 ± 49,2 (t = 62 mm)		
Résilience ISO-V, état de livraison (en long)				≥ 5 kg·m/cm ² à -20° C		

La mise en oeuvre de ces aciers en atelier requiert bien entendu les précautions d'usage pour les matériaux à carbone équivalent élevé, en particulier un préchauffage à 80° ± 200°, selon l'épaisseur, pour éviter la trempe que provoquerait un refroidissement trop rapide après le soudage ou même après l'oxycoupage. Les procédés opératoires et l'ampleur des contrôles doivent de plus être adaptés à la nuance d'acier choisie, généralement E 43 ou même E 47 à l'heure actuelle, ainsi qu'aux épaisseurs à mettre en oeuvre.

Nous ne saurions ici entrer dans les détails des spécifications adoptées: celles-ci dépendent en partie de l'équipement des ateliers et de l'appareillage de soudage utilisé. On indiquera cependant que les difficultés de fabrication sont légèrement supérieures à celles des ouvrages en acier classique E 36 mais bien inférieures à celles rencontrées pour la mise en oeuvre des aciers trempés et revenus du genre E 70, souvent utilisés en chaudronnerie lourde.

3. Avantages et inconvénients des aciers à haute résistance

On peut se demander quelles raisons parlent en faveur des aciers à haute résistance mentionnés. Nous pouvons éliminer immédiatement le gain de poids puisqu'il s'agit, d'une part, de portées modérées et, d'autre part, des tronçons sur piles dont le poids passe pratiquement directement dans les appuis. Des comparaisons faites sur des ouvrages réalisés ou simplement projetés montrent de plus que le tonnage d'un pont mixte dépend avant tout des choix constructifs et en particulier de l'espacement transversal des poutres²⁾; le poids propre de l'ossa-

2) Pour des ponts-routes mixtes comportant deux poutres sous une chaussée large de 15 m au maximum, l'auteur a proposé [3] la formule linéaire $g = 10 + 2 \ell_m$ pour une première approximation du kilotage d'acier g par m² de chaussée en fonction de la portée moyenne $\ell_m = \sum \ell_i^2 / \sum \ell_i$ d'une poutre continue. Une extension de cette relation à des ponts mixtes très larges, mais ne possédant toujours que deux poutres maîtresses a montré [4] que l'on pouvait réduire à 1,5 le multiplicateur de ℓ_m .

ture est de toutes façons faible par rapport à celui de la dalle de couverture et de son tapis bitumineux, de sorte qu'une réduction du poids mort reste pratiquement sans influence sur les sollicitations totales.

L'économie sur le prix des matériaux n'est pas déterminante non plus: le prix relatif des aciers à haute résistance considérés, E 39 ou E 43, c'est-à-dire le prix unitaire rapporté à la limite élastique avec une valeur prise arbitrairement à 100 % pour l'acier doux, est en effet pratiquement égal à celui de l'acier classique E 36 (Fig. 2). Seul l'acier E 70 serait plus avantageux de ce point de vue; il requiert toutefois, comme indiqué plus haut, des précautions coûteuses lors de la fabrication.

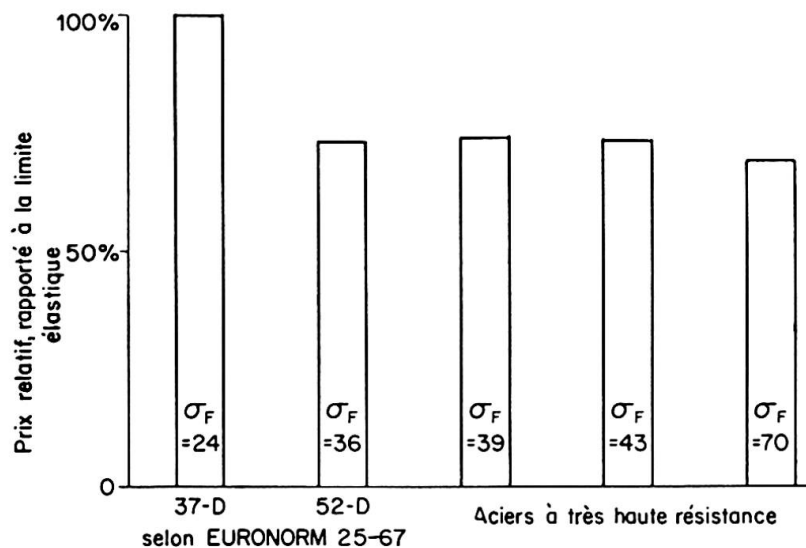


FIGURE 2 - Comparaison du prix relatif de divers aciers

La limite élastique ou, si l'on préfère, les contraintes admissibles sont plus élevées et permettent dès lors de réduire la section des semelles, par exemple de 20 % lorsque l'on passe de l'acier E 36 à E 43. Même dans les régions très sollicitées, une semelle unique est ainsi possible (Fig. 3), de largeur et d'épaisseur permettant une fabrication à la fois aisée et économique (réduction du nombre de cordons longitudinaux) sans poser de problèmes de stabilité en service. L'épaisseur des âmes sera réduite en proportion, ceci au moins dans la région des piles où se limite, comme indiqué précédemment, l'emploi d'aciers à haute résistance; dans cette zone, en effet, l'âme doit être assez épaisse pour reprendre les efforts tranchants très élevés et la stabilité au voilement n'est pas déterminante comme cela serait le cas en travée.

Pour une poutre mixte, la réduction de l'aire des sections diminue de plus les tractions parasites dans le béton dues au retrait empêché. De même, lorsque la dalle est mise en précontrainte par dénivellation d'appuis ou par des câbles pour diminuer le risque de fissuration sur piles, les pertes de précompression seront plus faibles, c'est-à-dire que le rendement sera plus élevé.

On ne dispose pas encore en Europe d'aciers patinables à haute résistance, c'est-à-dire avec des limites élastiques supérieures à

celle de l'acier E 36. Ce fait est regrettable puisque les aciers patinables offrent des avantages certains dans l'entretien des ponts. Espérons que les progrès de la métallurgie permettront sous peu de remédier à cet inconvénient qui risquerait de freiner l'extension de l'utilisation des aciers à haute résistance.

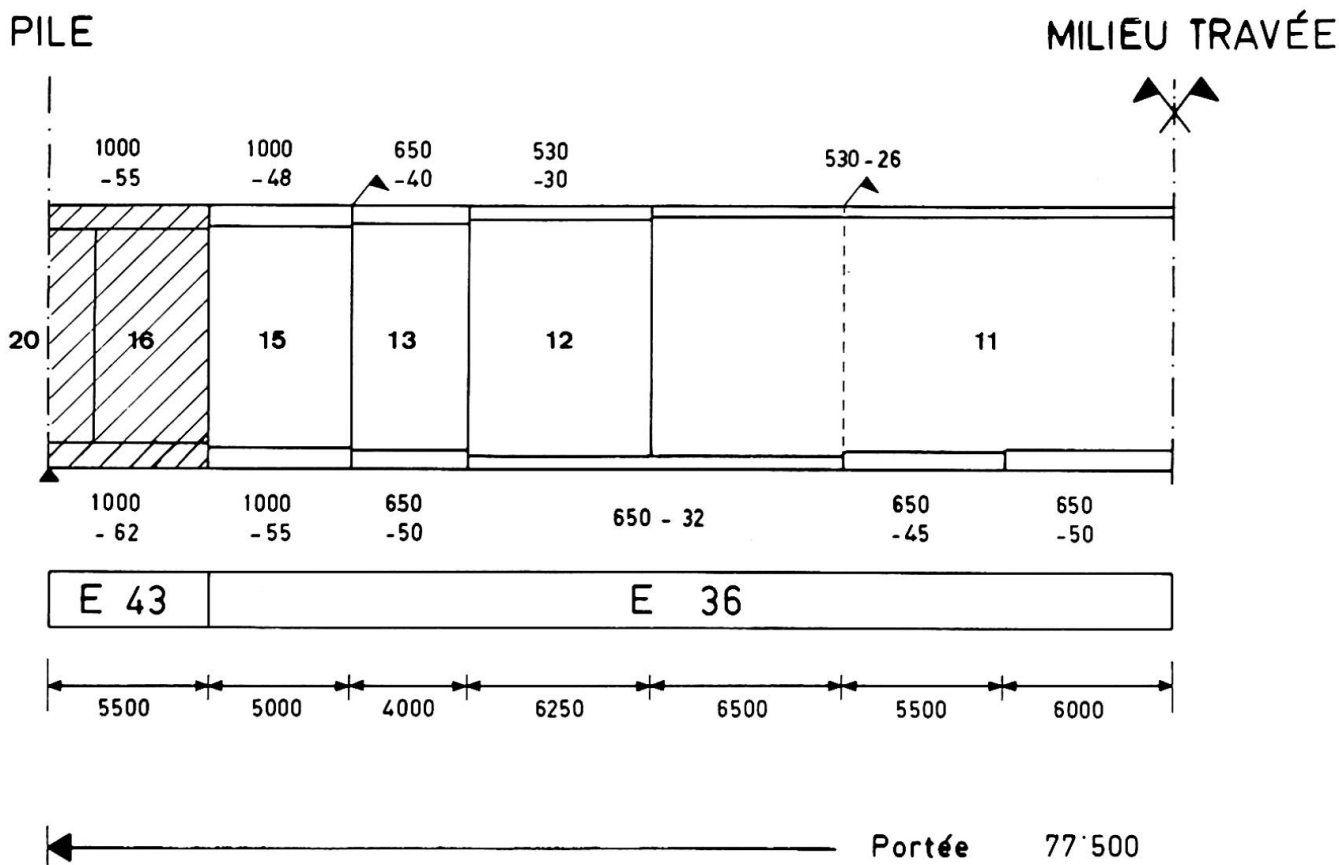


FIGURE 3 - Viaduc de Bergbach (SG): répartition des matières dans les travées centrales

4. Particularités de la mise en oeuvre

On mentionnera pour conclure certaines particularités de la mise en oeuvre en atelier et au montage. L'utilisation de l'acier à haute résistance étant réservée aux tronçons sur piles, les semelles correspondantes ne comportent généralement pas de joints intermédiaires et les cordons de soudure transversaux à leurs extrémités concernent des épaisseurs déjà plus faibles (voir Fig. 3 plus haut).

Les ponts dont nous nous occupons ont été montés par lancement; l'assemblage se fait dès lors au sol dans des conditions favorables. On soudera même durant l'hiver (Fig. 4) en prenant les précautions d'usage comme cabines de protection, etc. Pour l'ouvrage visible sur la figure, on a utilisé le soudage sous CO_2 avec fil fourré de flux aggloméré basique.

Le lancement sur la travée latérale de 111 m (Fig. 5) a tout au moins prouvé que les soudures présentent une excellente résistance à des sollicitations statiques très élevées!

FIGURE 4

Pont sur la Veveyse.
Assemblage au sol
avant lancement.

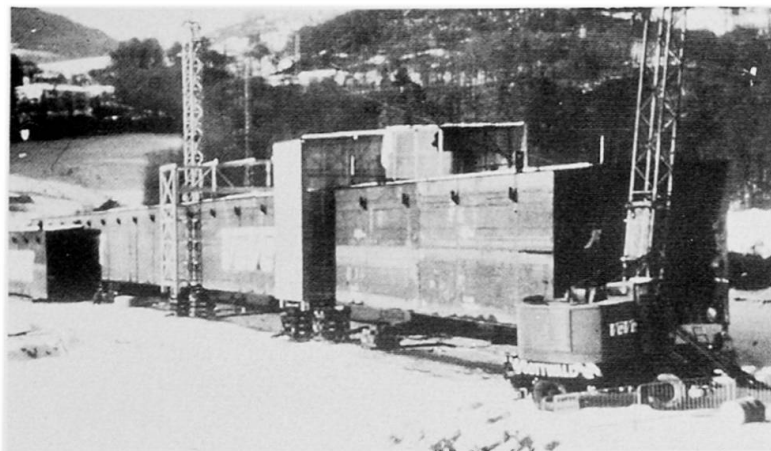
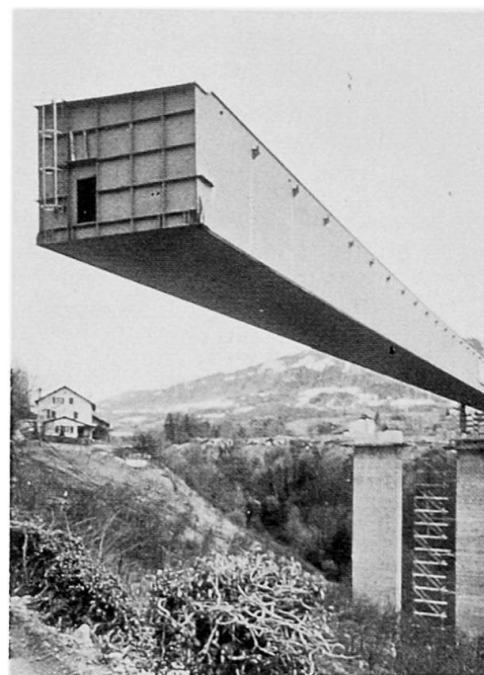


FIGURE 5

Pont sur la Veveyse.
Ouvrage à la fin du
lancement; rayon de
courbure en plan 907 m.



Références bibliographiques

- [1] P. Dubas: Utilisation d'aciers à haute résistance dans deux ouvrages suisses. Rapport Final du septième congrès de l'AIPC, Rio de Janeiro 1964, p. 161.
- [2] J.W. Fisher, K.H. Frank, M.A. Hirt, B.M. McNamee: Effect of Weldments on the Fatigue Strength of Steel Beams, NCHRP Report No. 102, Highway Research Board, Washington D.C., 1970.
- [3] P. Dubas: Développements suisses récents en matière de ponts mixtes acier-béton. Costruzioni metalliche, 1969, p. 11.
- [4] J. Pétignat, H.G. Dauner: Evolution dans la conception et la construction des ponts mixtes acier-béton en Suisse. Schweiz. Bauzeitung, 1974, S. 89.

RESUME

On présente quelques exemples d'utilisation d'aciers à haute résistance dans la région des piles de ponts-routes mixtes continus. On expose les avantages résultant de l'emploi de ces aciers et les particularités de mise en oeuvre.

ZUSAMMENFASSUNG

Es werden einige Beispiele der Verwendung hochfester Stähle im Stützenbereich durchlaufender Verbundstrassenbrücken dargestellt. Neben einer Beschreibung der Besonderheiten der Verarbeitungsverfahren erwähnt man auch die Vorteile, die sich aus der Anwendung dieser Stähle ergeben.

SUMMARY

Some examples are given of the use of high strength steels in the support regions of continuous composite highway bridges. The advantages resulting from the use of those steels are outlined and the particularities of the fabrication methods described.