

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

Band: 7 (1964)

Rubrik: II: Structural steels, means of connection

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 04.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Construction métallique - Stahlbau - Metal Structures

II

Aciérs de construction et moyens d'assemblage Baustähle und Verbindungsmitte Structural Steels, Means of Connection

IIa

**Aciers à haute résistance et leur mise en œuvre
Hochfeste Stähle und deren Verarbeitung
High Tensile Steels and Their Fabrication**

IIb

**Boulons à haute résistance
HV-Schrauben
Friction-Grip-Bolts (High Strength Bolts)**

IIc

Soudage et collage — Schweißen und Kleben — Welding and Gluing

IId

**Résistance à la fatigue des éléments de construction
Ermüdungsfestigkeit von Konstruktionsteilen
Fatigue Life of Structural Members**

IIe

Calcul plastique dans le domaine des aciers à haute résistance et des moyens d'assemblage récents

**Traglastverfahren im Hinblick auf hochfeste Stähle und neuartige Verbindungsmitte
Plastic Design with Reference to High Tensile Steels and Modern Methods of Connection**

Rapport général

**PIERRE DUBAS
Ecole Polytechnique Fédérale, Zurich**

Alors que le thème III du 7e congrès de l'AIPC est réservé à quelques types particuliers d'ouvrages métalliques, le thème II est consacré à des questions fondamentales concernant l'ensemble de la construction métallique et plus particulièrement aux propriétés des matériaux et aux particularités de leur mise en œuvre, aux moyens d'assemblage récents (boulons à haute résistance, soudure, collage) et à certains aspects de la résistance limite des constructions.

Ces importantes questions n'appartiennent pas qu'au domaine du génie

civil mais la plupart intéressent également les industries mécaniques en général et il n'est pas étonnant que la bibliographie mondiale y relative devienne toujours plus abondante et par là même inabordable dans sa totalité. Il ne saurait donc être question de donner ici un aperçu d'ensemble valable et nous nous limiterons aux aspects particuliers qui ont fait l'objet de communications, en tentant de relever les points qui mériteraient d'être approfondis.

a) Aciers à haute résistance et leur mise en œuvre

L'expression «acier à haute résistance» englobe souvent les aciers du type 50÷52, avec une limite élastique atteignant au moins 36 kg/mm^2 . Cette nuance, probablement l'une des plus utilisées dans le domaine des ponts-routes, est bien connue et les problèmes que posent l'élaboration et la mise en œuvre de ces aciers sont pratiquement résolus. Il a dès lors été décidé de ne traiter que les aciers présentant des caractéristiques mécaniques encore plus élevées, c'est-à-dire une limite élastique dépassant 38 kg/mm^2 .

En Europe tout au moins, les aciers à très haute résistance ont d'abord été développés pour les besoins de la grosse chaudronnerie (conduites forcées, réservoirs sous pression, etc.) et n'ont encore été que peu appliqués aux ponts¹⁾ et encore moins aux charpentes. C'est peut-être pour cette raison qu'une seule contribution a été soumise.

M. WALLNER y énumère d'abord les facteurs qui réduisent les avantages des aciers à haute résistance dans les poutres fléchies (distribution non uniforme des contraintes, fatigue, flèches, stabilité etc.) puis il présente les caractéristiques des aciers spéciaux mis au point par la VÖEST. Ces aciers, comme ceux vendus sous d'autres dénominations mais appartenant à la même classe, possèdent non seulement une limite élastique élevée mais également une soudabilité excellente et ils sont peu sensibles à la fragilité et au vieillissement²⁾.

M. WALLNER relève une propriété moins connue de ces aciers calmés à l'aluminium: leur fluage sous des sollicitations proches de la limite élastique, fluage qui tend à réduire les pointes locales de contraintes.

¹⁾ Citons cependant le pont de Chamoson sur le Rhône (Suisse) comprenant des éléments en acier 60 T (limite élastique 45 kg/mm^2) de l'Alpine, Usines de Donawitz (Autriche). Voir par exemple Schw. Techn. Zeitschrift, 6 juin 1957.

²⁾ En Europe, la plupart de ces aciers étaient à l'origine des aciers chaudières spéciaux, présentant des garanties sérieuses de résilience à basse température ou après vieillissement; en étendant la classification de la norme allemande DIN 17100, ils appartiendraient à une classe 4 ou même 5. Presque chaque marque offre toute la gamme des nuances, de l'acier doux à l'acier à très haute résistance, par exemple pour l'ALDUR cité par M. WALLNER, les nuances 35, 41, 44, 47 et 50 en plus de celles décrites dans la communication.

On remarquera par ailleurs que ces aciers calmés, à grain fin, ne possèdent pas une température de transition bien définie mais que leur résilience décroît de façon régulière.

Pour les aciers Si-Mn faiblement carburés et livrés à l'état normalisé, on ne peut guère dépasser une limite élastique d'environ 42 kg/mm^2 ³⁾. Si l'on veut aller plus haut tout en limitant la teneur en carbone pour garantir la soudabilité, on peut soit ajouter des éléments d'alliage comme Ni, Va, Cr, Mo, Ti, Cu, etc.⁴⁾, soit recourir à un traitement thermique (trempe et revenu)⁵⁾. Souvent, on combine les deux procédés, ce qui permet d'arriver à des limites élastiques très élevées, dépassant 70 kg/mm^2 pour certains aciers américains et leurs similaires européens.

Il est regrettable que la mise en œuvre de ces aciers spéciaux, en particulier des aciers traités, n'ait pas fait l'objet de contributions bien qu'ils aient été largement utilisés aux Etats-Unis⁶⁾ et il faut espérer que des expériences, bonnes et mauvaises, soient communiquées au congrès même.

b) Boulons à haute résistance

Depuis le congrès de Stockholm, où le problème des boulons HR a déjà été traité, ce mode d'assemblage s'est encore développé tant du point de vue des recherches que des applications pratiques et il a semblé intéressant de le retenir pour le présent congrès.

Comme le mode d'action des boulons HR est bien connu et que leurs caractéristiques géométriques et leurs propriétés mécaniques n'ont guère subi de changements ces dernières années, nous passerons tout de suite aux recherches relatives aux assemblages et d'abord à la résistance des assemblages à recouvrement (efforts dirigés suivant le plan du joint).

Assemblages à recouvrement (boulons «cisaillés»)

Dans le «Rapport Final» du congrès de Stockholm, on a déjà relevé la différence des conceptions américaine et européenne en ce qui concerne la manière d'évaluer la sécurité des assemblages par boulons HR. Cette différence ne touche que les attaches appelées aux Etats-Unis «bearing type» et pour lesquelles la sécurité est déterminée uniquement à partir de la charge de rup-

³⁾ Par exemple FERALSIM 58 de la Fabrique de Fer de Charleroi (Belgique), EL SO 42 de la Société des Forges et Ateliers du Creusot (France) ou HYDROSTAL 42 des Hoogovens IJmuiden (Hollande).

⁴⁾ On atteint alors une limite élastique d'environ 50 kg/mm^2 , par exemple BH 51 de la Ruhrstahl AG, Henrichshütte, Hattingen.

⁵⁾ Par exemple l'ALDUR 55/68 cité par M. WALLNER, avec une limite élastique de 55 kg/mm^2 .

⁶⁾ Pour des poutres à treillis (ponts de Carquinez, de New-Albany etc.) ou à âme pleine (pont de Whyskey-Creek). En Suisse, par contre, l'application aux conduites forcées soudées n'a guère été encourageante.

ture, et non à partir de la charge de glissement comme cela est demandé en Amérique pour les assemblages du type «friction» et en Europe de façon générale.

C'est donc principalement le comportement à la rupture des assemblages par boulons HR entre pièces en acier A 440 (correspondant à l'acier 52) qui faisait l'objet des essais décrits par MM. FISHER, RAMSEIER et BEEDLE⁷⁾. Dans les grandes lignes, la résistance à la rupture par cisaillement des boulons HR n'est guère influencée par la nuance de l'acier utilisée pour les pièces assemblées. Pour les longs joints (avec plus de quatre boulons en ligne) toutefois, la limite élastique plus élevée de l'acier A 440 permet aux boulons d'entrer en plasticité avant les éléments du joint, ce qui conduit à une meilleure distribution des efforts dans les boulons lors de la rupture.

On sait que les prescriptions américaines n'attachent que peu d'importance à la préparation des surfaces en contact et les essais précités n'ont porté que sur des pièces nettoyées à la brosse et dégraissées. Il est curieux de constater que le coefficient de friction moyen s'est élevé à 0,32 et qu'il est *inférieur* à celui de 0,35 obtenu pour l'acier A 7 (correspondant à l'acier doux).

Les essais décrits par M. KONISHI concernent des poutres soudées en acier à haute résistance, soumises tant à des charges statiques qu'à la fatigue, et dont le joint central était sollicité en flexion pure⁸⁾.

Les essais statiques ont montré la grande raideur des assemblages par friction qui se traduit, d'une part, par des flèches égales à celles d'une poutre sans joint mais, d'autre part, par une distribution très défavorable des efforts dans les lignes de boulons, avec une concentration caractéristique aux extrémités. Quant aux ruptures par fatigue, elles se sont produites en dehors du joint.

MM. BEER et WALLNER étudient le problème du cheminement graduel des assemblages soumis à des sollicitations répétées, peu inférieures à celles provoquant le glissement statique. Comme les essais de M. KONISHI et les mesures sur des ouvrages décrites par M. AURNHAMMER, ces essais montrent la répartition caractéristique des déplacements relatifs dans les assemblages HR, avec la distribution correspondante des efforts dans les boulons. Il en résulte certains déplacements irréversibles, qui n'augmentent toutefois pas avec le nombre de mises en charge pourvu que l'on ne dépasse pas 95% de la charge de glissement effective. Ces essais aident à comprendre le mécanisme de la transmission des efforts par friction, ou plutôt par grippage des aspérités de deux surfaces en contact et qui ne peuvent s'écartez l'une de l'autre. Il serait

⁷⁾ Ce travail a paru dans le 23e volume des «Mémoires» 1963, pages 135—158.

⁸⁾ L'auteur n'indique malheureusement pas l'état des surfaces ni la manière de dimensionner les boulons. On remarquera cependant que la semelle inférieure, avec une section brute de 40 cm², est attachée par 12 boulons Ø 22 à double recouvrement, ce qui paraît très élevé et diminue l'intérêt des essais.

utile d'accroître nos connaissances à ce sujet, surtout en ce qui concerne la fatigue.

MM. TOMONAGA et TAJIMA mettent entre autres en évidence l'importance d'une sécurité suffisante au glissement pour les assemblages soumis à la fatigue. Lorsque la charge de glissement est inférieure à celle provoquant la rupture par fatigue, cette dernière décroît considérablement⁹⁾. Il en est de même lorsque le nombre des boulons en ligne augmente. Enfin, les essais ont permis d'établir une formule pour les contraintes admissibles à la fatigue des assemblages HR¹⁰⁾.

Assemblages par boulons tendus

Les essais décrits par MM. TADA et NAKA concernent des joints sollicités en traction pure. On sait que ces attaches précontraintes sont peu déformables tant que la traction appliquée ne suffit pas à décoller les pièces en contact. Si l'effort extérieur T était appliqué *directement* au boulon, l'augmentation ΔP de la traction y serait donnée avant décollage par la relation

$$\Delta P \delta_B = (T - \Delta P) \delta_L,$$

où δ_B désigne l'allongement du boulon pour une force unitaire et δ_L , la variation de la distance correspondante pour les pièces de liaison, compte tenu des flexions éventuelles. Si l'on néglige ces flexions et si l'on admet que le boulon et les pièces précomprimées ont la même longueur, on obtient la formule (1) de MM. TADA et NAKA. Cette relation n'est cependant pas valable lorsque la traction extérieure est appliquée *indirectement* aux boulons, comme dans les essais décrits et toutes les applications pratiques. En première approximation, on obtient dans ce cas un terme supplémentaire de la forme $-T \delta_T$ dans le membre de droite de la relation précédente, δ_T étant la déformation des pièces de liaison correspondant à l'introduction des efforts¹¹⁾. Tout se passe donc comme si ces pièces étaient plus raides ou avaient une plus grande section.

⁹⁾ Ceci justifie l'adoption d'une sécurité au glissement plus grande pour les ouvrages soumis à la fatigue.

¹⁰⁾ Comme l'indique le Stahlbau-Taschenkalender 1964, p. 143, on ne dispose pas encore d'une formule semblable en Europe.

En ce qui concerne les efforts à introduire pour le calcul en section nette, les mesures de MM. TOMONAGA et TAJIMA confirment la formule donnée par les «Directives pour l'utilisation de boulons à haute résistance dans les ponts et charpentes du domaine du chemin de fer», établies par l'Union Internationale des Chemins de Fer, soit $P(1 - 0,4r/n)$. Dans le cas particulier, $r=1$ tandis que n désigne le nombre total des boulons, variant ici de 2 à 10. La formule n'est pas valable pour la *rupture* en traction, le frottement étant alors fortement diminué par la contraction latérale des pièces qui diminue le serrage des boulons. Toutefois, du moment qu'on adopte le glissement comme critère de sécurité, le comportement à la rupture est secondaire.

¹¹⁾ A la limite, lorsque l'effort appliqué est introduit dans la surface médiane du joint, les pièces de liaison ne sont pas décomprimées et $\Delta P=0$ jusqu'au décollage.

Cela, avec d'autres influences, explique en bonne partie le coefficient correctif α de MM. TADA et NAKA, alors que les imperfections locales des surfaces en contact ne devraient jouer qu'un rôle secondaire. Quant aux courbes de raccordement visibles à la fig. 5, elles s'expliquent, entre autres, par *l'effet de levier* mentionné par MM. CARPENTIER et ALEMANY et étudié par MM. DOUTY et McGUIRE¹²⁾. Il s'agit de la flexion due à l'introduction de l'effort appliqué, qui provoque une déformation des pièces assurant l'assemblage; ces pièces ont donc tendance à s'appuyer sur leurs bords extérieurs et les boulons doivent évidemment reprendre ces réactions. L'effet est d'autant plus important que les pièces sont plus flexibles¹³⁾.

Cet effet de levier a certainement joué un rôle important dans les assemblages fléchis très souples sur lesquels M. GOFFI a réalisé des essais. De plus, par suite de la faible épaisseur des pièces d'assemblage, l'effort de précontrainte des boulons ne pouvait se répartir que sur une surface réduite, ce qui, en augmentant le terme δ_L de la formule p. 321, accroît la part de la traction appliquée qui doit être reprise directement par les boulons. Les essais de M. GOFFI sont donc intéressants également par leur aspect négatif: ils montrent les limites qu'il convient de ne pas dépasser pour la minceur des pièces assemblées si l'on veut éviter que les boulons HR tendus se comportent pratiquement comme des boulons ordinaires parce que l'effet favorable de la précontrainte est en grande partie éliminé par des influences secondaires, dues en particulier au mode d'introduction des efforts.

D'une façon générale les assemblages fléchis, comme ceux comportant des platines soudées à la poutre, mentionnés par MM. CARPENTIER et ALEMANY, posent des problèmes complexes. En régime élastique comme à la ruine, un calcul correct devrait tenir compte du genre d'introduction des efforts appliqués ainsi que du mode de décompression et des déformations (effet de levier) des pièces de liaison qui en résultent, des sollicitations locales de l'élément assemblé, qui n'obéissent plus à la résistance des matériaux au droit de l'attache, etc. Pour les sollicitations répétées, le problème se complique encore¹⁴⁾. Il est à souhaiter que des résultats concrets soient présentés au congrès, spécialement pour les assemblages de grandes sections, qui sortent du domaine des essais systématiques déjà connus¹⁵⁾.

¹²⁾ Voir sous thème IIe.

¹³⁾ La prescription des «Directives de l'UIC» (voir note 10) qui limite à 80 % de l'effort de précontrainte l'effort axial de traction par boulon ainsi que la recommandation semblable de MM. TADA et NAKA n'est donc pas assez sévère pour des attaches flexibles; on risque dans ce cas la rupture des boulons, par effet de levier, sous des efforts appliqués largement inférieurs aux efforts de précontrainte, ce que montrent les essais de MM. DOUTY et McGUIRE.

¹⁴⁾ Voir par exemple R. JONES et A. R. BAKER, High Strength Bolts, The Structural Engineer, juillet 1961.

¹⁵⁾ Voir par exemple O. STEINHARDT, Zur Anwendung von HV-Schrauben im Stahlbau, 6e congrès de l'AIPC, Stockholm, «Rapport Final».

Mise en œuvre des boulons HR, expériences relatives aux efforts de serrage et de friction

Ces questions, évoquées par tous les auteurs déjà mentionnés, sont traitées spécialement par M. AURNHAMMER. Cette contribution montre bien les difficultés pratiques à réaliser des efforts de serrage et des efforts de frottement facilement mesurables, bien définis et permanents. Précision des instruments de mesure, tolérances de fabrication, traitement et état des surfaces¹⁶⁾, relaxation etc., tous ces effets tendent à provoquer une dispersion des résultats inaccoutumée en construction métallique. Il est donc nécessaire d'en tenir compte lorsque l'on fixe le coefficient de sécurité au glissement. Ce problème de la sécurité pourrait faire l'objet d'un intéressant échange d'idées au congrès, sur le plan international, car il ne semble guère logique que les coefficients de sécurité proposés pour les ponts puissent varier de 1,25 (MM. BEER et WALLNER) à 1,8 (MM. TOMONAGA et TAJIMA), cette différence s'accentuant encore si l'on considère les coefficients de frottement adoptés (pour l'acier 50 ÷ 52, $\mu = 0,6$ selon les «Directives» de l'UIC et $\mu = 0,4$ pour les chemins de fer japonais).

Conclusions

Bien que l'état de nos connaissances relatives aux boulons HR ait fait de réjouissants progrès depuis le congrès de Stockholm, un certain nombre de questions restent à élucider, par exemple :

- pour les assemblages à recouvrement : les précautions à prendre et la précision à exiger lors de la mise en œuvre, le mécanisme profond de la friction, le degré de sécurité à adopter contre le glissement ;
- pour les assemblages à boulons tendus : une étude poussée de leur comportement, en tenant compte des déformations de tous les éléments en présence, ainsi que le problème des sollicitations répétées.

c) Soudage et collage

Soudage

Les contributions relatives à la soudure traitent toutes des procédés automatiques et semi-automatiques ; la soudure par points n'a toutefois pas été abordée.

¹⁶⁾ Remarquons en passant que MM. C. TREMOLADA et P. BERNABÒ, dans leur article intitulé «Giunti ad attrito con bulloni ad alta resistenza. Ricerca e determinazione degli elementi di calcolo» paru dans «Costruzioni metalliche», mars-avril 1963, p. 66, indiquent une supériorité des surfaces décapées au chalumeau oxyacétylénique sur celles décapées au jet de sable, alors que M. AURNHAMMER et MM. TOMONAGA et TAJIMA ont trouvé un résultat inverse, ce qui montre bien la complexité du problème.

M. FALTUS décrit les systèmes de soudage sous flux, sous protection gazeuse (CO_2) et sous laitier (avec une application particulière, la soudure en canal) ainsi que la soudure des goujons. Il compare ces procédés à la soudure manuelle avec électrodes enrobées et indique pour chaque système les exigences plus ou moins élevées en ce qui concerne la soudabilité des aciers et les caractéristiques de la mise en œuvre (préparation des chanfreins, position de soudage, préchauffage, etc.). Il compare également les influences thermiques, les propriétés mécaniques des joints, les temps de soudage et les domaines d'application.

C'est aussi à la soudure sous flux, sous protection gazeuse et sous laitier que M. NEUMANN consacre sa contribution. En plus d'intéressantes considérations relatives à l'économie, il communique les résultats d'essais statiques et à la fatigue réalisés à l'Institut de Halle sur des cordons soudés sous protection de CO_2 et sous laitier. Ces recherches ont montré que même de légers défauts (pores, petites inclusions de laitier) diminuent la résistance aux efforts répétés et que seules les soudures automatiques sans défaut atteignent les résistances des soudures manuelles. Les essais de fatigue ont également porté sur des joints de poutres, avec diverses dispositions¹⁷⁾.

MM. TANAKA et HASEGAWA décrivent un pont mixte soudé, comportant des éléments en acier traité à très haute limite élastique (plus de 50 kg/mm^2). Ils indiquent les procédés de soudure utilisés (sous flux, sous CO_2) ainsi que les essais préparatoires, les précautions prises (préchauffage) et les conditions de soudage, les résistances et les résiliences obtenues, etc. On remarquera toutefois qu'aucun essai de fatigue n'a été réalisé.

Les communications présentées montrent que les procédés de soudage automatiques et semi-automatiques ont fait de grands progrès ces dernières années mais que certaines difficultés restent à vaincre avant qu'ils puissent supplanter la soudure manuelle en construction métallique. Une discussion au congrès, entre praticiens de divers pays, pourrait être très fructueuse.

Collage

Les assemblages par collage, courants en aviation, sont peu utilisés en construction métallique. Comme le relève M. AURNHAMMER, les résistances des adhésifs sont encore insuffisantes, ce qui interdit de reprendre facilement de grands efforts.

Après avoir présenté quelques résultats d'essais de principe effectués sur des assemblages à recouvrement, M. AURNHAMMER expose donc principalement les recherches entreprises pour une application spéciale du collage: la fixation de la voie sur les plateaux métalliques d'ouvrages ferroviaires. Les essais ont été encourageants et des fixations collées, en service depuis plus de deux ans, se sont bien comportées.

¹⁷⁾ Il est intéressant de constater que le joint total avec découpures de l'âme au droit du cordon transversal, rejeté par M. NEUMANN, est d'usage courant dans certains pays.

M. PAULL et MM. SZÉPE et PLATTHY examinent le problème de la résistance des assemblages à recouvrement. Comme dans les joints HR, la condition de compatibilité entre les allongements des pièces attachées et les déformations tangentielles de la couche collante conduit à une distribution des cisaillements caractérisée par des pointes d'extrémité. Le rapport de la contrainte maximum τ_{max} à la contrainte moyenne τ_m est de la forme $\frac{\tau_{max}}{\tau_m} = f(K)$, K étant un paramètre dépendant des données géométriques de l'assemblage et de la rigidité au cisaillement de la couche collante; cette rigidité intervient selon VOLKERSEN sous la forme G/δ , G étant le module de cisaillement et δ , l'épaisseur de la couche collante. MM. SZÉPE et PLATTHY¹⁸⁾ proposent de modifier le facteur de VOLKERSEN K en remplaçant le terme G/δ par un facteur c , indépendant de l'épaisseur; ils présentent à l'appui de leur thèse les résultats d'essais effectués sur de nombreuses éprouvettes¹⁹⁾. Quant à M. PAULL, il utilise pratiquement le même paramètre et montre que la résistance à la rupture décroît environ linéairement quand le paramètre augmente.

Il serait souhaitable que d'autres applications récentes, par exemple le collage de l'acier au béton dans les ponts mixtes, l'action combinée du collage et de boulons HR, etc., fassent l'objet d'une discussion lors du congrès.

d) Résistance à la fatigue des éléments de construction

Le domaine de la résistance à la fatigue est extrêmement vaste et ne peut être qu'effleuré lors d'un congrès.

MM. FISHER et VIEST présentent les conclusions tirées des essais à la fatigue en vraie grandeur qui constituaient une partie de l'«AASHO Road Test». Ils montrent que les nombres d'alternances jusqu'à la fissuration constatés pour les ponts-routes métalliques placés dans les circuits d'essai sont inférieurs²⁰⁾ à ceux obtenus en laboratoire sur des poutres semblables, c'est-à-dire des profilés renforcés par des semelles sur une partie de leur longueur. Ils restent cependant dans la zone de dispersion probable. Les résultats acquis en laboratoire sont donc applicables directement au dimensionnement des ouvrages, même si les fréquences de chargement sont fort différentes.

¹⁸⁾ Voir aussi, des mêmes auteurs, «Esperimenti sulla unione di metalli con collanti sintetici in Ungheria», Costruzioni metalliche, mai-juin 1963.

¹⁹⁾ MM. SZÉPE et PLATTHY admettent que la contrainte τ_{max} est déterminante pour la rupture et que les assemblages collés, au contraire de la plupart de ceux utilisés en construction métallique, restent élastiques jusqu'à la ruine. Cette hypothèse n'est cependant pas confirmée en général, comme le montre entre autres la thèse de M. F. JAEGER «Spannungs- und Dehnungsverhalten von Metallklebungen», Juris-Verlag, Zurich 1962.

²⁰⁾ Il faut cependant remarquer que la résistance et la limite élastique des aciers essayés en laboratoire étaient supérieures à celles des poutres des ponts.

Après avoir comparé les résultats des essais aux contraintes admissibles de divers règlements, MM. FISHER et VIEST proposent un procédé général pour l'étude à la fatigue, en admettant que la limite d'endurance ne dépend pas, dans le domaine intéressant, de la résistance et de la limite élastique de l'acier. Cette hypothèse est infirmée par les essais entrepris en Allemagne²¹⁾ sur des barreaux forés, présentant donc une entaille très sévère et bien définie: les valeurs obtenues avec l'acier 52 sont largement supérieures à celles de l'acier 37; pour les contraintes alternées, le rapport dépasse 1,4. Quoiqu'il en soit, la contribution de MM. FISHER et VIEST pourra appeler une intéressante discussion lors du congrès.

Lors des essais précédents, les charges appliquées à chaque alternance ne variaient pratiquement pas. Dans les ponts-routes au contraire, les sollicitations dues aux surcharges présentent des fluctuations considérables. Il s'agit donc d'une fatigue sous des alternances d'amplitude fortement variable, un problème encore mal connu. Dans son étude, M. FREUDENTHAL admet que, dans ce cas, on peut assimiler la rupture par fatigue à la ruine d'un ouvrage déjà fatigué par l'effet des charges de service. On a donc pratiquement deux spectres de charges différents: celui des charges de service, provoquant un endommagement mais non la rupture par fatigue, et celui des charges limites pouvant conduire à la ruine. En utilisant les lois de la statistique, M. FREUDENTHAL peut alors estimer la durée de service d'un ouvrage. Ces résultats théoriques ne peuvent guère être utilisés directement à l'heure actuelle — il manque les données statistiques de base sur la distribution des charges — mais ils aident à apprécier la sécurité d'un ouvrage.

La contribution de M. LEONHARDT est réservée à un problème particulier, celui de l'amélioration de la résistance à la fatigue des câbles de ponts suspendus et plus spécialement de leur fixation. Cette question prend de l'importance à cause de la diminution du poids mort des tabliers modernes et de l'augmentation des surcharges. M. LEONHARDT propose de remplacer les culots habituels par des têtes d'ancrage semblables à celles utilisées en béton précontraint. Il décrit également un nouveau procédé de composition des câbles.

La communication de MM. RODERICK et RAWLINGS ne concerne plus la résistance à la fatigue classique mais se rattache plutôt au calcul en plasticité des constructions soumises à des sollicitations répétées lentes. Les contraintes de rupture déterminées dans les essais de flexion exécutés à faible fréquence ($1\frac{1}{2}$ mise en charge par minute) dépassent toutes la limite élastique de l'acier et sont précédées de déformations plastiques²²⁾ plus ou moins grandes. Les

²¹⁾ S. WINTERGERST und K. HECKEL: «Untersuchungen der Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen mit St 37», Der Stahlbau, 1962; K. KLÖPPEL und H. WEIHERMÜLLER: «Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen aus St 52», Der Stahlbau, 1960.

²²⁾ L'influence des déformations à froid, qui peut provoquer une augmentation de la résistance à la fatigue sous un nombre réduit de cycles, est donc ici un facteur important.

résultats obtenus ne permettent pas de tirer des conclusions générales; ils montrent cependant nettement l'effet d'entaille de la soudure. Des expériences complémentaires²³⁾ seront nécessaires pour élucider le problème.

e) Calcul plastique dans le domaine des aciers à haute résistance et des moyens d'assemblage récents

Du très grand nombre de problèmes relatifs au calcul en plasticité, il n'en a été retenu que deux pour le congrès: celui de l'utilisation d'aciers à haute résistance, présentant une relation contrainte-allongement différente de celle de l'acier doux, et celui posé par les moyens d'assemblage récents tels les boulons HR.

MM. BEER et MOSER étudient théoriquement le comportement à la ruine d'ossatures hyperstatiques formées d'un matériau qui ne présente pas un palier d'écoulement comme les aciers doux, mais un diagramme contrainte-allongement variant de façon plus ou moins continue jusqu'à la rupture. En remplaçant approximativement cette courbe par un polygone, ils obtiennent, pour une section en double-té idéalisé, la variation des moments caractéristiques de certains systèmes simples, jusqu'à la ruine. Le résultat marquant est qu'il existe bien une tendance à l'égalisation des moments mais que la ruine est atteinte bien avant que l'égalisation ne soit complète²⁴⁾. Les hypothèses connues du calcul en plasticité ne sont donc pas du tout satisfaites pour ces aciers.

MM. ANSLIJN, MAS et MASSONNET décrivent une partie des essais effectués pour juger de la possibilité d'étendre à l'acier 52 les méthodes de calcul en plasticité. Il s'agit avant tout de fixer les minceurs limites permettant des allongements plastiques importants des régions comprimées sans risque d'instabilité. Pour les poutrelles à larges ailes, les essais ont montré que le rapport de la largeur des ailes à leur épaisseur doit être inférieur à 14 et, en compression, celui de la hauteur du profil à l'épaisseur de l'âme, inférieur à 36.

La série la plus utilisée en Europe HEA (anciennement DIE) ne remplit toutefois pas ces conditions: pour les petits profils, c'est l'aile, pour les grands, l'âme qui est trop mince.

Nous avons déjà mentionné les essais décrits par MM. DOUTY et Mc GUIRE en traitant des boulons HR. En ce qui concerne le calcul en plasticité, le but

²³⁾ Au lieu d'essayer de petites éprouvettes de section rectangulaire, où les fibres extérieures peuvent être considérablement déchargées par les fibres intérieures, il serait intéressant d'utiliser des profilés en double-té.

²⁴⁾ MM. J. FERRY BORGES et E. R. ARANTES E OLIVEIRA obtiennent des résultats analogues dans leur article «Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Structures», «Mémoires» de l'AIPC 1963. Même pour l'acier doux, lorsque l'on ne néglige pas la zone d'écrouissage, l'égalisation n'est pas complète comme l'a montré M. STÜSSI: voir «Konstruktion und Traglastverfahren im Stahlbau», Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes H. 17, Stahlbau-Tagung, Kassel 1962.

des essais était d'examiner si les assemblages poutre-poteau comportant des T de liaison pour les ailes et des cornières pour les âmes sont capables de reprendre le moment de plastification total de la poutre et de travailler en rotule plastique.

Pour ce qui est de la résistance, il suffit de prévoir un nombre adéquat de boulons HR cisaillés entre la semelle de la poutre et le T de liaison et de dimensionner l'attache par boulons tendus entre le T et l'aile du poteau en tenant compte des déformations des pièces assemblées. L'effet de levier mentionné sous b) est ici sensible et, comme les boulons HR ont un allongement de rupture assez faible, la ruine de l'attache tendue, par rupture des boulons, se produit avant le décollage lorsque les T de liaison sont assez flexibles; le moment effectif à la ruine est alors inférieur à celui calculé directement à partir de la résistance des boulons.

Quant au problème de la capacité de rotation au droit du joint, il ne semble guère résolu.

De l'avis du rapporteur, un assemblage ne saurait être dimensionné en partant uniquement de considérations relatives à la ruine plastique; il est de la plus haute importance que le comportement en service soit satisfaisant, en particulier pour des charges répétées, et c'est là qu'il faut rechercher le critère constructif déterminant.

Generalbericht

Während das Thema III des 7. Kongresses der IVBH einigen Sonderkonstruktionen im Stahlbrückenbau vorbehalten ist, sollen in der zweiten Arbeitssitzung einige grundlegende Fragen des gesamten Stahlbaus besprochen werden, insbesondere die Materialeigenschaften sowie die Besonderheiten der Verarbeitung, die neueren Verbindungsmittel (HV-Schrauben, Schweißen, Kleben) und gewisse Probleme des Traglastverfahrens.

Diese wichtigen Fragen betreffen nicht nur das Bauingenieurwesen, sondern größtenteils auch die allgemeine Maschinenindustrie und es ist nicht erstaunlich, daß die internationale Fachliteratur darüber immer umfangreicher wird und damit nicht mehr zu überblicken ist. Es kann sich hier nicht darum handeln, einen gültigen Gesamtüberblick zu geben; es werden nur einige besondere Probleme aufgeworfen, die in den vorliegenden Beiträgen behandelt wurden, wobei versucht wird, die Punkte hervorzuheben, die gründlicher Untersuchung bedürfen.

a) Hochfeste Stähle und deren Verarbeitung

Im Begriff «hochfester Stahl» ist häufig auch der Stahl St 52 (Mindeststreckgrenze 36 kg/mm^2) enthalten. Dieser Baustahl gehört wahrscheinlich zu den verbreitetsten auf dem Gebiete des Straßenbrückenbaues; die Schwierigkeiten bei dessen Erzeugung sowie Verarbeitung sind praktisch bewältigt. Es wurde daher von der Arbeitskommission II beschlossen, nur Stahlsorten höherer Festigkeit, das heißt mit einer Streckgrenze $\geq 38 \text{ kg/mm}^2$, für das Thema II a vorzusehen.

Die Stähle höchster Festigkeit wurden, mindestens in Europa, zuerst für die Bedürfnisse des Kesselbaues (Druckrohrleitungen, Druckbehälter usw.) entwickelt und sind noch wenig für Brückenbauten¹⁾, noch seltener für Hochbauten verwendet worden. Wahrscheinlich wurde aus diesem Grund nur ein Beitrag vorgelegt.

In diesem Beitrag zählt F. WALLNER zuerst die Gründe auf, welche die Vorteile hochfester Stähle für Biegeträger verringern (ungleichförmige Spannungsverteilung, Ermüdung, Durchbiegungen, Stabilität usw.). Dann beschreibt er die kennzeichnenden Eigenschaften einiger durch die VÖEST entwickelten Sonderstähle. Wie ähnliche Stahlsorten, die unter anderen Markenbezeichnungen verkauft werden, aber derselben Gütekasse angehören, weisen sie nicht nur eine hohe Streckgrenze, sondern auch eine ausgezeichnete Schweißbarkeit auf und sind sprödbruchsicher und alterungsbeständig²⁾.

F. WALLNER erwähnt eine weniger bekannte Eigenschaft dieser Al-beruhigten Sonderstähle: Das Kriechen bei Beanspruchungen nahe der Streckgrenze, so daß die Spannungsspitzen teilweise abgebaut werden.

Für Si-Mn-Stähle mit begrenztem C-Gehalt kann im normalgeglühten Zustand eine Streckgrenze von ca. 42 kg/mm^2 kaum überschritten werden³⁾. Will man höhere Festigkeitseigenschaften erreichen, ohne den C-Gehalt auf Kosten der Schweißbarkeit zu erhöhen, kann man entweder Legierungsele-

¹⁾ Es sei immerhin auf die Rhonebrücke bei Chamoson (Schweiz) hingewiesen, bei der gewisse Bauteile aus Stahl 60 T (Streckgrenze 45 kg/mm^2) der Österreichischen Alpinen Montangesellschaft hergestellt wurden. Siehe z. B. Schw. Techn. Zeitschrift, 6. Juni 1957.

²⁾ In Europa waren die meisten dieser Sonderstähle ursprünglich Kesselblechstähle Sondergüte mit gewährleisteten Kerbschlagzähigkeitswerten bei tiefen Temperaturen oder im gealterten Zustand. In einer Erweiterung der Güteeinteilung der deutschen Norm DIN 17100 würden sie zu einer Gütegruppe 4 oder sogar 5 gehören. Für beinahe jede Markenbezeichnung werden alle Abstufungen von St 37 bis zum Stahl höchster Festigkeit angeboten, z. B. für die ALDUR-Stähle neben den von F. WALLNER beschriebenen noch die Festigkeitsstufen 35, 41, 44, 47 und 50.

Übrigens kann man feststellen, daß diese beruhigten Feinkornstähle keinen ausgeprägten Steilabfall in der Kerbschlagkurve aufweisen; diese nimmt stetig ab.

³⁾ Zum Beispiel FERALSIM 58 der Stahlwerke Charleroi (Belgien), EL SO 42 der Société des Forges et Ateliers du Creusot (Frankreich) oder HYDROSTAL 42 der Hoogovens IJmuiden (Holland).

mente wie Ni, V, Cr, Mo, Ti, Cu usw. beigeben⁴⁾ oder eine Wärmebehandlung vorsehen (Vergütung durch Abschrecken und Anlassen)⁵⁾. Häufig werden beide Verfahren kombiniert; damit können sehr hohe Streckgrenzen erreicht werden, zum Beispiel über 70 kg/mm² für gewisse amerikanische und ähnliche europäische Sonderstähle.

Bedauerlich ist, daß über die Verarbeitung dieser Sonderstähle, insbesondere der vergüteten Stähle, keine Beiträge eingegangen sind, obwohl sie in den USA eine verbreitete Anwendung gefunden haben⁶⁾. Wir hoffen, daß über gute oder schlechte Erfahrungen am Kongreß selbst berichtet wird.

b) Hochfest vorgespannte Schrauben

Seit dem Kongreß von Stockholm, wo das Thema der HV-Schrauben bereits behandelt wurde, wurden sowohl durch Versuche als auch durch praktische Anwendungen neue Erkenntnisse und Erfahrungen über HV-Verbindungen gewonnen, die eine erneute Berücksichtigung dieses Problems am jetzigen Kongreß rechtfertigen.

Da die Arbeitsweise der HV-Schrauben genügend bekannt ist und sowohl deren Abmessungen und deren Formgebung sowie ihre mechanische Eigenschaften in den letzten Jahren keine nennenswerte Änderungen erfuhren, können sofort die an Verbindungen durchgeföhrten Untersuchungen besprochen werden, wobei zuerst die Frage der Festigkeit von Reibverbindungen (Anschlußkräfte senkrecht zur Schraubenachse wirkend) erörtert wird.

Reibverbindungen (Überlappungsstöße)

Im «Schlußbericht» des Kongresses von Stockholm wurde bereits auf die Unterschiede zwischen der amerikanischen und der europäischen Auffassung über die Art der Sicherheitsbestimmung für HV-Verbindungen hingewiesen. Dieser Unterschied betrifft nur die in den USA mit “bearing type” bezeichneten Anschlüsse, für welche die Sicherheit einzig nach der Bruchlast bestimmt wird und nicht nach der Gleitlast, wie dies in den USA für die “friction type”-Verbindungen und in Europa im allgemeinen verlangt wird.

In den von J. W. FISHER, P. O. RAMSEIER und L. S. BEEDLE⁷⁾ beschrie-

⁴⁾ So wird eine Streckgrenze von ca. 50 kg/mm² erreicht, z. B. BH 51 der Ruhrstahl AG, Henrichshütte, Hattingen.

⁵⁾ Zum Beispiel ALDUR 55/68 (von F. WALLNER besprochen) mit einer Streckgrenze von 55 kg/mm².

⁶⁾ Für Fachwerkträger (Brücken von Carquinez, New-Albany usw.) oder Vollwandträger (Brücke von Whyskey-Creek). In der Schweiz war jedoch ihre Anwendung bei Druckrohrleitungen wenig ermutigend.

⁷⁾ Diese Arbeit ist in Band 23 der «Abhandlungen», 1963, S. 135—158, erschienen.

benen Versuchen wird daher hauptsächlich das Bruchverhalten von HV-Stößen mit Fügeteilen aus Stahl A 440 (St 52 entsprechend) behandelt. Die Bruchscherfestigkeit der HV-Schrauben scheint durch den Festigkeitsgrad des für die Fügeteile verwendeten Stahles kaum beeinflußt zu sein. Für lange Stöße (mit mehr als vier Schrauben in einer Reihe) bewirkt allerdings die höhere Streckgrenze des Stahls A 440, daß sich die Schrauben früher als die Fügeteile plastisch verformen, wodurch eine bessere Verteilung der Schraubenkräfte im Bruchzustand erreicht wird.

Die amerikanischen Vorschriften schenken der Vorbehandlung der Berührungsflächen bekanntlich wenig Beachtung, weshalb die genannten Versuche einzig an bürstengereinigten und entfetteten Fügeteilen ausgeführt wurden. Interessant ist dabei die Feststellung, daß der mittlere Reibungsbeiwert nur 0,32 betrug und somit *kleiner* war als derjenigen für Stahl A 7 (St 37 entsprechend), für den 0,35 gemessen wurde.

I. KONISHI beschreibt statische und dynamische Versuche an geschweißten Trägern aus hochfestem Stahl mit einem HV-Stoß in Trägermitte, wobei der Stoß nur auf reine Biegung beansprucht wurde⁸⁾.

Die statischen Versuche zeigten die große Steifigkeit der Reibverbindungen, die sich einerseits in gleich großen Durchbiegungen wie bei einem ungestoßenen Träger äußert, andererseits in der ungünstigen Kraftverteilung längs einer HV-Schraubenreihe mit der bekannten Überlastung der Randschrauben. Die Ermüdungsbrüche traten alle außerhalb des Stoßes ein.

H. BEER und F. WALLNER untersuchten die Frage der Wandersicherheit von HV-Verbindungen bei oftmaligen Belastungen auf Laststufen wenig unterhalb der statischen Reibungsgrenze. Wie die Versuche von I. KONISHI und die von G. AURNHAMMER beschriebenen Messungen an Bauwerken, zeigen auch diese Versuche die charakteristische Verteilung der gegenseitigen Verschiebungen in den HV-Verbindungen, der eine entsprechende Verteilung der Schraubenkräfte entspricht. Man beobachtet dabei gewisse bleibende Verschiebungen, die jedoch mit der Lastwechselzahl nicht zunehmen, falls die Oberlasten nicht 95% der tatsächlichen Gleitlast übersteigen. Diese Versuche tragen dazu bei, den Vorgang der Kraftübertragung durch Reibung oder vielmehr durch Verzahnung der Berührungsflächen, die sich nicht voneinander abheben können, besser zu verstehen. Auf diesem Gebiet wäre eine Vertiefung unserer Kenntnisse wünschenswert, vor allem im Hinblick auf die Ermüdung.

K. TOMONAGA und J. TAJIMA weisen u. a. auf das wichtige Problem einer genügenden Sicherheit gegen Gleiten für auf Ermüdung beanspruchte Verbindungen hin. Wenn die Gleitlast kleiner ist als diejenige, die dem Ermüdungs-

⁸⁾ Der Verfasser gibt leider weder Auskunft über die Beschaffenheit der Reibflächen noch über die Bemessungsart der Schrauben. Zudem stellt man fest, daß der untere Flansch (Bruttoquerschnitt 40 cm²) durch 12 Schrauben ø 22 mit je zwei Reibflächen angeschlossen wurde; somit dürfte dieser Anschluß stark überdimensioniert sein, wodurch die Versuchsergebnisse an Interesse verlieren.

bruch entsprechen würde, so sinkt die Dauerfestigkeit beträchtlich⁹⁾. Die gleiche Erscheinung tritt auf, wenn die Anzahl der Schrauben in einer Reihe zunimmt. Auf Grund dieser Versuche wurde für auf Ermüdung beanspruchte HV-Verbindungen eine Formel für die zulässigen Spannungen aufgestellt¹⁰⁾.

Verbindungen mit axial beanspruchten HV-Schrauben

Bei den von H. TADA und T. NAKA beschriebenen Versuchen handelte es sich um auf reinen Zug beanspruchte Anschlüsse. Diese vorgespannten Verbindungen sind bekanntlich sehr steif, solange die angebrachte Last noch keine Trennung der Stoßteile hervorruft. Würde die äußere Zugkraft T direkt auf die Schraube wirken, so wäre die Vergrößerung der Schraubenkraft ΔP vor der Trennung der Stoßteile durch folgende Beziehung gegeben:

$$\Delta P \delta_B = (T - \Delta P) \delta_L,$$

wobei δ_B die Schraubendehnung infolge einer Einheitslast und δ_L die entsprechende Distanzänderung bei den Stoßteilen bedeuten, unter Berücksichtigung allfälliger Biegeverformungen. Werden diese Verformungen vernachlässigt und nimmt man zudem an, daß Schraube und gedrückte Stoßteile die gleiche Länge besitzen, so erhält man die Gleichung (1) von TADA und NAKA. Diese Beziehung verliert aber ihre Gültigkeit, wenn die angebrachte Zugkraft *indirekt* in die Schrauben eingeleitet wird, wie dies in den angeführten Versuchen und i. a. bei allen praktischen Anwendungen vorkommt. In erster Näherung kommt dann ein Zusatzglied im rechten Teil der obigen Gleichung hinzu, in der Form $-T \delta_T$, wobei δ_T die Verformung der Stoßteile infolge der Lasteinleitung bedeutet¹¹⁾. Dieser Verformungseinfluß wirkt sich daher aus, als ob eine größere Steifigkeit oder ein größerer Querschnitt der Stoßteile vorhanden wäre. Dies erklärt, zusammen mit anderen Einflüssen, den Korrekturfaktor α von TADA und NAKA; die örtlichen Ungenauigkeiten der Berührungsflächen

⁹⁾ Dies berechtigt zur Forderung einer größeren Sicherheit gegen Gleiten für Tragwerke, die wiederholter Belastung ausgesetzt sind.

¹⁰⁾ Nach Stahlbau-Taschenkalender 1964, S. 143, verfügt man in Europa noch nicht über eine ähnliche Formel.

Bezüglich der Kräfte, die für den Spannungsnachweis mit dem Nettoquerschnitt einzuführen sind, bestätigen die Messungen von K. TOMONAGA und J. TAJIMA die vom Internationalen Eisenbahnverband (UIC) in den «Richtlinien für die Verwendung von hochfesten, vorgespannten Schrauben bei Brücken und Stahlhochbauten im Bereich der Eisenbahnen» veröffentlichte Beziehung $P(1 - 0,4r/n)$. Im betrachteten Fall ist $r = 1$ und n (Gesamtzahl der Schrauben) variiert von 2 bis 10. Die Formel gilt allerdings nicht mehr für den *Bruch* unter Zugbeanspruchung, da durch die Querkontraktion der Fügeteile die Schraubenvorspannung und somit die Gleitlast stark vermindert wird. Wenn man jedoch den Gleitbeginn als Sicherheitskriterium annimmt, wird das Bruchverhalten nebensächlich.

¹¹⁾ Im Grenzfall, wenn die Zugkraft in der Kontaktfuge der beiden sich berührenden Stoßteile angreift, können sich die gedrückten Elemente nicht entspannen und $\Delta P = 0$ bis zur Trennung.

sollten dagegen nur eine untergeordnete Rolle spielen. Dabei können die in Fig. 5 ersichtlichen Übergangskurven u. a. durch die *Hebelwirkung* erklärt werden; diese wurde von L. CARPENTIER und B. ALEMANY erwähnt und von R. T. DOUTY und W. McGUIRE¹²⁾ eingehend untersucht. Die Hebelwirkung wird durch die Art der Einleitung der aufgebrachten Zugkraft hervorgerufen, die eine Biegeverformung der Stoßteile verursacht. Diese haben dadurch die Tendenz, sich auf ihre Außenränder abzustützen, wobei die Schrauben diese Stützkräfte zusätzlich aufnehmen müssen. Dieser Einfluß ist dabei um so bedeutender je biegsamer die Stoßteile sind¹³⁾.

Diese Hebelwirkung hat auch bei den Versuchen von L. GOFFI, die an sehr weichen Verbindungen ausgeführt wurden, eine wichtige Rolle gespielt. Außerdem konnte sich die Vorspannkraft der Schrauben, infolge der kleinen Stärke der Stoßteile, nur auf eine beschränkte Fläche verteilen. Dies hatte zur Folge, daß das Glied δ_L in der Gleichung auf Seite 332 größer wurde und dadurch auch der Anteil der aufgebrachten Zugkraft, die durch die Schraube direkt aufzunehmen war, zunahm. Die Versuche von L. GOFFI sind somit ebenso lehrreich wegen der erhaltenen negativen Ergebnisse, denn sie zeigen die Grenzen in der Weichheit der Verbindungselemente, bei denen die HV-Schrauben sich kaum noch besser verhalten als gewöhnliche Schrauben, weil die günstige Wirkung der Vorspannung fast vollständig überdeckt wird durch Nebeneinflüsse, wie vor allem durch die Art der Lasteinleitung.

Im allgemeinen werfen die biegefesten Verbindungen, wie diejenigen mit angeschweißten Stirnplatten, die von L. CARPENTIER und B. ALEMANY erwähnt wurden, komplexe Probleme auf. Sowohl im elastischen Bereich als auch im Versagenszustand sollte eine genaue Berechnung folgende Einflüsse berücksichtigen: die Art der Einleitung der angebrachten Zugkraft, den entsprechenden Verlauf der Entspannung der Stirnplatten und deren Biegeverformung infolge Hebelwirkung, die örtlichen Beanspruchungen des angeschlossenen Trägers an die Verbindungsstelle, die nicht mehr den Gesetzen der Bieglehre folgen, usw. Für wiederholte Belastung wird die Lösung dieses Problems noch schwieriger¹⁴⁾. Zu wünschen ist, daß am Kongreß darüber konkrete Ergebnisse mitgeteilt werden, besonders über Verbindungen von hohen Trägern, die außerhalb des Bereichs der bereits bekannten systematischen Versuche liegen¹⁵⁾.

¹²⁾ Siehe unter Thema II e.

¹³⁾ Nach den «Richtlinien der UIC» (siehe Fußnote 10) darf die axial wirkende Zugkraft 80 % der Vorspannkraft nicht übersteigen. Diese Vorschrift, wie auch die gleichlautende Empfehlung von H. TADA und T. NAKA, ist nicht genügend streng für biegsame Verbindungen, bei denen man Gefahr läuft, daß infolge Hebelwirkung ein Bruch der Schrauben schon für Belastungen unterhalb der Vorspannkraft eintritt, wie aus den Versuchen von R. T. DOUTY und W. McGUIRE ersichtlich.

¹⁴⁾ Siehe zum Beispiel R. JONES und A. R. BAKER, High Strength Bolts, The Structural Engineer, June 1961.

¹⁵⁾ Siehe zum Beispiel O. STEINHARDT, Zur Anwendung von HV-Schrauben im Stahlbau, Sechster Kongreß der IVBH, Stockholm, «Schlußbericht».

Ausführung von HV-Verbindungen, Erfahrungen über Vorspann- und Reibungskräfte

Diese Probleme, von allen Autoren erwähnt, wurden vor allem von G. AURNHAMMER behandelt. Dieser Beitrag zeigt deutlich, wie schwierig es ist, zuverlässige, leicht meßbare und dauerhafte Vorspann- und Reibungskräfte praktisch zu erzeugen. Genauigkeit der Meßgeräte, Herstellungstoleranzen, Behandlung und Zustand der Berührungsflächen¹⁶⁾, Relaxation usw. bewirken eine im Stahlbau ungewohnt starke Streuung der Ergebnisse. Bei der Festlegung der Sicherheit gegen Gleiten muß darauf Rücksicht genommen werden. Gerade dieses Problem der Sicherheit könnte am Kongreß als Grundlage dienen für einen Gedankenaustausch auf internationaler Ebene, denn es scheint kaum logisch zu sein, daß die hier vorgeschlagenen Sicherheitskoeffizienten für Brücken von 1,25 (H. BEER und F. WALLNER) bis 1,8 (K. TOMONAGA und J. TAJIMA) schwanken können, wobei dieser Unterschied noch verschärft wird, wenn die angenommenen Reibungsbeiwerte berücksichtigt werden (für Stahl 50 ÷ 52, $\mu = 0,6$ nach «Richtlinien der UIC» gegenüber $\mu = 0,4$ bei den japanischen Eisenbahnen).

Schlußbetrachtungen

Obwohl seit dem Kongreß von Stockholm die Kenntnisse über die HV-Verbindungen erfreuliche Fortschritte gemacht haben, bleibt noch eine Anzahl von Fragen offen, wie zum Beispiel:

- für Reibverbindungen: bei der Ausführung anzuordnende Vorsichtsmaßnahmen und notwendige Genauigkeit, der Mechanismus der Lastübertragung durch Reibung, die Festlegung der Sicherheit gegen Gleiten.
- für Verbindungen mit axial beanspruchten Schrauben: eine vertiefte Untersuchung des Verhaltens unter Berücksichtigung der Verformungen aller vorhandenen Elemente sowie das Problem der wiederholten Beanspruchung.

c) Schweißen und Kleben

Schweißen

Alle Beiträge zum Thema Schweißen behandeln automatische und halbautomatische Verfahren; die Punktschweißung wurde allerdings nicht besprochen.

¹⁶⁾ Nebenbei sei bemerkt, daß C. TREMOLADA und P. BERNABÒ im Beitrag «Giunti ad attrito con bulloni ad alta resistenza. Ricerca e determinazione degli elementi di calcolo», erschienen in «Costruzioni metalliche», März-April 1963, S. 66, feststellen, daß die flammgestrahlten Berührungsflächen den sandgestrahlten überlegen sind, während sowohl G. AURNHAMMER wie K. TOMONAGA und J. TAJIMA ein umgekehrtes Verhältnis gefunden haben, ein Umstand der die Schwierigkeit dieses Problems beleuchtet.

F. FALTUS beschreibt die Unterpulverschweißung, die CO₂-Schutzgasschweißung, die Unterschlackenschweißung (mit der Kanalschweißung als besondere Anwendungsart) und schließlich die Bolzenschweißung. Er vergleicht diese Verfahren mit der Handschweißung (mit ummantelten Elektroden) und weist für jedes Schweißverfahren auf die mehr oder weniger strengen Anforderungen an die Schweißeignung des Grundwerkstoffes und auf die Besonderheiten der Verarbeitung hin (Nahtvorbereitung, Schweißlage, Vorwärmen usw.). Ebenfalls vergleicht er die Wärmeeinflüsse, die Festigkeiteigenschaften der Verbindungen, die Schweißleistungen und die Anwendungsbereiche.

Auch A. NEUMANN behandelt in seinem Beitrag die Unterpulver-, CO₂-Schutzgas- und die Unterschlackenschweißung. Neben interessanten Untersuchungen über die Wirtschaftlichkeit werden Ergebnisse von statischen und Ermüdungsversuchen mitgeteilt, die an CO₂- und Unterschlackenschweißverbindungen in Halle durchgeführt wurden. Dabei zeigte es sich, daß auch kleine Fehler (Poren, geringe Schlackeneinschlüsse) die Dauerfestigkeit verringern und nur fehlerlose Automatenschweißung die Festigkeiten der Handschweißung erreicht. Es wurden ebenfalls Ermüdungsversuche an Trägerstößen mit verschiedenen Anordnungen durchgeführt¹⁷⁾.

G. TANAKA und S. HASEGAWA beschreiben eine Verbundbrücke, bei der gewisse Bauteile aus einem vergüteten Stahl sehr hoher Streckgrenze (mehr als 50 kg/mm²) ausgeführt wurden. Sie erläutern den Schweißvorgang (Unterpulverschweißung, CO₂-Schutzgasschweißung) wie auch die vorgängigen Versuche, die getroffenen Vorsichtsmaßnahmen (Erwärmen) und die Schweißbedingungen, die Festigkeits- und Kerbschlagzähigkeitswerte usw. Immerhin wird man feststellen, daß keine Ermüdungsversuche durchgeführt wurden.

Die vorgelegten Beiträge zeigen, daß die halb- und vollautomatischen Schweißverfahren in den letzten Jahren große Fortschritte gemacht haben, aber gewisse Schwierigkeiten noch zu bewältigen sind, bevor sie die Handschweißung im Stahlbau verdrängen können. Eine Diskussion zwischen den Praktikern der verschiedenen Länder am Kongreß dürfte sich als fruchtbar erweisen.

Kleben

Im Gegensatz zum Flugzeugbau werden im Stahlbau Klebeverbindungen noch wenig verwendet. Wie G. AURNHAMMER erwähnt, sind die Kleberfestigkeiten noch ungenügend, womit sich auch die Anwendung für große Beanspruchungen verbietet.

Neben einigen grundsätzlichen Versuchsergebnissen an Laschenverbindungen bespricht AURNHAMMER vor allem die Forschungen im Hinblick auf eine besondere Anwendung der Klebung: Die Befestigung von Schienenstützungen

¹⁷⁾ Interessant ist festzustellen, daß der Total-Trägerstoß mit Aussparungen des Steges von A. NEUMANN abgelehnt wird, obwohl er in einigen Ländern gebräuchlich ist.

auf den Flachblechen stählerner Brücken. Die Versuche sind ermutigend und geklebte Gleisbefestigungen haben sich im Betrieb während einiger Jahre befriedigend verhalten.

J. W. PAULL sowie F. SZÉPE und P. PLATTHY untersuchen das Festigkeitsproblem der Überlappungsverbindungen. Wie in HV-Anschüssen führt die Verträglichkeitsbedingung zwischen den Dehnungen der Fügeteile und den Schubverformungen der Klebeschicht zu einer Schubspannungsverteilung mit den charakteristischen Randspannungsspitzen. Die Beziehung zwischen der maximalen Schubspannung τ_{max} und der mittleren Spannung τ_m drückt sich in der Form $\frac{\tau_{max}}{\tau_m} = f(K)$ aus, wobei der Parameter K von den geometrischen Abmessungen der Verbindung und vom Schubverformungswiderstand der Klebeschicht abhängt; dieser Widerstand erscheint nach VOLKERSEN in der Form G/δ , mit G als Schubmodul und δ als Stärke der Klebeschicht. F. SZÉPE und P. PLATTHY schlagen vor, den Ausdruck G/δ durch einen von der Schichtstärke unabhängigen Faktor c zu ersetzen¹⁸⁾. Sie stützen sich dabei auf Ergebnisse, die sie aus Versuchen mit zahlreichen Probestäben erhalten haben¹⁹⁾. J. W. PAULL schließlich verwendet praktisch den gleichen Parameter und zeigt, daß die Bruchfestigkeit ungefähr linear abnimmt, wenn der Parameter zunimmt.

Es wäre wünschenswert, andere neuartige Anwendungen als Diskussionsthema aufzuwerfen, z. B.: Kleben der Betonplatte auf Stahlträger bei Verbundbrücken, Zusammenwirken von Klebung und HV-Schrauben usw.

d) Ermüdungsfestigkeit von Konstruktionsteilen

Das Gebiet der Ermüdungsfestigkeit ist außerordentlich weitläufig und kann am Kongreß nur gestreift werden.

J. W. FISHER und I. M. VIEST berichten über die Folgerungen aus den Dauerfestigkeitsversuchen an Brücken als Teil des «AASHO Road Test». Dabei ergab sich für die stählernen Straßenbrücken auf den Versuchsstrecken kleinere Lastwechselzahlen bis zur Rißbildung als die im Laboratorium ermittelten an entsprechenden Profilträgern mit teilweiser Lamellenverstärkung²⁰⁾; sie

¹⁸⁾ Siehe auch «Esperimenti sulla unione di metalli con collanti sintetici in Ungheria» von den gleichen Autoren, erschienen in «Costruzioni metalliche», Mai-Juni 1963.

¹⁹⁾ Es wird dabei angenommen, daß die maximale Schubspannung für den Bruch maßgebend ist und geklebte Verbindungen sich bis zum Versagen elastisch verhalten, ganz im Gegensatz zu den meisten anderen Verbindungsmitteln des Stahlbaues. Diese Annahme ist allerdings i. a. nicht erfüllt, wie dies u. a. aus der Dissertation von F. JAEGER, «Spannungs- und Dehnungsverhalten von Metallklebungen», Juris-Verlag, Zürich 1962, ersichtlich ist.

²⁰⁾ Es muß aber hervorgehoben werden, daß die Bruchfestigkeit und die Streckgrenze der im Laboratorium untersuchten Stähle höher waren als die der Brückenträger.

bleiben aber im voraussichtlichen Streubereich. Die Ergebnisse von Laboratoriumsversuchen dürfen also direkt für die Bemessung von Tragwerken verwendet werden, auch wenn die Lastwechselfrequenzen stark verschieden sind.

FISHER und VIEST vergleichen die Versuchsergebnisse mit den zulässigen Spannungen in verschiedenen Vorschriften und schlagen schließlich ein allgemeines Vorgehen zur Erfassung der Ermüdung vor; sie nehmen dabei an, daß die Dauerfestigkeit des Stahls im maßgebenden Bereich nicht von dessen Bruchfestigkeit und Streckgrenze abhängt. Dieser Annahme widersprechen deutsche Versuche²¹⁾ an Lochstäben, also eine Probenform mit scharfer und eindeutig definierter Kerbwirkung: Die Festigkeiten bei St 52 sind weit größer als diejenigen bei St 37. Für die Wechselfestigkeit wird das Verhältnis sogar größer als 1,4. Auf alle Fälle wird der Beitrag von FISHER und VIEST am Kongreß eine interessante Diskussion anregen können.

Bei den erwähnten Versuchen blieb die angebrachte Last bei jedem Wechsel gleich groß. In Straßenbrücken ist aber die Größe der Beanspruchungen aus Nutzlasten beträchtlichen Schwankungen unterworfen. Es handelt sich hier um Ermüdung unter Lastwechseln mit veränderlicher Spannungsamplitude, ein noch wenig erforschtes Problem. Für diesen Fall nimmt A. M. FREUDENTHAL in seinem Beitrag an, der Ermüdungsbruch entspreche der Erschöpfung eines Tragwerkes, das durch Gebrauchslasten schon ermüdet ist. Man hat also praktisch zwei verschiedene Lastspektren: Einerseits Gebrauchslasten, die Schäden, aber nicht den Ermüdungsbruch verursachen, andererseits Grenzlasten, die zur Erschöpfung führen können. Unter Anwendung statistischer Gesetzmäßigkeiten kann FREUDENTHAL die Gebrauchsduer eines Tragwerkes abschätzen. Gegenwärtig können diese theoretischen Ergebnisse kaum direkt verwertet werden — noch fehlen grundlegende statistische Angaben über die Verteilung der Lasten —, aber sie helfen die Sicherheit eines Bauwerkes zu beurteilen.

Der Beitrag von F. LEONHARDT ist einem Sonderproblem gewidmet, nämlich der Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit von Kabeln für Hängebrücken und insbesondere deren Verankerung. Diese Frage gewinnt an Bedeutung wegen des kleinen Eigengewichtes der modernen Fahrbahntafeln und der Vergrößerung der Nutzlasten. LEONHARDT schlägt vor, die gewohnten Seilköpfe durch Ankerköpfe, ähnlich wie im Vorspannbeton, zu ersetzen. Er beschreibt ebenfalls eine neue Herstellungsart der Kabel.

Der Beitrag von J. W. RODERICK und B. RAWLINGS betrifft nicht mehr die klassische Ermüdungsfestigkeit, sondern bezieht sich vielmehr auf das Traglastverfahren bei Bauwerken, die einer langsam wiederholten Beanspruchung ausgesetzt sind. Die Bruchspannungen bei diesen Biegeversuchen mit kleiner

²¹⁾ S. WINTERGERST und K. HECKEL: Untersuchungen der Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen mit St 37, «Der Stahlbau», 1962; K. KLÖPPEL und H. WEIHERMÜLLER: Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen aus St 52, «Der Stahlbau», 1960.

Frequenz ($1\frac{1}{2}$ Lastwechsel pro Minute) überschreiten durchwegs die Streckengrenze des Stahles, wobei vorgängig mehr oder weniger große plastische Verformungen eingetreten sind²²⁾. Diese Ergebnisse lassen keine allgemeinen Schlüsse zu; immerhin zeigen sie deutlich die Kerbwirkung der Schweißnaht. Ergänzende Untersuchungen²³⁾ werden notwendig sein, um diese Probleme abzuklären.

e) Traglastverfahren im Hinblick auf hochfeste Stähle und neuartige Verbindungsmitte

Aus der großen Anzahl von Problemen, die im Zusammenhang mit dem Traglastverfahren auftreten, wurden für den Kongreß nur zwei festgehalten, und zwar: die Anwendung hochfester Stähle mit einem von Baustahl St 37 abweichenden Spannungs-Dehnungs-Diagramm und diejenige neuer Verbindungsmitte wie die HV-Schrauben.

Theoretische Untersuchungen über die Grenztragfähigkeit von statisch unbestimmten Tragwerken aus hochfesten Baustählen, die keinen ausgeprägten Fließbereich besitzen, sondern eine mehr oder weniger kontinuierliche Abnahme des Tangentenmoduls bis zum Bruch aufweisen, wurden von H. BEER und K. MOSER durchgeführt. Die Autoren nähern die gekrümmte Spannungs-Dehnungs-Linie durch ein Polygon an und bestimmen, für den idealisierten I-Querschnitt und einfache Tragwerke, den Verlauf der maßgebenden Momente bis zum Versagen des Trägers. Hauptergebnis dieser Untersuchungen ist, daß wohl eine gewisse Tendenz zu einem Momentenausgleich besteht, aber der Bruch schon weit vor dem Ausgleich eintritt²⁴⁾. Die bekannten Voraussetzungen des Traglastverfahrens sind somit für diese Stähle keinesfalls erfüllt.

R. ANSLIJN, E. MAS und CH. MASSONNET beschreiben einen Teil der Versuche, die ausgeführt wurden, um abzuklären, ob das Traglastverfahren auf Bauteile aus St 52 ausgedehnt werden darf. Vor allem handelte es sich darum, die minimalen Stärkenverhältnisse zu bestimmen, die noch beträchtliche plastische Verformungen der gedrückten Zonen ohne Gefahr des Unstabil-

²²⁾ Der Einfluß der Kaltverformung, der sich in einer Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit bei kleineren Lastwechselzahlen äußern kann, ist hier von Bedeutung.

²³⁾ Statt kleiner Probestäbe mit Rechteckquerschnitt, wo die äußeren Fasern durch die innern beträchtlich entlastet werden können, wäre es interessant, I-Profile zu prüfen.

²⁴⁾ J. FERRY BORGES und E. R. ARANTES E OLIVEIRA kommen in ihrem Beitrag «Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Structures», in den «Abhandlungen» der IVBH 1963, zu ähnlichen Ergebnissen. Wie dies F. STÜSSI in seinem Beitrag «Konstruktion und Traglastverfahren im Stahlbau», Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes H. 17, Stahlbau-Tagung Kassel 1962, gezeigt hat, ist selbst für den Baustahl St 37 dieser Ausgleich unvollständig, wenn man den Verfestigungsbereich nicht vernachlässigt.

werdens erlauben. Für die Breitflanschträger haben die Versuche gezeigt, daß das Verhältnis der Breite zur Stärke des Flansches kleiner als 14 und für Druckbeanspruchungen dasjenige der Trägerhöhe zur Stegstärke kleiner als 36 betragen soll.

Die in Europa meistbenutzte Profilreihe HEA (frühere Bezeichnung DIE oder PB1) erfüllt jedoch diese Bedingungen nicht: für die kleineren Profile ist der Flansch und für die größeren der Steg zu dünn.

Bei der Besprechung der HV-Schrauben haben wir bereits die von R. T. DOUTY und W. McGUIRE beschriebenen Versuche an biegesteifen Trägeranschlüssen mit T-Laschen für die Flanschen und Winkeln für die Stege erwähnt. Im Hinblick auf das Traglastverfahren sollten die Versuche zeigen, ob diese Verbindungen imstande sind, das plastische Moment des Trägers zu übertragen und ein plastisches Gelenk auszubilden.

Für den Festigkeitsnachweis der gleitfesten Verbindung zwischen den T-Laschen und den Trägerflanschen genügt die Anordnung einer angemessenen Anzahl von HV-Schrauben, während für die Bemessung der zugbeanspruchten Schrauben zwischen T-Laschen und Stützenflansch die Wirkung der Verformungen berücksichtigt werden muß. Die unter Abschnitt b) erwähnte Hebelwirkung kann hier beträchtlich werden und, da die HV-Schrauben eine relativ kleine Bruchdehnung aufweisen, tritt bei biegsamen Verbindungs-elementen das Versagen im Zugbereich durch Schraubenbruch ein, bevor eine Trennung der Kontaktflächen auftreten kann; das wirkliche Bruchmoment ist hier somit kleiner als das aus der Schraubenfestigkeit direkt bestimmte.

Das Problem der Rotationsfähigkeit an der Verbindungsstelle scheint noch nicht vollständig gelöst zu sein.

Die Auffassung des Berichterstatters ist, daß ein Anschluß nicht allein nach Betrachtungen über die Grenztragfähigkeit bemessen werden darf; von höchster Wichtigkeit ist ein zufriedenstellendes Betriebsverhalten, besonders unter wiederholter Belastung, weshalb gerade hier das konstruktive Kriterium gesucht werden muß.

General Report

Whereas Theme III of the 7th Congress of the IABSE is confined to a few special types of steel structures, Theme II is devoted to certain fundamental questions relating to the entire field of metal structures and more particularly to the properties of materials and special features of their fabrication, to recently developed means of connection (high-strength bolts, welding, gluing) and to certain aspects of the ultimate strength of constructions.

These important questions do not appertain solely to the fact of civil engineering, but the majority of them also concern the mechanical engineering industries in general and it is not surprising that the world-wide bibliography relating to them is constantly becoming more copious and hence inaccessible in its entirety. Consequently, it is out of the question to give in this report an effective general survey and we shall confine ourselves to particular aspects which have been dealt with in the papers submitted, and attempt to draw attention to those points which are deserving of more thorough study.

a) High Tensile Steels and Their Fabrication

The term "high tensile steel" often covers steels of the type 50—52, with a yield point of at least 36 kg/mm^2 . This grade, probably one of the most widely used in the field of road bridges, is well known and the problems arising in the manufacture and fabrication of these steels are practically solved. It was therefore decided to deal only with steels exhibiting still higher mechanical properties, that is to say, having a yield point exceeding 38 kg/mm^2 .

In Europe at least, steels of very high tensile strength were developed in the first place to meet the requirements of the boiler-making industry (penstocks and pressure vessels, etc.) and have as yet found few applications for bridges¹⁾ and still less in structural engineering. It is perhaps for that reason that only one paper has been submitted.

In this paper, F. WALLNER enumerates, first of all, the factors which reduce the advantages of high tensile steels in beams (non-uniform distribution of the stresses, fatigue, deflections, stability, etc.) and then describes the characteristics of the special steels developed by VÖEST. These steels, like those sold under other trademarks but belonging to the same class, possess not only a high yield point, but also excellent weldability and they are only slightly susceptible to brittleness and ageing²⁾.

Mr. WALLNER draws attention to a less well known property of these

¹⁾ Mention should, however, be made of the Chamonon Bridge over the Rhône (Switzerland) which includes some structural members made of 60 T steel (yield point 45 kg/mm^2) manufactured by the Alpine Steelworks, Donawitz (Austria). See, for example, Schw. Techn. Zeitschrift, 6th June 1957.

²⁾ In Europe the majority of these steels were originally special boiler steels, providing adequate safeguards of notch impact values at low temperature or after ageing; if the classification of German standard specification DIN 17100 were to be extended, they would belong to a class 4 or even class 5. Almost every manufacturer offers the entire range of grades, from mild steel to very high tensile steel, for example, ALDUR mentioned by Mr. WALLNER, comprises the grades 35, 41, 44, 47 and 50 in addition to those described in the paper. It will be observed, furthermore, that these fine-grained, killed steels, do not possess a well defined transition temperature, but that their notch impact values decrease in a uniform manner.

aluminium-killed steels, namely their creep under stresses close to the yield point, a creep which tends to reduce the local peak stresses.

For Si-Mn steels which are slightly carburised and are supplied in the normalised state, a yield point of about 42 kg/mm^2 ³⁾ can hardly be exceeded. If it is desired to reach higher values, while at the same time limiting the carbon content to ensure weldability, it is possible to add alloying elements such as Ni, V, Cr, Mo, Ti, Cu, etc.⁴⁾, or to have recourse to thermal treatments (quenching and tempering)⁵⁾.

These two processes are frequently combined, and this makes it possible to attain very high yield strengths, exceeding 70 kg/mm^2 for certain American steels and their European analogues.

It is a matter for regret that the use of these steels, more particularly the treated steels, was not made the subject of any papers, although they are widely employed in the United States⁶⁾ and it is to be hoped that experiences whether satisfactory or otherwise, will be reported at the Congress.

b) Friction-grip-bolts (High Strength Bolts)

Since the Stockholm Congress, where the problem of high strength bolts was already dealt with, this method of connection has undergone further developments, both from the point of view of research and in regard to practical applications and it appeared to be of interest to retain it for the present Congress.

As the mode of action of high strength bolts is well known, and since their geometrical characteristics and their mechanical properties have not undergone any marked changes in recent years, we shall proceed at once to discuss research work relating to connections and in the first place to the strength of lap-jointed fastenings (forces directed along the plane of the joint).

Connections by Means of Lap-joints (Bolts Subjected to Shear)

In the "Final Report" of the Stockholm Congress, attention was drawn to the difference between the American and European conceptions with regard

³⁾ For example, FERALSIM made by the Fabrique de Fer de Charleroi (Belgium), EL SO 42 made by the Société des Forges et Ateliers du Creusot (France) or HYDRO-STAL 42 made by Hoogovens IJmuiden (Holland).

⁴⁾ A yield point of approximately 50 kg/mm^2 is then attained, for example BH 51 manufactured by Ruhrstahl AG Henrichshütte, Hattingen.

⁵⁾ For example, ALDUR 55/68 mentioned by Mr. WALLNER, with a yield point of 55 kg/mm^2 .

⁶⁾ For lattice girders (Carquinez and New Albany bridges, etc.) or for plate-girder bridges (e. g., Whyskey Creek). In Switzerland, on the other hand, the application to welded pressure pipes has not proved very encouraging.

to the method of evaluating the safety of connections by means of high strength bolts. This difference only concerns the connections termed "bearing type" in the United States, for which the safety margin is determined solely on the basis of the ultimate load, and not on the basis of the slip load as is required in America for "friction type" connections and generally in Europe.

It is therefore mainly the ultimate strength of A-440 steel (corresponding to 52 steel) joints fastened with high strength bolts which formed the subject of the tests described by J. W. FISHER, P. O. RAMSEIER and L. S. BEEDLE⁷). Broadly speaking, the shear strength of high strength bolts is scarcely affected by the grade of steel employed for the bolted members. For long joints (with more than four fasteners in line) however, the higher yield strength of A 440 steel allows that inelastic deformations occurred first in the bolts and only afterwards in the plate material, which leads to a better distribution of the bolt forces on failure.

It is well known that American specifications attach little importance to the preparation of the faying surfaces and the above-mentioned tests only relate to members cleaned with a brush and degreased. It is singular to observe that the average slip coefficient was 0.32 and that it is less than the value of 0.35 obtained for A 7 steel (corresponding to mild steel).

The tests described by I. KONISHI relate to welded plate girders of high tensile steel, subjected both to static loads and to fatigue, and in which the central joint was stressed in pure bending⁸).

The static tests showed the great stiffness of the connections by friction grip which is made manifest, firstly by deflections equal to those of a girder without joints, and, on the other hand, by a very unfavourable distribution of the forces in the lines of bolts, with a characteristic concentration at the ends. With regard to failures by fatigue, these occurred beyond the joint.

H. BEER and F. WALLNER study the problem of the stepwise sliding of connections subjected to repeated loading, not much less than that causing static slip. Like the tests of I. KONISHI and the measurements on structures described by G. AURNHAMMER, these tests show the characteristic distribution of the relative displacements in the connections by means of high strength bolts, with the corresponding distribution of the forces in the bolts. This results in certain irreversible displacements, which, however, do not increase with the number of times the load is applied provided that 95% of the actual slip load is not exceeded. These tests contribute to an understanding of the mechanism

⁷⁾ The paper by J. W. FISHER, P. O. RAMSEIER and L. S. BEEDLE is included in "Publications", vol. 23, p. 135—158.

⁸⁾ Unfortunately, the author does not indicate the state of the faying surfaces nor the manner of dimensioning the bolts. It will be observed, however, that the bottom flange, with a gross cross-sectional area of 40 cm², is fastened by 12 bolts, 22 mm in diameter, by double lapping, which appears to be very high and reduces the interest of the tests.

of the transfer of the forces by friction, or rather by gripping the excrescences of faying surfaces which cannot move apart. It would be advantageous to increase our knowledge on this subject, particularly as far as fatigue is concerned.

K. TOMONAGA and J. TAJIMA reveal, inter alia, the importance of an adequate safety factor against sliding for connections subjected to fatigue. When the slip load is less than that causing failure by fatigue, the latter decreases considerably⁹⁾. This also applies when the number of fasteners in line is increased. Finally, the tests made it possible to establish a formula for the permissible stresses in high-strength bolted connections subjected to fatigue¹⁰⁾.

Connections by Bolts Under Tension

The tests described by H. TADA and T. NAKA relate to joints subjected solely to tensile stress. It is well known that these prestressed connections are not liable to deformation as long as the applied tensile stress is insufficient to split the parts in contact. If the external force T were applied directly to the bolt, the increase ΔP in the bolt force would be given, prior to splitting, by the relationship $\Delta P \delta_B = (T - \Delta P) \delta_L$ where δ_B denotes the elongation of the bolt for unit force and δ_L denotes the variation of the corresponding distance of the parts joined together, taking any flexure into account. If this flexure is neglected and if it is assumed that the bolt and the precompressed parts have the same length, formula (1) of Messrs. TADA and NAKA is obtained. This relationship does not hold good, however, when the external tensile force is applied *indirectly* to the bolts, as in the tests described and in all practical applications. To a first approximation, a supplementary term of the form $-T \delta_T$ is obtained in the member on the right hand side of the preceding relationship, δ_T being the deformation of the connected parts corresponding to the introduction of the forces¹¹⁾. The effect is therefore as though these

⁹⁾ This justified the adoption of a greater safety factor against sliding for structures subjected to fatigue.

¹⁰⁾ As indicated in the Stahlbau Taschenkalender 1964, p. 143, no similar formula is yet available in Europe.

As regards the forces to be introduced by the calculation in relation to net cross-sectional area, the measurements by K. TOMONAGA and J. TAJIMA confirm the formula given in "Directives for the use of high strength bolts in railway bridges and structures" drawn up by the International Railway Union, namely $P(1 - 0.4 r/n)$. In this particular case, $r=1$, while n denotes the total number of fasteners, ranging from 2 to 10. The formula does not apply to *failure* due to tensile stress, as friction is then reduced considerably by the lateral contraction of the members which slackens the bolts. However, when sliding is adopted as the criterion of safety, the ultimate strength becomes secondary.

¹¹⁾ In the limiting case, when the applied force is introduced into the median surface of the joint, the connected parts are not decompressed and $\Delta P=0$ until splitting takes place.

parts were stiffer or had a larger cross-section. This, together with other influences, explains to a large extent the correcting coefficient α applied by Messrs. TADA and NAKA, whereas the local imperfections of the faying surfaces should only play a secondary part. With regard to the curved portions of the lines to be seen in fig. 5, they are to be explained, *inter alia*, by the prying action mentioned by L. CARPENTIER and B. ALEMANY and studied by R. T. DOUTY and W. McGUIRE^{12).}

The prying action in question is caused by the flexure due to the introduction of the applied force, which causes a deflection of the members forming the connection; these members therefore have a tendency to bear on their outer edges and the bolts must obviously take up these forces. The effect is greater, the more flexible are the members^{13).}

This prying action undoubtedly played an important part in the highly flexible connections on which L. GOFFI carried out tests. Furthermore, owing to the reduced thickness of the connection members, the prestressing force of the bolts can only be distributed over a small area, which, by increasing the term δ_L of the expression given on page 343, increases the share of the applied tensile force which must be taken up directly by the bolts. The tests made by Mr. GOFFI are therefore also of interest in their negative aspect; they show the limits that should not be exceeded in regard to the thinness of the connected members if it is desired to prevent the high strength bolts under tension from behaving practically as ordinary bolts, because the favourable effect of the prestressing is eliminated by the secondary effects, due in particular to the mode of introduction of the forces.

Generally speaking, connections subjected to bending, such as those comprising plates welded to the girder, mentioned by L. CARPENTIER and B. ALEMANY, give rise to complicated problems. Under elastic conditions, as under those of failure, a correct calculation should take into account the type of introduction of the applied forces as well as the mode of decompression and the resulting deflections (prying action) of the members of the joint, and the local stresses in the connected girder, which are no longer in accordance with the strengths of the materials at the fastening, etc. For repeated loading, the problem is still more complicated^{14).} It is to be hoped that concrete results will be presented at the Congress, particularly for connections of beams having

¹²⁾ See under Theme IIe.

¹³⁾ The specification of the "Directives of the International Railway Union" (see footnote 10) which limits the axial tensile force per bolt to 80% of the prestressing force, as well as the similar recommendation of Messrs. TADA and NAKA is consequently not sufficiently severe for flexible fastenings; there is a risk, in this case, of failure of the bolts, due to the prying action, under applied forces which are considerably less than the prestressing forces, as shown by the tests of Messrs. DOUTY and McGUIRE.

¹⁴⁾ See, for example, R. JONES and A. R. BAKER, High Strength Bolts. The Structural Engineer, July, 1961.

large cross-sectional areas, which are beyond the scope of the systematic tests already known^{15).}

Application of High Strength Bolts, Experiments Relating to Clamping Forces and Frictional Forces

These questions, to which reference is made by all the above-mentioned authors, are dealt with more particularly by G. AURNHAMMER. This paper shows quite clearly the practical difficulties of achieving clamping forces and frictional stresses which are readily measurable, clearly defined and permanent. The precision of the measuring instruments, the manufacturing tolerances, the treatment and state of the surface^{16),} relaxation, etc. — all these effects tend to cause a dispersion of the results which is unusual in metal structures. It is necessary therefore to take this into account when determining the factor of safety against sliding. This problem of the safety margin could be made the subject of an interesting discussion during the Congress, at international level, because it seems scarcely logical that the safety factors proposed for bridges should vary from 1.25 (H. BEER and W. WALLNER) to 1.8 (K. TOMONAGA and J. TAJIMA); and this difference is accentuated still further when the coefficients of friction that are adopted are taken into consideration (for 50–52 steel, this is 0.6 according to the "Directives" of the International Railway Union and 0.4 for the Japanese railways).

Conclusions

Although the state of our knowledge regarding high strength bolts has made heartening progress since the Stockholm Congress, a number of questions still remain to be elucidated — for example:

- For connections by means of lap joints: the precautions to be taken and the degree of precision required when they are employed, the underlying mechanism of the friction, the factor of safety to be adopted against sliding.
- For connections by bolts under tension: a thorough study of their behaviour, taking into account the deformations of all the elements concerned, together with the problem of repeated loading.

¹⁵⁾ See, for example, O. STEINHARDT, Zur Anwendung von HV-Schrauben im Stahlbau, 6th Congress of IABSE, Stockholm, "Final Report".

¹⁶⁾ We would draw attention, in passing, to the fact that C. TREMOLADA and P. BER-NABÒ, in their article entitled "Giunti ad attrito con bulloni ad alta resistenza. Ricerca e determinazione degli elementi di calcolo", which was published in "Costruzioni Metalliche", for March-April, 1963, p. 66, indicate the superiority of surfaces cleaned with an oxy-acetylene torch over those cleaned by shot blasting, whereas G. AURNHAMMER and K. TOMONAGA and J. TAJIMA found the exactly opposite result, which clearly demonstrates the complexity of the problem.

c) Welding and Gluing

Welding

The papers relating to welding all deal with automatic and semi-automatic processes; spot welding, however, was not discussed.

F. FALTUS describes the system of submerged arc welding, welding under a gas shield (CO_2) and under slag (with a special application, groove welding), together with stud welding. He compares these processes with manual welding and indicates for each system the varying requirements in regard to the weldability of the steels and the characteristics of their employment (edge preparation, welding position, preheating, etc.). He also compares the thermal effects, the mechanical properties of the joints, the welding times and the fields of application.

A. NEUMANN also devotes his paper to submerged arc welding, welding under a gas shield and under slag. In addition to interesting economic considerations, he reports the results of static tests and fatigue tests carried out at the Halle Institute on automatic welds (CO_2 and slag-welding). These researches have shown that even minor defects (pores, slight inclusions of slag) reduce the resistance to repeated loading and that only automatic welds free from defects attain the strength of manual welds. The fatigue tests also covered joints in girders with various arrangements¹⁷⁾.

G. TANAKA and S. HASEGAWA describe a composite welded bridge, comprising structural members made of heat treated steel having a very high yield strength (more than 50 kg/mm^2). They indicate the welding methods employed (submerged arc welding, CO_2 welding) together with the preparatory tests, the precautions taken (preheating), and the welding conditions, the strengths and notch impact values obtained, etc. It will be noticed, however, that no fatigue test was carried out.

The papers presented show that automatic and semi-automatic welding processes have made great progress in recent years, but that certain difficulties have still to be overcome before they can supplant manual welding in metal structures. A discussion at the Congress between experts from various countries could be highly profitable.

Gluing

Connections by gluing, although current practice in aeroplane construction, are not employed to any extent in metal structures. As G. AURNHAMMER points out, the strengths of the adhesives are still insufficient, and this prevents them from readily absorbing large stresses.

¹⁷⁾ It is interesting to observe that the complete joint, with cuts in the web plate at the transverse weld, rejected by Mr. NEUMANN, is widely employed in certain countries.

After reporting the results of some basic tests carried out on double-strap butt joints, G. AURNHAMMER therefore describes mainly the research work undertaken in connection with a special application of gluing: the fastening of the track on the steel deck plates of railway bridges. The tests were encouraging and adhesive track supports which have been in service for more than two years have behaved satisfactorily.

J. W. PAULL and F. SZÉPE and P. PLATTHY discuss the problem of lap-jointed connections. As in the case of joints with high strength bolts, the condition of compatibility between the elongations of the joined members and the tangential deformations of the glue seam lead to a distribution of the shear stresses characterised by end peaks. The ratio of the maximum stress τ_{max} to the average stress τ_m is of the form $\frac{\tau_{max}}{\tau_m} = f(K)$, where K is a parameter depending on the geometrical data of the connection and the rigidity towards shearing of the adhesive; this rigidity intervenes according to VOLKERSEN in the form G/δ where G is the shear modulus and δ is the seam thickness. F. SZÉPE and P. PLATTHY¹⁸⁾ suggest that VOLKERSEN's factor K should be modified by replacing the G/δ by a factor c , which is independent of the thickness; in support of their argument they present the results of tests carried out on large numbers of test-pieces¹⁹⁾. As for J. W. PAULL, he uses practically the same parameter and shows that the joint strength decreases approximately linearly when the parameter increases.

It would be desirable that other recent applications, for example, the gluing of steel to concrete in composite bridges, the combined action of gluing and high strength bolts, etc., should be discussed at the Congress.

d) Fatigue Life of Structural Members

The field of fatigue strength is extremely extensive and can only be lightly touched on during the Congress.

J. W. FISHER and I. M. VIEST present conclusions drawn from full-scale fatigue tests which formed part of the AASHO Road Test. They show that the number of stress cycles at fatigue cracking determined on steel road bridges located in the test loops are less²⁰⁾ than those obtained in the labora-

¹⁸⁾ See also the paper by the same authors «Esperimenti sulla unione di metalli con collanti sintetici in Ungheria», Costruzioni Metalliche, May-June, 1963.

¹⁹⁾ F. SZÉPE and P. PLATTHY suppose that the stress τ_{max} is a determining factor for rupture, and that glued connections, unlike most of those employed in metal structures, remain elastic until failure. However, this is not generally confirmed: see for example M. F. JAEGER «Spannungs- und Dehnungsverhalten von Metall-Klebungen», Thesis, Juris-Verlag, Zurich 1962.

²⁰⁾ It must be pointed out, however, that the ultimate strength and the yield point of the steels tested in the laboratory were greater than those of the girders of the bridges.

tory on similar girders, that is to say steel wide flange sections with partial-length cover plates. They remain, however, within the limits of probable dispersion. The results of laboratory tests can therefore be directly applied to the design of actual structures, even though the loading frequencies are markedly different.

After making a comparison of the test results with the allowable stresses according to various design specifications, J. W. FISHER and I. M. VIEST suggest a generalized design approach for fatigue, by assuming that the endurance limit does not depend, in the interesting range, on the ultimate strength and the yield point of the steel. Doubt is cast on this hypothesis by the tests undertaken in Germany²¹⁾ on drilled test-bars, which therefore exhibited a very severe and well defined notch; the values obtained with 52 steel are considerably greater than those of 37 steel; for alternating stresses, the ratio exceeds 1.4. However this may be, the paper by Messrs. FISHER and VIEST should give rise to an interesting discussion at the Congress.

In the previous tests, the repeated load intensity is practically constant. In the road bridges, on the contrary, the stresses due to imposed loads exhibit considerable fluctuations. We are therefore dealing with a case of fatigue under cycles with markedly variable stress levels, a problem about which little is known. In his study, A. M. FREUDENTHAL assumes that, in this case, the fatigue failure can be defined as an "ultimate load failure" of a structure already fatigue-damaged by operational loads. We therefore have two different load spectra: that of operational loads, producing damage, but not failure due to fatigue and that of the "ultimate loads" capable of resulting in collapse. Using the laws of statistics, Mr. FREUDENTHAL is then able to estimate the fatigue life of a structure. These theoretical results can hardly be used directly at the present time — basic statistical data on the distribution of the loads are not available — but they assist in evaluating the safety of a structure.

The paper by F. LEONHARDT is confined to a particular problem, that of the improvement of the fatigue strength of the cables of suspension bridges and more especially of their anchoring. This question is assuming importance on account of the reduction of the dead weights of modern bridge decks and the increase in the imposed loads. Mr. LEONHARDT proposes to replace the usual cable sockets by anchoring heads similar to those employed in prestressed concrete. He also describes a new process for the composition of the cables.

The paper by J. W. RODERICK and B. RAWLINGS is not concerned with the conventional type of fatigue strength, but deals with the plastic design of structures subjected to slow repeated loading. The failure stresses determined in bending tests carried out at low frequency ($1\frac{1}{2}$ cycles per minute) all exceed

²¹⁾ S. WINTERGERST und K. HECKEL: Untersuchungen der Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen mit St 37, Der Stahlbau, 1962; K. KLÖPPEL und H. WEIHERMÜLLER: Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen aus St 52, Der Stahlbau, 1960.

the yield strength of the steel and are preceded by plastic deformations²²⁾ of varying extent. The results obtained do not enable any general conclusions to be drawn; they show quite clearly, however, the notch effect of the weld. Further experiments²³⁾ will be necessary in order to elucidate the problem

e) Plastic Design with Reference to High Tensile Steels and Modern Methods of Connection

Of the very large number of problems relating to the plastic design, it has been decided that only two are to be discussed at the Congress: the problem of the utilisation of high tensile steels, exhibiting stress-strain curve different from that of mild steel, and the problems arising from the use of modern means of connection such as high strength friction grip bolts.

H. BEER and K. MOSER present a method of ultimate load design of indeterminate structures consisting of materials which do not exhibit a yield range like mild steels, but have a stress-strain diagram varying in a more or less continuous manner to the ultimate strength. Approximating this curve by a polygon, they obtain, for the "Sandwich" section, the variation of the characteristic moments of certain simple systems. The outstanding result is that there is, in fact, a tendency towards equalisation of the moments, but that collapse occurs long before such equalisation is complete²⁴⁾. The known hypotheses employed for plastic design are by no means fulfilled for these steels.

R. ANSLIJN, E. MAS and CH. MASSONNET describe part of the tests undertaken in order to determine whether it is possible to extend the methods of plastic design to steel 52. This is mainly a question of fixing the thickness limits permitting large plastic strains in the compressed zones without risk of instability. For wide-flange sections the tests showed that the ratio of the width of the flanges to their thicknesses must be less than 14 and, in compression, the ratio of the depth of the section to the thickness of the web, must be less than 36.

The series HE A (formerly DIE) which is most widely used in Europe

²²⁾ The influence of the cold working, which may give rise to an increase in the fatigue strength for small number of stress cycles, is therefore an important factor in this case.

²³⁾ Instead of testing small test-pieces of rectangular section, in which the external fibres may be relieved of load to a considerable extent by the internal fibres, it would be interesting to employ double-T steel sections.

²⁴⁾ J. FERRY BORGES and E. R. ARANTES E OLIVEIRA obtain similar results in their article "Non-linear Analysis of Reinforced Concrete Structures", IABSE "Publications" 1963. Even for mild steel, when the strain-hardening range is not neglected, equalisation is not complete, as has been shown by F. STÜSSI: see «Konstruktion und Traglastverfahren im Stahlbau», Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes H. 17, Stahlbau-Tagung Kassel 1962.

does not, however, satisfy these conditions; for small sections it is the flange, and for large sections it is the web, which is too thin.

We have already mentioned the tests described by R. T. DOUTY and W. McGUIRE when dealing with high strength bolts. As far as plastic design is concerned, the purpose of the tests was to determine whether beam-to-column connections with T-stubs for the flanges and angle-irons for the webs are capable of developing the full plastic moment of the girder and function as a plastic hinge.

As far as the strength is concerned, it is sufficient to provide an adequate number of high strength bolts in shear for the T-stub web-to-beam flange connection and to design the connection by bolts under tension between the T-stub and the column flange, taking into account the deformations of the joined members. The prying action mentioned under b) is considerable in this case and, as the high strength bolts have a fairly low breaking elongation, the failure of the connection by bolts under tension, due to bolt fracture, occurs before separation when the T-stubs are fairly flexible; the moment at failure is then less than that calculated directly on the basis of the strength of the bolts.

With regard to the problem of the rotations capacity at the connection, this does not seem to have been solved.

In the opinion of the reporter, a connection cannot be dimensioned solely on the basis of considerations relating to plastic failure; it is of the greatest importance that the behaviour at working load should be satisfactory, in particular for repeated loads, and it is there that an attempt must be made to find the determining constructional criterion.

IIa1

Hochfeste schweißbare Baustähle — ein Beitrag für deren Anwendung im Brückenbau

High Strength Weldable Structural Steels — a Note of Their Use Under Bridge Building

Aciers soudables à haute résistance. Leur emploi dans le domaine des ponts

FELIX WALLNER

Linz/Donau

Die Verwendung hochfester Baustähle für jene Konstruktionen des Stahlbaues, deren Berechnungsgrundlage die Streckgrenze bildet, ist heute nicht mehr auf Sonderfälle beschränkt, sondern Stand der Technik. Neben vorwiegend wirtschaftlichen Überlegungen waren auch zwingende technische Gründe für die Entwicklung von Baustählen höherer Festigkeit maßgebend. Die Fertigung von Druckrohrleitungen mit großen Durchmessern bei hohem Gefälle, Hochdruckgasbehälter und Hochdruckarmaturen wäre in vielen Fällen mit allgemeinen Baustählen normaler Festigkeit fertigungstechnisch nicht mehr beherrschbar.

Anders liegen die Dinge im Brückenbau und Hochbau — abgesehen von Stahlbetonbau, wo selbst höchstfeste Baustähle Verwendung finden, die allerdings nicht für Schweißung vorgesehen sind und nur bestimmte Aufgaben in der Symbiose Beton-Stahl zu erfüllen haben. Bei Hoch- und Brückenbauten kann die Streckgrenzenlage der hochfesten Baustähle in vielen Fällen nicht im gleichen Maße ausgenutzt werden wie auf den vorerwähnten Gebieten des Stahlbaues, da die Querschnitte der Bauteile nicht gleichmäßig beansprucht werden, da aus Gründen der Verformung bzw. Stabilität für die Berechnung der Elastizitätsmodul maßgebend ist oder wegen häufig wiederholter Belastung die hohe Festigkeitslage bei Schweißkonstruktionen keine ausschlaggebenden Vorteile bringt. Hochfeste Baustähle haben aber in allen Fällen des modernen Hoch- und Brückenbaus dort Eingang gefunden, wo das Eigengewicht oder hohe Vorspannungen eine Ausnutzung der Festigkeiteigenschaften erlauben. Dies gilt zum Beispiel für die hochbeanspruchten Abschnitte weit gespannter Brücken, für Pylonen von Hängebrücken, für die unteren Bereiche schwerer Hochbauten, für gemischte Profile («Bastard-profile»). Einen Beweis dafür erbringen die in den Normen fast aller Länder enthaltenen schweißbaren Baustähle mit einer Mindestzugfestigkeit von 50 kp/mm² bzw. 52 kp/mm². Für diese Stähle werden, abhängig von der Herstellungsart und der Erzeugnisdicke, Mindeststreckgrenzen zwischen 30 und

36 kp/mm² angeboten, wobei der obere Wert im allgemeinen nur bis Erzeugnisdicken von etwa 15 mm gilt.

Obwohl für den Brücken- und Hochbau der Stahl St 52 bereits als hochfester Baustahl zu werten ist, sollen im folgenden nur Sonderstähle behandelt werden, deren Eigenschaften jene des Normstahles St 52 übertreffen.

An hochfeste Baustähle für den Brücken- und Hochbau wird eine Reihe von Forderungen gestellt, die vom Stahlerzeuger mehr oder minder erfüllt werden können.

- a) Die Stähle müssen im Bauwerk mindestens gleiche Sicherheit ergeben wie allgemeine Baustähle gewöhnlicher Festigkeitslage.
- b) Sie müssen wirtschaftlich sein, das heißt sie dürfen weder durch ihren Preis noch durch kostspielige Sondermaßnahmen in der Verarbeitung zu einer Verteuerung der Fertigprodukte führen (eine Ausnahme bilden jene Konstruktionen, bei denen man aus technischen Gründen gezwungen ist, hochfeste Baustähle anzuwenden).
- c) Sie sollen leicht beschaffbar sein.
- d) Die Festigkeitseigenschaften hochfester Baustähle sollen in stetiger Folge und nicht sprunghaft an die gebräuchlichen und bisher verwendeten Baustähle anschließen.

Die erste Forderung bedeutet, daß die hochfesten Baustähle eine ausreichende Schweißbarkeit und die Fähigkeit besitzen müssen, sich auch unter mehrachsigen Spannungen noch plastisch verformen zu können. Die erhöhten Festigkeitseigenschaften sollen daher nicht mit Legierungselementen erreicht werden, die die Schweißbarkeit und das Verformungsverhalten eines Stahles stark vermindern. Im gleichen Sinne wirkt die zweite Forderung, die ebenfalls zur Einsparung kostenerhöhender Legierungselemente zwingt. Die Beschaffbarkeit der Stähle wird von Ort zu Ort verschieden sein und hängt in erster Linie von der Nachfrage ab. Die Erzeugungsform wird sich jedoch hauptsächlich auf Bleche beschränken, was sich bei dem vorliegenden Verwendungszweck durch die Schweißtechnik nicht nachteilig auswirkt. Die Forderung nach einer stetigen Entwicklung der Stähle erscheint im Hinblick auf die gewohnten Verarbeitungsmethoden, die bisher gewonnenen Erfahrungen und die maschinellen Einrichtungen der Stahlbauenanstalten ebenfalls notwendig; sie trägt außerdem zur Sicherheit eines Bauwerkes bei, wenn man bedenkt, daß hochfeste Baustähle mit Stählen normaler Festigkeit verbunden werden müssen.

Die Vereinigten Österreichischen Eisen- und Stahlwerke Linz haben in den vergangenen 15 Jahren eine Reihe von schweißbaren Sonderstählen in ihr Erzeugungsprogramm aufgenommen, zu denen bekannte und bewährte hochfeste Baustähle zählen. Bei der Entwicklung dieser Stähle, die auch für den Brücken- und Hochbau vorgesehen sind, wurde versucht, den vorerwähnten Bedingungen weitgehend Rechnung zu tragen.

Tafel 1. Hochfeste Al-Si-Mn-Baustähle (Österreich)

Qualität	Lieferzustand ¹)	Chemische Zusammensetzung (Richtanalyse)					Festigkeitseigenschaften		
		C	Si	Mn	P	S	Streckgrenze²) mind. kp/mm²	Zugfestigkeit kp/mm²	Bruchdehnung d_5 mind. %
		%							
Alfort	N	0,18	0,45	1,40	0,03	0,03	38	52—64	22
Aldur 55	N	0,19	0,45	1,40	0,03	0,03	39	55—65	24
Aldur 58	N	0,20	0,45	1,60	0,03	0,03	41	58—68	22
Aldur 45/60	V	0,18	0,40	1,30	0,03	0,03	45	60—75	$1050/\sigma_B$
Aldur 50/65	V	0,20	0,45	1,50	0,03	0,03	50	65—80	$1000/\sigma_B$
Aldur 55/68	V	0,20	0,50	1,70	0,03	0,03	55	68—83	$1000/\sigma_B$
Aldur 58/72	V	0,20	0,50	1,70	0,03	0,03	58	72—85	$1000/\sigma_B$

¹) N = Normalgeglüht. V = Vergütet.

²) Für Bleche bis 30 mm, bei Stahl Aldur 45/60 bis 50 mm und bei den Stählen Aldur 55/68 und Aldur 58/72 bis 25 mm Dicke.

Tafel 1 gibt einen Überblick der chemischen und mechanischen Eigenschaften dieser Sonderstähle. Bei Stahl «Alfort» handelt es sich um einen ausgesprochenen Hoch- und Brückenbaustahl. Die unter der Markenbezeichnung «Aldur» gelieferten Stähle wurden für den Druckrohrleitungs- und Druckbehälterbau entwickelt, sie sind jedoch — entsprechend den vorhergehenden Ausführungen — auch für bestimmte Gebiete des Brücken- und Hochbaues vorgesehen.

Die Sonderstähle Alfort und Aldur werden grundsätzlich nur im Elektroofen oder nach dem LD-Verfahren erschmolzen. Bei dem in Österreich entwickelten LD-Verfahren handelt es sich um ein neues Verfahren, nach dem heute fast in allen eisenerzeugenden Industrieländern der Welt Stahl hergestellt wird. Die Kapazität der im Betrieb und Bau befindlichen sowie in Planung stehenden LD-Stahlwerke erreicht etwa 100 Millionen jato. Das in der Literatur schon ausführlich beschriebene LD-Verfahren ergibt auf Grund des angewandten Frischgases (reiner Sauerstoff), der eingesetzten Rohstoffe und der kennzeichnenden Merkmale des Reaktionsablaufes Stähle, die arm an Phosphor, Schwefel, Stickstoff und Sauerstoff sind. Durch die hohen Temperaturen, die im LD-Tiegel herrschen, kommt es außerdem zu einem weitgehenden Abbrand bzw. zu einer Verdampfung von unerwünschten metallischen Begleitelementen, wie Cr, Sn, Zn, As und dergleichen. LD-Stähle eignen sich daher ausgezeichnet zum Schweißen; sie sind in ihrer Alterungsbeständigkeit und Trennbruchsicherheit SM-Großbaustählen überlegen und Elektrostählen gleichwertig.

Die Tafel 1 zeigt, daß Stähle in Güte Alfort und Aldur außer einem ange-

messenen Gehalt an Silizium und Mangan keine absichtlich zugegebenen Legierungselemente enthalten (lediglich dem vergüteten Stahl Aldur 58/72 wird ein Mo-Gehalt von etwa 0,1% zulegiert). Alle angeführten Stähle werden jedoch als Al-haltige Feinkornstähle erschmolzen.

Das hohe Streckgrenzenverhältnis des normalgeglühten Sonderstahles «Alfort» und der im selben Zustand vorliegenden Aldurstähle wird neben den Anteilen an Kohlenstoff, Silizium und Mangan vor allem durch die streckgrenzenerhörende Wirkung submikroskopischer Einlagerungen erzielt. Es ist jedoch notwendig, durch metallurgische Maßnahmen beim Erschmelzen und Vergießen des Stahles sowie durch Einhaltung bestimmter Regeln beim Walzen die Art, Größe und Verteilung der Einlagerungen zu steuern, um das gewährleistete Streckgrenzenverhältnis von etwa 0,7 sicherzustellen.

Höhere Festigkeitseigenschaften und vor allem eine höhere Lage der Streckgrenze lassen sich bei der gewählten chemischen Zusammensetzung im normalgeglühten Zustand nicht mehr mit der notwendigen Sicherheit erreichen. Man ist daher gezwungen, dem Stahl festigkeitssteigernde Legierungselemente beizugeben, von denen jedoch die wirkungsvollsten in der Regel auch die teuersten sind und die sehr oft im Bereich einer Schweißnaht zu Gefügeumwandlungen führen, durch welche die Schweißbarkeit und Schweißsicherheit herabgesetzt werden können. Ein Weg zur Vermeidung dieser Nachteile bietet sich in der Wärmebehandlung an. Durch Vergütung lassen sich die Festigkeitseigenschaften der Al-haltigen Si-Mn-Baustähle erheblich steigern. Es kann die Mindeststreckgrenze bis 58 kp/mm^2 und das Verhältnis der Streckgrenze zur Zugfestigkeit auf etwa 0,8 angehoben werden.

Kennzeichnende Spannungs-Dehnungs-Kurven des Alfortstahles, des normalgeglühten Stahles Aldur 58 und des vergüteten Stahles Aldur 58/72 sind in Fig. 1 wiedergegeben. Bei allen Stählen erkennt man eine ausgeprägte Streckgrenzendeckung. Die Elastizitätsgrenze der normalgeglühten Stähle wird knapp an der Streckgrenze gefunden. Bei den vergüteten Stählen kann sie wegen der gewählten Anlaßtemperatur in gleicher Höhe angenommen werden. Es sei in diesem Zusammenhang jedoch daran erinnert, daß die Elastizitätsgrenze durch Richt- oder Schweißspannungen stark herabgesetzt wird, wenn diese gleichsinnig mit der Beanspruchungsrichtung verlaufen. Durch Lagern über längere Zeit oder bei erhöhter Temperatur steigt die Elastizitätsgrenze wieder an. Der Elastizitätsmodul der hochfesten Stähle liegt gleich wie jener normaler Baustähle. Diesem Nachteil kann — beschränkt — durch konstruktive Maßnahmen begegnet werden.

Eine weitere Begrenzung für die Anwendungsmöglichkeit hochfester Baustähle stellt ihre Dauerfestigkeit dar. In der linken Hälfte von Fig. 2 sind Zugschwellfestigkeitswerte von geschweißten Baustählen in Abhängigkeit von ihrer Zugfestigkeit (40 bis 90 kp/mm^2) dargestellt, die vom amerikanischen Welding Research Council in Gemeinschaftsversuchen gefunden wurden. Aus der Figur geht hervor, daß bei stumpfgeschweißten Proben mit belassener

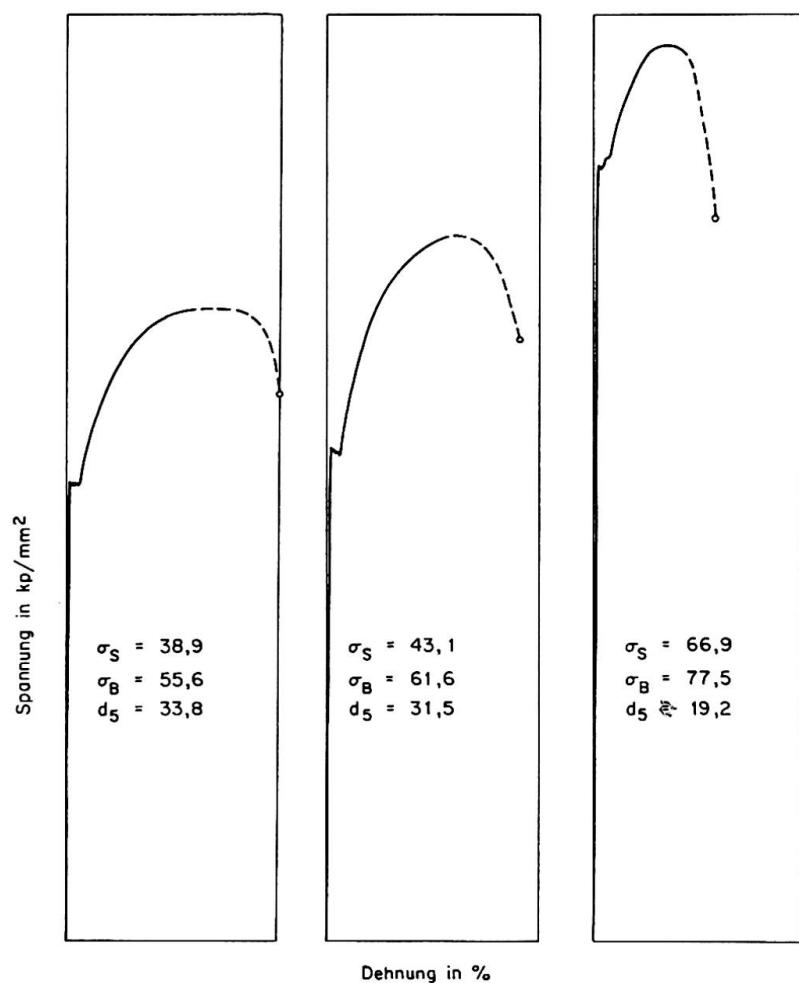


Fig. 1. Hochfeste Al-Si-Mn-Baustähle, Spannungs-Dehnungs-Schaubilder.

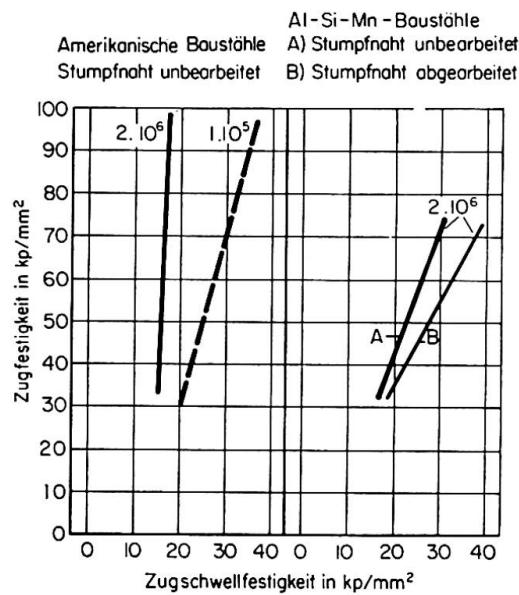


Fig. 2. Amerikanische Baustähle ($\sigma_B = 40$ bis 90 kp/mm²) und Al-Si-Mn-Baustähle ($\sigma_B = 40$ bis 70 kp/mm²), Zugschwellversuch an Proben mit geschweißter Stumpfnaht.

Schweißraupenüberhöhung und einer Lastspielzahl von 2 Mio. Stähle hoher Zugfestigkeit eine kaum merkbar höhere Dauerfestigkeit aufweisen als Stähle geringer Zugfestigkeit. Bei niedrigen Lastspielzahlen liegen die Verhältnisse günstiger. Ergebnisse eigener Versuche an stumpfgeschweißten Proben aus Al-haltigen Si-Mn-Baustählen mit einer Zugfestigkeit zwischen 40 und 70 kp/mm² gehen aus der rechten Bildhälfte hervor. Es wurde zwar ein etwas besseres Verhalten der hochfesten Stähle festgestellt, vor allem nach Abarbeiten der Schweißraupenüberhöhung, grundsätzlich stimmen jedoch die Werte mit den amerikanischen überein, wenn man die Streuung solcher Versuche berücksichtigt.

Zu den wichtigsten Voraussetzungen für die Verwendung hochfester Baustähle zählt ihre Eignung zum Schweißen. Im Hinblick darauf wurden bei den hier beschriebenen Stählen die Grenzen der chemischen Zusammensetzung festgelegt. Es wurde neben der erhöhten Anforderung an die Reinheit ein C/Mn-Verhältnis gewählt, das trotz der hohen Festigkeit begrenzte Aufhärtungen im Einflußgebiet einer Schweißnaht sicherstellt. Darüber hinaus wirkt sich für die Schweißung der Stähle deren Al-Gehalt vorteilhaft aus. Das Aluminium erhöht die Umwandlungsfreudigkeit eines Stahles durch die Keimwirkung der Al-Nitride und tonerdereichen Einschlüsse. Man findet daher bei Al-haltigen, hochfesten Baustählen im Bereich einer Schweißung geringere Härteannahme als bei normalberuhigten Baustählen gleicher Festigkeit.

Die Schweißbarkeit der vergüteten, hochfesten Baustähle ist wegen der Übereinstimmung ihrer chemischen Zusammensetzung in gleicher Weise ge-

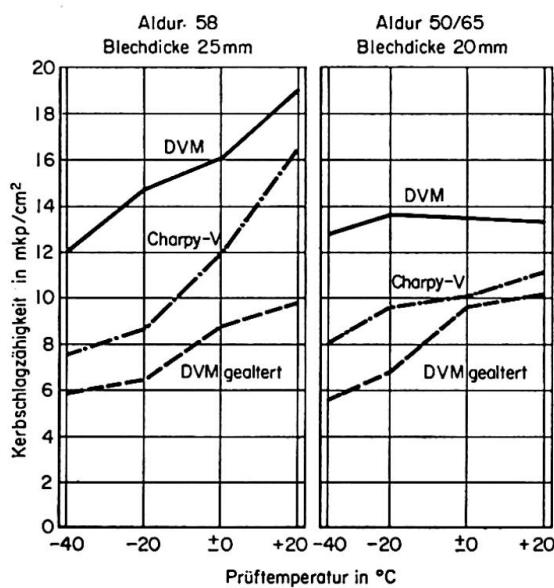


Fig. 3. Stahl Aldur 58 ($\sigma_s = 43$ kp/mm², $\sigma_B = 62$ kp/mm²) und Stahl Aldur 50/65 ($\sigma_s = 53$ kp/mm², $\sigma_B = 67$ kp/mm²), Kerbschlagzähigkeit an DVM-Proben im Anlieferungszustand und nach Alterung (10 % quetschen, 250°C, 1 Stunde) sowie an Charpy-V-Proben (Längsproben).

geben. Die Wärmebehandlung wirkt sich nicht aus. Es kann allerdings durch die Wärmeeinbringung beim Schweißen, abhängig vom Schweißverfahren und den Schweißbedingungen, in einem eng begrenzten Gebiet der wärmebeeinflußten Zone zu einem Härteabfall kommen. Dieses schmale, erweichte Gebiet kann sich jedoch infolge der Stützwirkung des angrenzenden Werkstoffes bei Beanspruchung nicht mehr als dieser verformen und wirkt sich daher auf die Tragfähigkeit einer Schweißverbindung nicht nachteilig aus.

In Fig. 3 sind die Ergebnisse von Kerbschlagversuchen an dem normalgeglühten Stahl Aldur 58 und dem vergüteten Stahl Aldur 50/65 für verschiedene Prüftemperaturen dargestellt. Die Kurven zeigen, daß man bei beiden Stahlsorten trotz der hohen Festigkeit mit einer hohen Kerbschlagzähigkeit bis zu tiefen Temperaturen rechnen kann. Sie geben außerdem einen Hinweis auf die Alterungsbeständigkeit der beschriebenen Stähle.

Ein wesentliches Merkmal der hochfesten Al-Si-Mn-Baustähle ist ihre Trennbruchsicherheit, die ebenfalls auf die günstige Wirkung des Aluminiums zurückzuführen ist. Da die Kerbschlagzähigkeit vor allem auf den Wärmebehandlungszustand eines Stahles anspricht und sie wegen des begrenzten Probenquerschnittes über den Einfluß der Erzeugnisdicke auf das Trennbruchverhalten eines Stahles keine Aussagen zuläßt, wird in Österreich für die Prüfung der Trennbruchsicherheit von genormten Baustählen und Sonderstählen der Aufschweißbiegeversuch angewendet. Einzelheiten über die Versuchsdurchführung sind in ÖNORM M 3052 festgelegt; außerdem enthält diese Norm Angaben über die Mindestanforderungen, die für schweißbare Baustähle mit einer Zugfestigkeit bis 52 kp/mm^2 gestellt werden.

Das Wesen des Aufschweißbiegeversuches besteht darin, daß durch das Auftragen einer Schweißbraupe auf einen Blechabschnitt voller Querschnittsdicke Gefüge- und Spannungszustände entsprechend den praktischen Verhältnissen hervorgerufen werden. Beim Biegen einer derartigen Probe entstehen — abhängig von den Eigenschaften des Grundwerkstoffes und der Schweißnaht — mit hoher Geschwindigkeit Anrisse. Diese Anrisse führen in einem sprödbruchanfälligen Material bereits bei sehr geringem Biegewinkel zu einem verformungslosen Bruch. Von einem sprödbruchsicheren Stahl werden sie abgefangen oder geben erst nach starker Verformung zu einem Durchriß Anlaß. Stähle, die nach dem Aufschweißbiegeversuch, der entsprechend der Norm bei Raumtemperatur durchgeführt wird, als trennbruchsicher beurteilt werden, haben in geschweißten, hochbeanspruchten Bauwerken bisher noch nie zu Schadensfällen geführt.

Die in Taf. 1 verzeichneten Al-haltigen hochfesten Baustähle verhalten sich in diesem scharfen Versuch bis zu größten Dicken trennbruchsicher. In Fig. 4 sind als Beispiele Proben aus Stahl Alfort und dem vergüteten Stahl Aldur 55/68 gezeigt. Wir haben diese Proben ausgewählt, da der untersuchte Alfortstahl für eine bemerkenswerte Brücke, die später noch besprochen wird, bestimmt war und der vergütete Aldurstahl in einer außergewöhnlich großen

Querschnittsdicke vorlag. Beide Stähle haben bei der normgemäßen Prüf-temperatur die in der Schweißnaht aufgetretenen Anrisse abgefangen und Verformungen bis zu einem Biegewinkel von über 150° ertragen. Zur Verschärfung des Versuches wurden auch Proben bei -10° bzw. -20°C geprüft. Die Proben zeigten bei -10°C dasselbe Verhalten wie bei Raumtemperatur und erfüllten trotz der höheren Zugfestigkeit der Stähle auch bei -20°C noch die Mindestanforderungen nach ÖNORM M 3052. Ähnliche Ergebnisse können von höher legierten Stählen gleicher Festigkeit nicht erwartet werden.

Das hervorragende Verhalten der hochfesten, Al-haltigen Baustähle in geschweißten Konstruktionen ist auf eine weitere diese Stähle kennzeichnende Eigenschaft zurückzuführen. Al-haltige Stähle neigen bei Beanspruchungen nahe der Streckgrenze mehr zum Kriechen als normalberuhigte. Dadurch

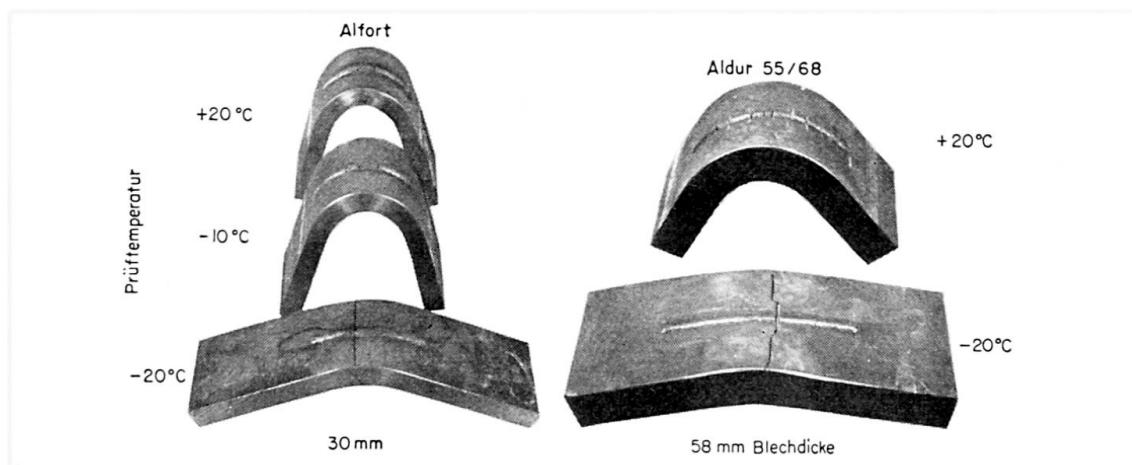


Fig. 4. Stahl Alfort ($\sigma_s = 40 \text{ kp/mm}^2$, $\sigma_B = 57 \text{ kp/mm}^2$) und Stahl Aldur 55/68 ($\sigma_s = 56 \text{ kp/mm}^2$, $\sigma_B = 70 \text{ kp/mm}^2$), Aufschweißbiegeversuch.

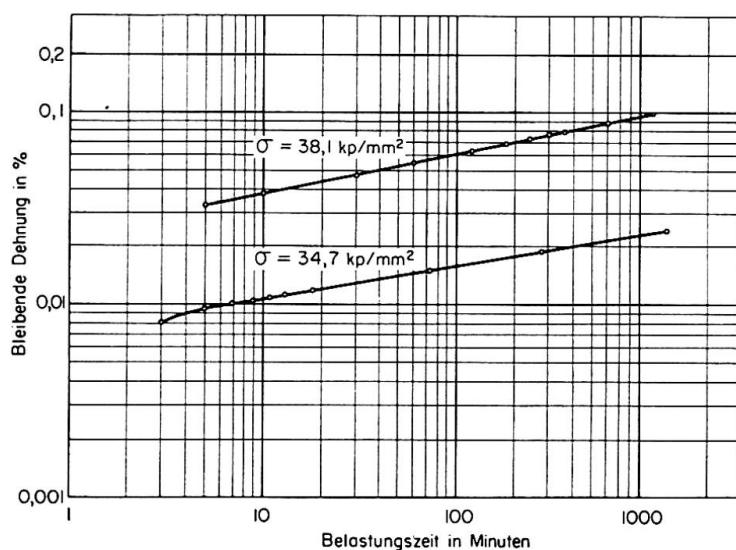


Fig. 5. Stahl Aldur 58 ($\sigma_s = 41 \text{ kp/mm}^2$, $\sigma_B = 62 \text{ kp/mm}^2$), Zeitstandversuch bei $+23^\circ\text{C}$ (Beanspruchung 34,7 bzw. 38,1 kp/mm^2).

haben sie die Fähigkeit, Spannungsspitzen, die im Bereich von Schweißnähten vorhanden sind, selbsttätig abzubauen. Das Kriechen, ein langsames plastisches Verformen, kann man im Dauerstandversuch nachweisen. Ergebnisse eines solchen Versuches an Proben aus Stahl Aldur 58 gehen aus Fig. 5 hervor. Das örtliche Fließen in geschweißten Bauwerken aus Al-haltigen Stählen wurde wiederholt durch Dehnungsmessungen nachgewiesen.

Die beschriebenen Al-haltigen, hochfesten Baustähle haben ihre Vorteile in hochbeanspruchten Brücken sowie Druckrohrleitungen und Druckbehältern wiederholt unter Beweis gestellt. Es seien einige Brückenbauwerke aus Stahl Alfort erwähnt, die wegen der Verhältnisse bei der Montage und auf Grund der Betriebsbeanspruchung hohe Anforderungen an den Werkstoff stellen.

Im Jahre 1955 wurde die nördlichst gelegene Brücke Europas, die dem Straßen- und Schnellbahnverkehr zwischen Helsinki und Kulosaari dient, unter Verwendung von 1200 t Alfortstahl geschweißt. Die Montage dieser Brücke erfolgte zum Teil in den Wintermonaten; die Brücke selbst war seit ihrem Bestehen bereits mehrmals sehr tiefen Temperaturen strenger finnischer Winterkälte ausgesetzt.

Im Jahre 1960 wurde in Österreich eine Brücke aus Alfortstahl dem Verkehr übergeben, die deshalb bemerkenswert ist, weil an diesem Bauwerk auch die tragenden Stoßverbindungen geschweißt wurden und alle Schweißarbeiten im Winter an der Baustelle erfolgten (Fig. 4).

Derzeit geht die höchste Brücke Europas (Europa-Brücke südlich von Innsbruck) ihrer Vollendung entgegen, deren Hauptträger ebenfalls aus Stahl Alfort geschweißt wurde. Die in der Werkstatt vorgefertigten Hauptträgerstücke wurden im freien Vorbau montiert. Auch diese 190 m über dem Tal liegende Autobahnbrücke ist strengsten klimatischen Bedingungen, wie sie in den Alpen vorherrschen, ausgesetzt.

Einen Einblick in die bei den Abnahmefestigungen festgestellten Gütekriterien geben die Häufigkeitsschaubilder in Fig. 6, die für die beiden letztgenannten Bauwerke gelten. Die Eigenschaften der Grobbleche für die Kulosaaribrücke sind an anderer Stelle bereits veröffentlicht. Es sei in diesem Zusammenhang

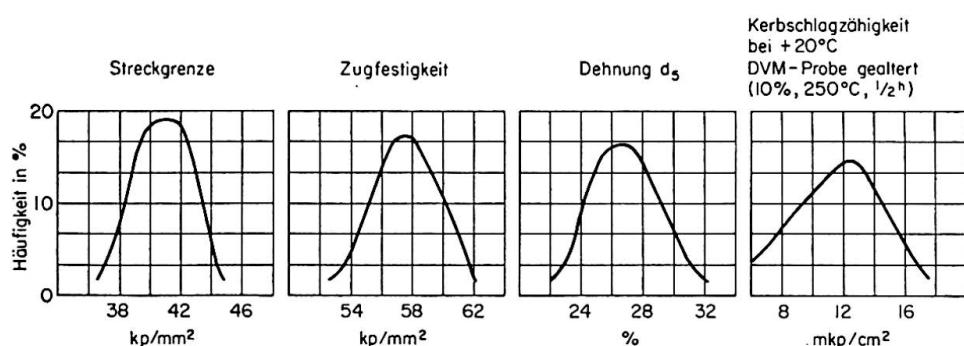


Fig. 6. Stahl Alfort für Villacher Draubrücke und Europabrücke, Grobbleche bis 30 mm Dicke, Ergebnisse der Abnahmefestigungen.

darauf hingewiesen, daß die Stähle für alle drei genannten Bauwerke ausschließlich nach dem LD-Verfahren erschmolzen wurden.

Die hochfesten, normalgeglühten und vergüteten Aldurstähle haben ihre Bewährungsprobe in Druckrohrleitungen und Druckbehältern abgelegt, ihre Eigenschaften können jedoch auch in Großbrücken und in schweren Hochbauten sinnvoll ausgenutzt werden und die Wettbewerbsfähigkeit der Stahlkonstruktion gegenüber Stahlbeton verbessern.

Schrifttum

1. H. HAUTTMANN: «Alfort, ein Sonderstahl für hochbeanspruchte geschweißte Konstruktionen.» Neue Technik und Wirtschaft 1953 (7), Heft 4.
2. H. HAUTTMANN: «Die Eigenschaften von unberuhigten und beruhigten LD-Stählen.» Buch «3 Jahre LD-Stähle, VÖEST 1953—1956» (1956).
3. H. HAUTTMANN: «Aldurstahl aus dem Elektroofen und LD-Tiegel.» Österr. Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft 1960 (13), Heft 6.
4. F. WALLNER, H. HAUTTMANN: «Beitrag zur Frage der Gefährlichkeit örtlicher Aufhärtungen an geschweißten hochwertigen Baustählen.» Berg- und Hüttenmännische Monatshefte 1963, Heft 3.
5. J. A. GILLIGAN und J. R. ENGLAND: "Fatigue considerations in the design of structures using USS T 1-steel." Highway Research Board Preceedings, 1960 (vol. 39).
6. Österr. Normenausschuß: ÖNORM M 3052 «Schweißtechnik, Aufschweißbiegeversuch». Ausgabetag 24. Jänner 1950.
7. B. KIVISALO: «Die Straßenbrücke von Helsinki nach Kulosaari.» Stahlbau-Rundschau 1957 (3), Heft 2.
8. H. BEER: «Die Villacher Draubrücke, eine neuartige Hohlkastenverbundbrücke.» Der Bauingenieur 1961 (36), Heft 9.
9. J. GRUBER: «Die Europabrücke.» Der Bauingenieur 1961 (36), Heft 9.

Zusammenfassung

Der Verwendung hochfester Baustähle in Stahlbrücken und Hochbauten sind aus bekannten Gründen Grenzen gesetzt. Diese Stähle werden jedoch wegen der zunehmenden Spannweiten und Gewichte, der erhöhten Belastungsansprüche und der verschärften Wettbewerbsbedingungen in dem modernen Brücken- und Hochbau immer mehr Eingang finden.

Es wurden die kennzeichnenden Eigenschaften der in Österreich hergestellten hochfesten Al-haltigen Si-Mn-Baustähle beschrieben. Diese Stähle werden im normalgeglühten Zustand mit einer Mindeststreckgrenze bis 41 kp/mm^2 , im vergüteten Zustand bis 58 kp/mm^2 geliefert. Für ihre Erschmelzung hat sich das LD-Verfahren als sehr geeignet erwiesen. Die Stähle sind trotz ihrer Festigkeitslage gut schweißbar, alterungsbeständig und trennbruchsicher. Sie haben sich in geschweißten Konstruktionen des Stahlbaues einschließlich Brücken- und Hochbau bestens bewährt.

Summary

The application of high strength structural steels in bridges and high buildings is limited because of the E-modulus and the fatigue strength in the welded condition. Due to increasing spans and weights, the demand for higher permissible loads and the severe conditions of competition, high strength steels, however, will increasingly come into favour in this field of steel construction.

The characteristic properties of the high strength Al-bearing Si-Mn-steels, produced in Austria, are described. These steels can be supplied with a guaranteed yield point up to 41 kg/mm^2 in the normalized condition, and up to 58 kg/mm^2 in the quenched and tempered condition. Besides the high tensile properties the steels show good weldability and high resistance to ageing and brittle fracture. The Al-Si-Mn-steels have proved their excellent behaviour in welded steel constructions including bridges.

Résumé

Des raisons connues limitent l'application des aciers à haute résistance aux ponts et charpentes métalliques. L'augmentation des portées et du poids mort, les conditions de charge plus sévères et une concurrence plus serrée conduiront toutefois à utiliser davantage ces aciers dans le domaine des ponts et charpentes modernes.

L'auteur présente les caractéristiques des aciers autrichiens Al-Si-Mn à haute résistance. A l'état normalisé, ces aciers sont fournis avec une limite élastique garantie de 41 kg/mm^2 au maximum; après traitement thermique, on atteint 58 kg/mm^2 . Pour l'élaboration, le procédé *LD* s'est montré très indiqué. Malgré leurs caractéristiques élevées, les aciers sont bien soudables et peu sensibles à la fragilité et au vieillissement. Ils ont fait leurs preuves en construction métallique soudée, y compris les ponts et charpentes.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb1

Studies on the Application of High-Strength Bolted Joints to Bridges

Recherches sur l'utilisation, dans les ponts, d'assemblages réalisés avec des boulons à haute résistance

Untersuchungen über die Verwendung von hochfest verschraubten Stößen im Brückenbau

ICHIRO KONISHI

Dr. Eng., Professor of Structural Engineering, Department of Civil Engineering,
Kyoto University, Kyoto, Japan

1. Introduction

This paper is concerned with the experimental investigations into static and fatigue tests on full-scale welded girders with high-strength bolted joints. In the static tests, the deformations and the strain distribution around the joint were investigated up to the failure of girders.

Furthermore, girders with riveted joints were made by replacing the bolts of the bolted girders by rivets for the purpose of comparing the properties in different types of girders. Fatigue tests were also performed in order to ascertain the fatigue behaviour of the girders.

2. Test Girders and High-Strength Bolts

a) Test Girders

The test girders illustrated in Fig. 1 are made of high strength steel which has a tensile strength of 50.5 kg/mm^2 and a yield tensile strength of 32.9 kg/mm^2 .

Since the test girders were loaded at two symmetric points, as in Fig. 1, the part of the girder between the loading points was subjected to bending moment only.

Assuming the allowable tensile stress of the steel to be $1,900 \text{ kg/cm}^2$, the loads at which the fibre stress in the lower flange plate will reach the allowable stress can be estimated as $P = 43.5$ tons for the gross section and 34.8 tons for the net section. The load that will cause yielding of the lower flange plates will be 75.6 tons for the gross section and 60.5 tons for the net section.

b) High-Strength Bolts

Four types of high-strength bolts ($\varnothing 22 \text{ mm}$) were used. They have almost the same mechanical properties, as is evident from Table 1, and have the chemical compositions indicated in Table 2.

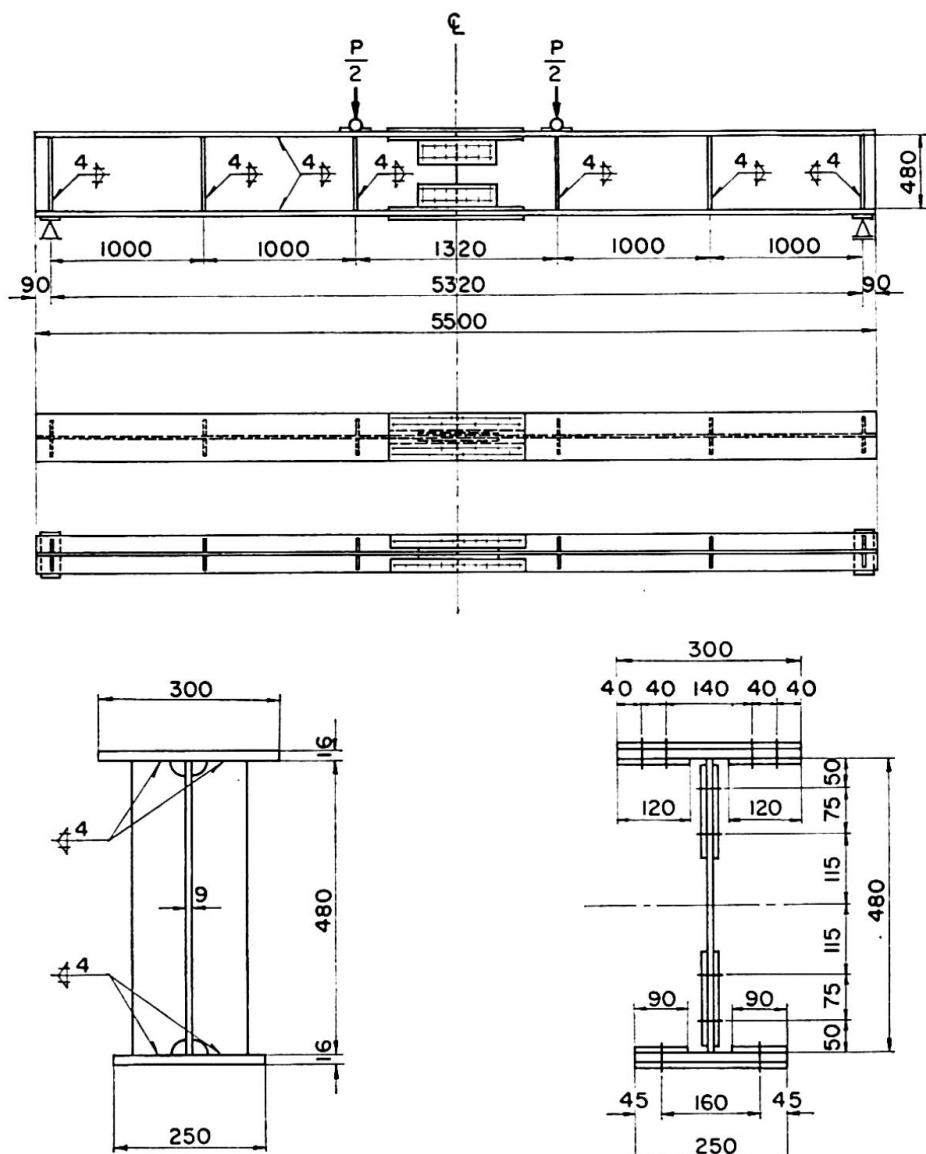


Fig. 1.

Table 1. Mechanical Properties of Bolts

Item	Yield Tensile Strength (kg/mm ²)	Ultimate Tensile Strength (kg/mm ²)	Elongation (%)	Reduction of Area (%)	Charpy Impact (kg-m/cm ²)
A	104.6	109.5	16.8	53.3	4.5
B	99.6	110.7	15.8	52.0	12.0
C	103.4	113.3	15.3	48.0	12.0
D	97.0	107.0	20.4	56.8	—

Each bolt was tightened by means of a torque-wrench. To obtain a given pre-load on the bolts of 24 tons, the necessary torque to rotate the nuts, namely 97 kg m, was estimated by using the torque coefficient 0.183. This pre-load causes a tensile stress of 8,000 kg/cm², and it corresponds to 82% of the yield stress of the material.

Table 2. Chemical Composition of Bolts (%)

Item	C	Si	Mn	P	S	Cr	V	Mo	Al
A	0.50	0.34	0.96	0.009	0.011	1.15	0.14	—	0.020*
B	0.41	0.31	0.90	0.002	0.012	0.95	0.10	—	0.019
C	0.43	0.35	0.74	0.010	0.019	1.20	—	0.248	0.018
D	0.43	0.28	0.88	—	—	0.95	—	0.20	—

* sol

** insol

Torque value tests were performed prior to clamping off the bolts of the girders. The experimental relationships between the values of the pre-load on the bolts, P_v , and the values of the torque, M_a , were approximately linear, from which the torque coefficient k was obtained as

$$k = M_a/P_v d = 0.183 \text{ (mean value),}$$

where d signifies the nominal diameter of the bolts.

3. Static Test and Discussion of the Results

a) Remarks on the Tests

The tests were carried out on four test girders, two of which had a joint made with high-strength bolts, while the others had a riveted joint. The former will be referred to as the "bolted girder", while the latter will be termed the "riveted girder" in this paper.

These tests were intended to investigate the following properties: (1) the deflection of the girders at midspan, (2) the relative displacement between the lower flange plates, and (3) the strain distribution in the plate around the midspan joint.

For investigation (3), the strains were measured by means of electrical-resistance type strain gauges. For investigation (2), small steel balls for a contact-type strain indicator were pressed at the gauge points on to the side faces of the flange and the splice plates of the bolted girders. Throughout the tests, measurements were made for every 5 or 10 ton increment of the test load. The same methods were used for the two riveted girders.

All the tests were conducted at the Department of Civil Engineering, Kyoto University, using the Kyoto University Structural Testing Machine.

b) Deflection at the Midspan of the Test Girders

The deflection at the midspan of the test girders was measured by dial gauges. The results are shown in Fig. 2. The deflections of the riveted girder are about 10% greater than those of the bolted girder.

For the purpose of reference, the deflection at midspan under the same loading for a welded girder without joints was computed as 11.70 mm, assuming

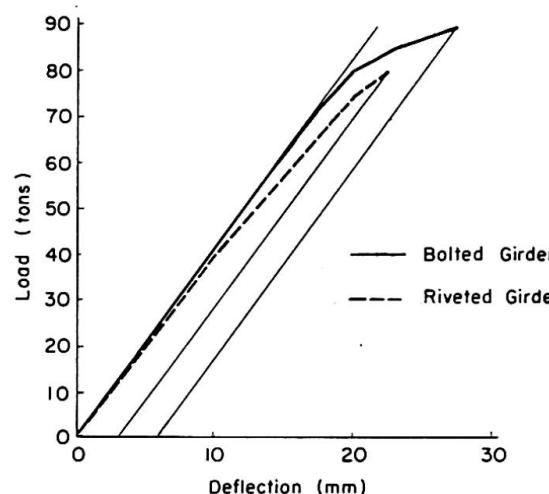


Fig. 2.

the moduli of elasticity of the steel to be $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ and $G = 0.81 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$. The experimental results of the deflections are 12.54 mm for the riveted girder and 11.33 mm for the bolted girder.

From the above result, it can be concluded that the flexural behaviour of the bolted girder will be similar to that of the welded girder without joints.

c) Relative Displacement Between the Lower Flange Plates

Measurements of the relative displacement between the lower flange plates at their joint were made by using dial gauges attached to their lateral edges.

The relative displacement obtained for the riveted girder is nearly twice as great as that for the bolted girder.

On the other hand, the relative displacement between the flange and the splice plate was investigated by means of contact-type strain indicator. Based on the measurements of the gauge length of 20 mm, which was set inclined at 30 degrees to the direction of slip, of the amount of displacement was determined as shown in Fig. 3 for the bolted girder and Fig. 4 for the riveted girder. The displacement measured in the present test for the bolted girder consists of three components: extensional deformation of the plates, shearing deformation due to friction between the plates, and slip between the plates.

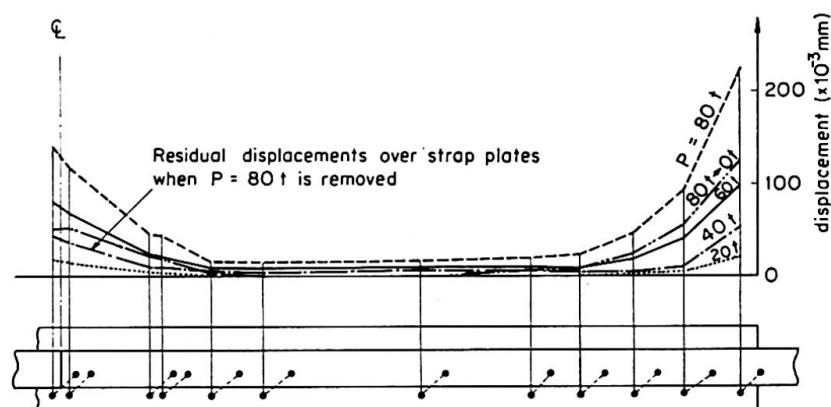


Fig. 3.

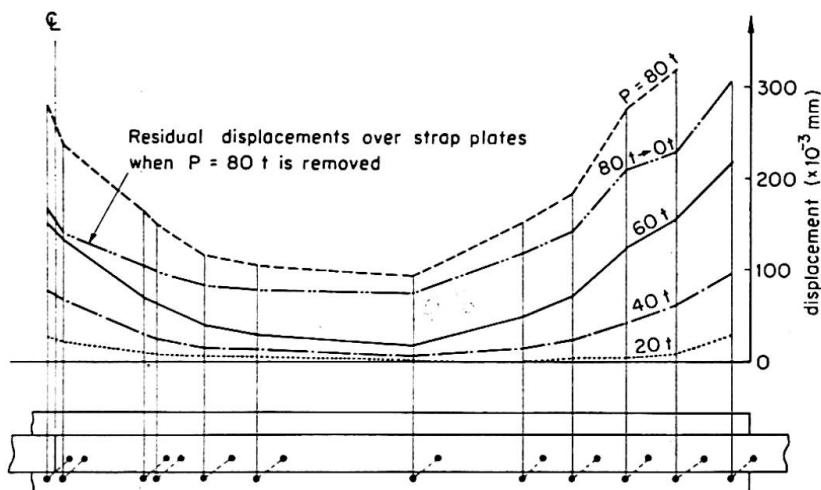


Fig. 4.

In conclusion, from these two kinds of displacement measurements, the superiority in flexural rigidity of the bolted girder to the riveted girder is well established.

d) Deformation Properties of the Flange Plate Joint

To investigate the mechanism of stress transmission in the flange plate joint, strains in the upper and lower flange plates and the splice plates were measured by electrical resistance strain gauges at every 10 tons of test loading up to 90 tons for the bolted girder and up to 80 tons for the riveted girder.

The results showed that the surface strains in both flange plates, at some little distance from the joint, were greater at the middle of the width, where the web plate was welded.

In the joint of the flange plates, the surface strains in a transverse section of the plate at both ends were greater than those in the middle. Based on the strain measurement in a transverse section through the first row of bolts or rivets, the strain for the bolted joint was less than that for the riveted joint. This fact shows that the transmission of stress for the bolted joint will depend on the friction between the connected plates. Strain distributions measured along the edge of the lower flange plates in bolted and riveted girders show similar properties to the slip distributions described in (c).

The strain distributions along the edge of the lower flange plates in the bolted girder and the riveted girders were as follows: for the bolted girder subjected to comparatively small test loads, the longitudinal strain at the middle of the jointed portion were distributed uniformly, and gave a lower value than at the ends of the joint, and the range of uniform strain distribution was rather wide. This shows that the stress transmission under comparatively small test loads will contribute to the frictional resistance at the ends of the joint on bolted connections and will scarcely exist between the flange plate and the splice plates at the middle part of the joint. With increase in the test load, the range of uniform strain distribution tends to diminish, i.e., the range where the

frictional resistance is effective, extends towards the middle part of the joint. On the other hand, for the riveted girder, the range of uniform strain distribution was narrower than that for the bolted girder and vanished when the test load reached 60 tons. This shows that each of the six rivets took a part of the stress transmission almost uniformly upon itself. Incidentally, the behaviour of the riveted girder under low test loads was similar to that of the bolted girder.

e) Elastic Behaviour of the Web Joints

In order to investigate the elastic behaviour of the web joints, the strains at 23 selected points on the web joint were measured for each riveted and bolted girder. The measurements were conducted under the test loads; 20, 40, and 80 tons. The results show a remarkable difference between the bolted girder and the riveted girder in regard to the strain distribution on the moment plates. They indicate that these differences are caused by the contact between the connected plates at the upper flange and at the upper part of the web. That is to say, the contact of the web plates will develop more easily for a riveted connection than for a bolted connection.

4. Fatigue Tests and Discussion of the Results

a) Remarks on the Tests

Fatigue tests were made on three bolted girders, No. 1, No. 2, and No. 3, and on one riveted girder, using the same testing machine as in the static tests. The alternating loads were selected in the range of 8 to 36 tons during all the tests. The lower flange stresses computed for the gross section are from 350 to 1570 kg/cm². The machine was operated at an alternating speed of about 270 cpm throughout the tests.

b) Discussion of the Results

The results are summarised in Table 3: the bolted girder No. 2 was subjected to 2×10^6 loading repetitions without showing any noticeable failure, but the riveted girder and bolted girders No. 1 and No. 3 failed after loading repetitions of less than 2×10^6 cycles. Bolted girder No. 1 failed at the section of the applied load after 1.84×10^6 cycles as a result of tensile fatigue as shown in Photo. 1. The fatigue crack started from the fillet weld connecting the lower flange and the web plates and spread into both the flange and the web plates. The principal stress at the point where fatigue failure occurred was calculated as 1,518 kg/cm².

In bolted girder No. 2, the failure occurred at the same position as in girder No. 1, and in bolted girder No. 3 failure started from a bolt hole in the lower strap plate in the first transverse row nearest to the midspan.

Table 3. Results of Fatigue Tests

Girders	Cycles to Failure	Remark on Failure
Bolted No. 1	1.84×10^6	Photo. 1
Bolted No. 2	2.48×10^6	same as Photo. 1
Bolted No. 3	1.95×10^6	crack at the edges of bolt holes
Riveted	0.75×10^6	Photo. 2

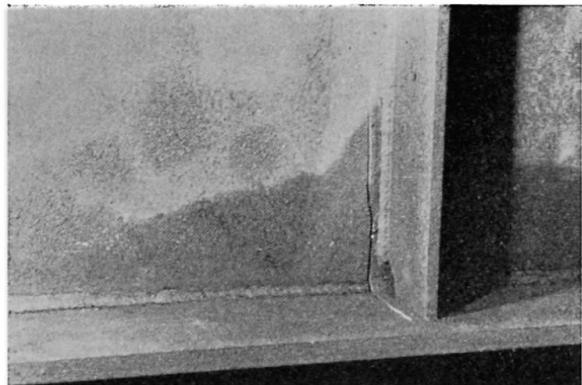


Photo 1.

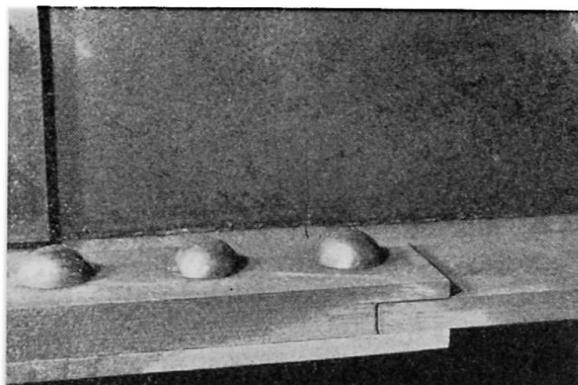


Photo 2.

Fatigue failure of the riveted girder occurred at a rivet hole in the lower flange plate in the outside row of the rivet joint as shown in Photo. 2 which corresponds in general to the weakest point of the riveted girder. The cyclic stresses at the point of failure were estimated by conventional calculations as 436—1,963 kg/cm² based on the net area.

Subsequent to the fatigue test, the torques required to release the bolts were measured in order to examine the effects of fatigue loading on the bolt tension, and it was found that there were no noticeable decreases in the bolt tension. In the case of bolted girder No. 3, however, the torque of the bolts in the failed section was a little less than that of the others.

5. Concluding Remarks

According to the tests, the following qualitative behaviours seem to be justified:

1. The deflection of the bolted girder did not differ from that of the all-welded girder, and was about 10% less than that of the riveted girder. The results show the superiority of the bolted girder to the riveted girder in regard to flexural rigidity.

2. The relative displacements between the main and the strap plates of the lower flange were remarkably small for the bolted girder in comparison with the riveted girder. This fact shows that the bolted girder has greater flexural rigidity than that of the riveted girder.

3. The extent of contact at the joint between the main plates under test loading was greater for the riveted girder than for the bolted girder and the neutral axis at the joint maintained a higher position for the riveted girder than for the bolted girder.

4. As can be seen from the above experiments, the stress concentration caused by the defects in the fillet weld of the flange and web plates is more intensive than that of the bolted joint, and hence it is necessary to execute the welding of structures carefully if they are to be subjected to fluctuating loads.

5. In riveted girders, stress concentration around the rivet holes governs the strength of the girder when subjected to fluctuating load. It may be concluded from the above facts that the fatigue endurance of the bolted girder is superior to that of the riveted girder.

Summary

This paper is concerned with experimental investigations into the static and fatigue strengths of high-strength bolted joints applied to welded plate girders. The high-strength bolted joints were compared experimentally with ordinary riveted joints, and the superiority of the high-strength bolted joints in regard to both the static and fatigue strengths was made evident. Some mechanical properties of the high-strength bolted joints were investigated during the experimental studies.

Résumé

L'auteur présente des essais concernant la résistance à la fatigue et aux efforts statiques d'assemblages réalisés avec des boulons à haute résistance sur des poutres soudées à âme pleine. Les essais effectués en vue de comparer les assemblages rivés ordinaires et les assemblages boulonnés HR, ont mis en évidence la supériorité de ces derniers tant en ce qui concerne la résistance à la fatigue qu'en ce qui concerne celle aux efforts statiques. Ils ont en outre permis d'étudier certaines propriétés mécaniques de ces assemblages boulonnés.

Zusammenfassung

Dieser Bericht beschreibt experimentelle Untersuchungen über die Festigkeit unter statischer und wiederholter Belastung von hochfest verschraubten Stößen an geschweißten Blechträgern. In diesen Versuchen wurden die hochfest verschraubten Stöße mit gewöhnlichen, genieteten Stößen verglichen, wobei die Überlegenheit der hochfest verschraubten Lösung, sei es bei der statischen wie auch bei der Ermüdungsfestigkeit, eindeutig belegt wurde. Im weiteren wurden bei diesen Versuchen einige mechanische Eigenschaften dieser HV-Verbindungen untersucht.

II b 2

Beitrag zur Wandersicherheit von HV-Verbindungen

The Safety Factor of High Strength Friction Grip Bolts Under Repeated Loading

Contribution à l'étude de la sécurité au cheminement graduel des assemblages HR

H. BEER

Dipl.-Ing., Dr. techn., o. Professor, Graz

F. WALLNER

Dipl.-Ing., VÖEST, Linz

A. Allgemeines

Unter Wandern einer Reibungsverbindung verstehen wir ein schrittweises Gleiten bei oftmaligem Lastwechsel von einer Grund- auf eine Oberspannung. Der Erstverfasser hat am 6. Kongreß in seinem Diskussionsbeitrag¹⁾ über Lastwechselversuche berichtet, die in Österreich mit HV-Verbindungen durchgeführt wurden und dort die Veröffentlichung weiterer Versuchsergebnisse angekündigt. Nachstehend soll nun über eine Versuchsreihe mit 50 Lastwechseln und weitere Versuche mit 1000 Lastwechseln berichtet und die Ergebnisse diskutiert werden. Wir weisen jedoch besonders darauf hin, daß es sich bei den vorliegenden Versuchen nicht um Dauerschwingversuche handelt, da die Probekörper bis zur statischen Reibungsgrenze mit nur verhältnismäßig geringen Lastspielzahlen bei kleiner Lastspielfrequenz (0,2 Lastwechsel/Minute) belastet wurden. Es handelt sich daher streng genommen um oftmals wiederholte statische Zugversuche.

B. Versuche mit 50 Lastwechseln

In Fig. 1 ist die Versuchsanordnung und Meßeinrichtung dargestellt. Die aus Grobblech in Güte St 37 entnommenen Flachstäbe 80×40 mm wurden mit 20 mm dicken Laschen aus gleichem Material durch je 6 HV-Schrauben, Güte 10 K, zweiseitig verbunden. Die Berührungsflächen einiger Proben wurden sandgestrahlt, die der restlichen Proben flammgestrahlt. Diese Probekörper (Fig. 2) wurden oftmaligen Belastungen zwischen einer unteren Laststufe von 5 t und oberen Laststufen bis knapp an die Gleitgrenze unterworfen. Während bei den bereits veröffentlichten Versuchen die rechnungsmäßige Gleitlast unter Annahme eines Reibungsbeiwertes von $\mu = 0,45$ für die Oberlast als maßgebend angesehen wurde, liegt bei den hier beschriebenen Versuchen die Oberlast in der Nähe der tatsächlichen Gleitlast, die vorher experimentell ermittelt wurde.

¹⁾ BEER, H., IIb 1 Schlußbericht, Stockholm 1960.

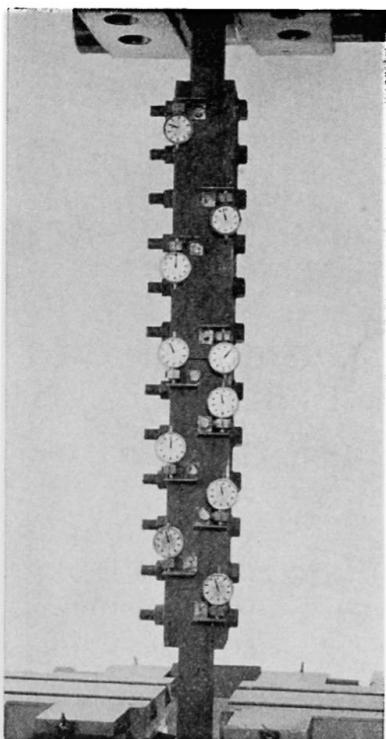


Fig. 1.

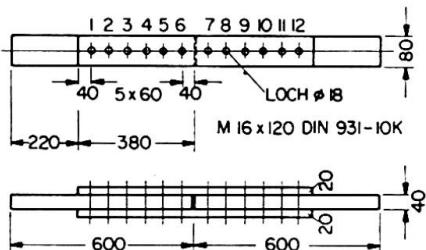
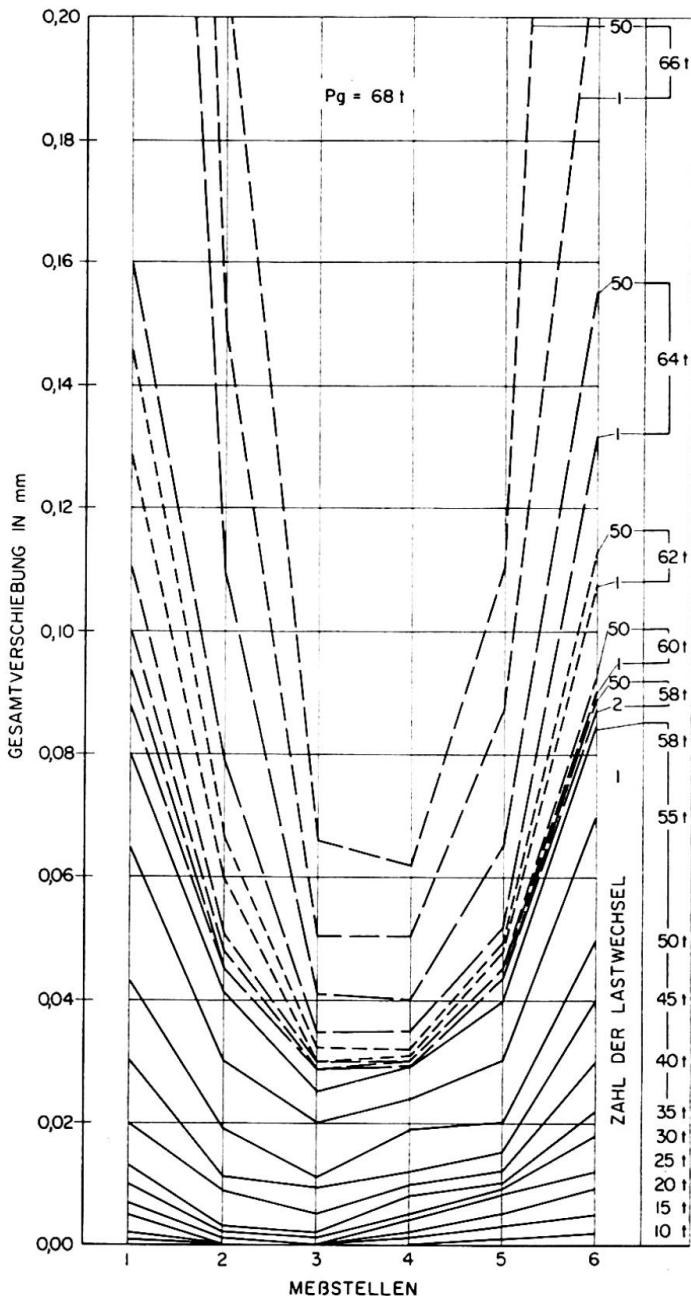


Fig. 2.

Fig. 3.



Die Schrauben M 16 wurden nach den österreichischen «Richtlinien für die Verwendung hochfester vorgespannter Schrauben im Stahlbau» mit einem Drehmoment von 28 mkg angezogen, was einer Vorspannung von 9,7 t entspricht. Die Messung der Verschiebung des Belastungsvorganges erfolgte in den in Fig. 2 angegebenen Punkten.

Der Versuchsablauf war bei allen Prüfungen grundsätzlich gleich und bestand aus:

- stufenweises erstmaliges Belasten der Probe von je 5 t bis 58 t und Bestimmung der Gesamtverschiebung bei den einzelnen Laststufen.
- Entlasten der Probe auf 5 t und Bestimmung der bleibenden Verschiebung.

- c) 50maliges Belasten der Probe zwischen 5 t und 58 t und Messung der Gesamtverschiebung unter der Oberlast bei jedem zehnten Lastwechsel.
- d) Bestimmung der bleibenden Verschiebung nach jedem zehnten Lastwechsel.
- e) Fortsetzung des Versuches wie unter c und d beschrieben, jedoch bei einer um 2 t je Versuch gesteigerten Oberlast bis zum Eintreten des Gleitens in der Gesamtverbindung.

Betrachten wir nun aus dieser Versuchsreihe die an einer Probe erzielten kennzeichnenden Ergebnisse. In Fig. 3 sind die festgestellten Gesamtverschiebungen für die untere Stoßhälfte einer sandgestrahlten Probe bei den nach Punkt a, c und e geschilderten Belastungsvorgängen dargestellt. Bereits bei erstmaliger Belastung (durchgezogene Linienzüge im Diagramm) kommt es zu sehr kleinen Teilgleitungen, die zunächst nur die äußeren Schraubenbereiche einer Stoßhälfte betreffen, aber bei weiterem Lastanstieg auch die inneren Schraubenbereiche erfassen. Diese Teilgleitungen nehmen bei Steigerung der Oberlast zwar zu, vergrößern sich jedoch bei wiederholter Belastung auf dieselbe Laststufe zunächst nicht oder nur unwesentlich. Erst bei Oberlasten um 90% der tatsächlichen Gleitlast verstärkt sich diese Zunahme geringfügig, um ab etwa 95% der tatsächlichen Gleitlast deutlich in Erscheinung zu treten.

Die in Fig. 4 dargestellten Diagramme der bleibenden Verschiebung lassen den geschilderten Vorgang anschaulich erkennen. Bei einer Oberlast von 62 t (90% der Gleitlast) erfolgte eine schwache Zunahme der bleibenden Gleitungen im Bereich der Randschrauben im Laufe der wiederholten Be-

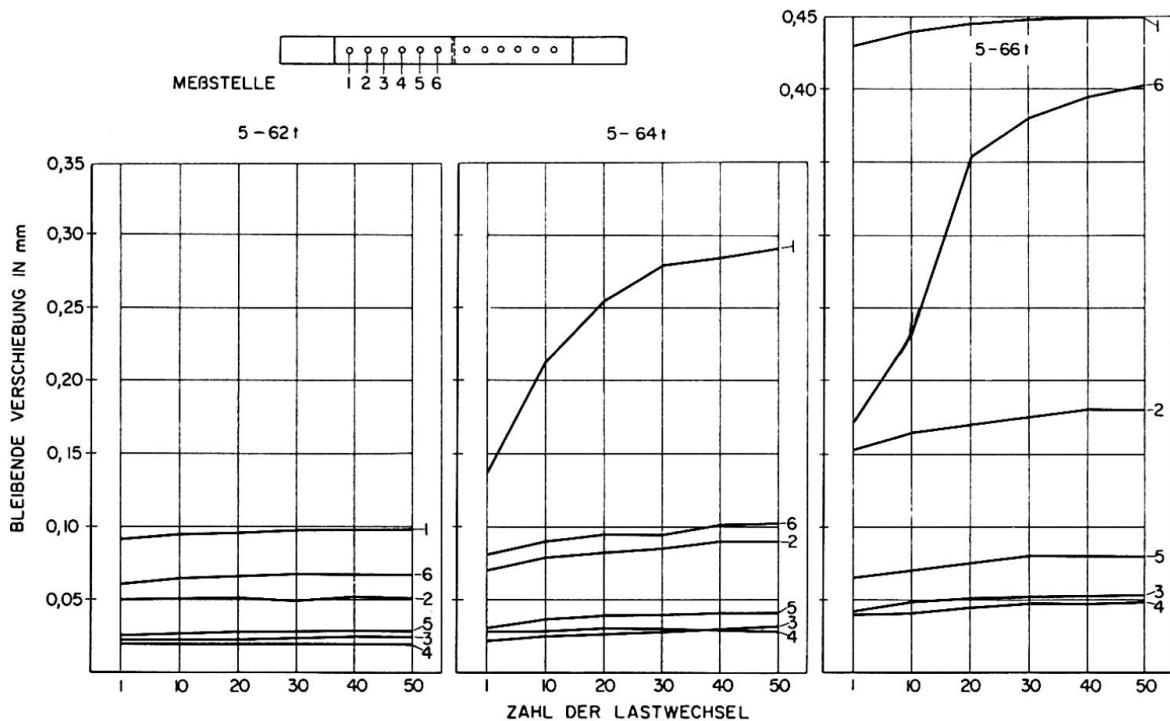


Fig. 4.

lastung, die aber mit steigender Lastwechselzahl allmählich zur Ruhe gekommen ist. Im Bereich der Stoßhälftemitte traten keine Veränderungen ein. Bis zu diesem Stadium kann man von einem «Atmen» der Verbindung nach erfolgtem «Einspielen» sprechen. Erst bei Schwellbelastungen mit einer Oberlast von 64 t (95% der Gleitlast) und darüber traten zunehmende Teilgleitungen in den Anschlußenden auf, die bei der letzten Laststufe auch auf die mittleren Bereiche übergingen. In diesem Stadium ist das Wandern der Schraubenverbindung eingetreten.

Die insgesamt an 5 sandgestrahlten und 10 flammgestrahlten Prüfkörpern durchgeführten Versuche zeigten einander weitgehend ähnliche Ergebnisse.

C. Versuche mit 1000 Lastwechsel

Die durch die erste Versuchsreihe mit 50 Lastwechseln erhaltene Aussage mußte nun noch dahingehend überprüft werden, ob bei beträchtlicher Erhöhung der Lastspielzahl das Atmen der Reibungsverbindung fortbesteht,

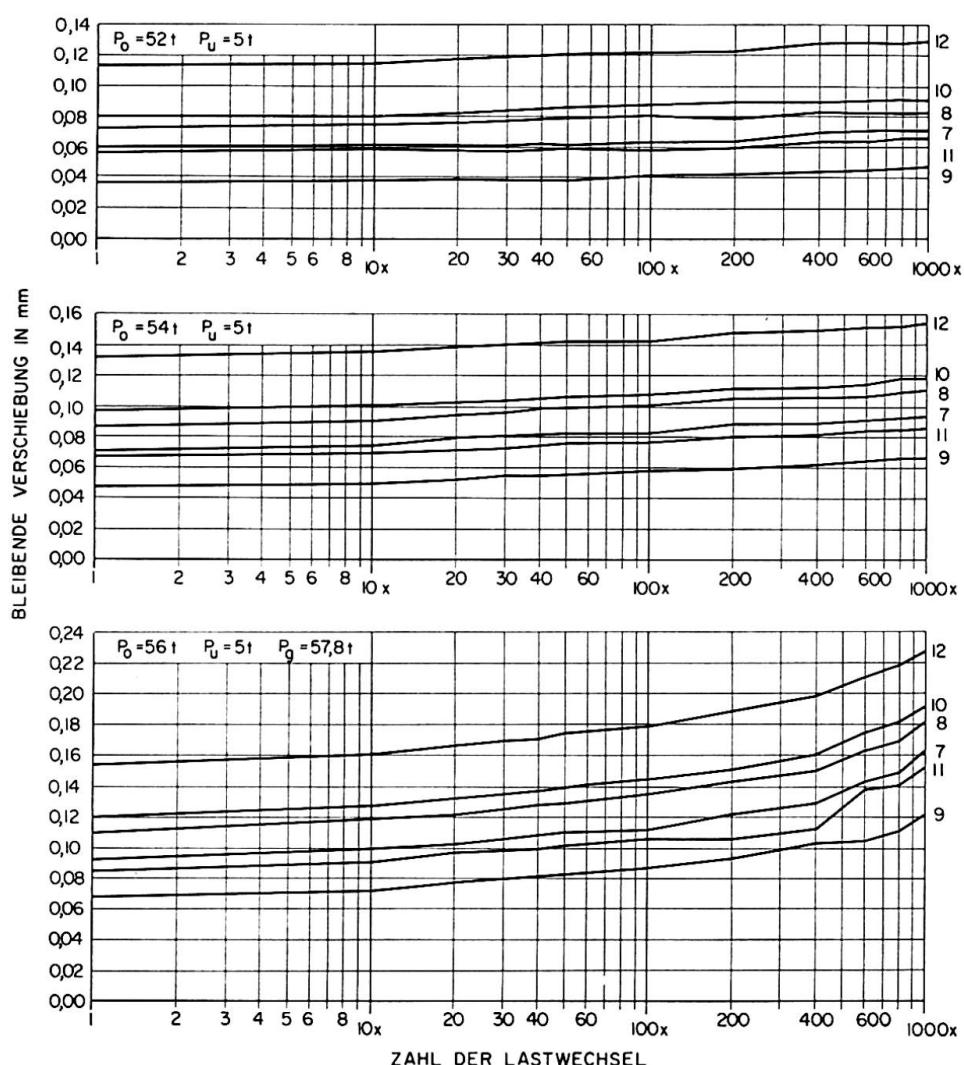


Fig. 5.

Tafel 1

Proben		Berührungs- flächen	Anziehdreh- moment Ma mkg	Vorspann- kraft $Pv^2)$ t	Last b. forschrei- tendem Gleiten $Pfg^3)$ t	Last bei Gleitgrenze Pg t	Reibungs- beiwert	Verhältnis $\frac{Pfg}{Pg}$ %
Nr.	Hälften ¹⁾							
A	O			28	9,7	60	63	0,54
	U					—	69	0,59
B	O	sand- gestrahlt		26	9	56 (54)	57,8	0,54
	U					—	59	0,55
C	O			24	8,3	56 (54)	55,7	0,56
	U					—	64	0,64
D	O			28	9,7	—	45	0,39
	U					47	48,6	0,42
E	O	flamm- gestrahlt		26	9	49 (47)	52	0,48
	U					47	49,8	0,46
F	O			24	8,3	44 (42)	45,8	0,46
	U					44	46	0,46

¹⁾ O = Oberseite, U = Unterseite.²⁾ $Ma = 0,18 \cdot 16 \cdot Pv$.³⁾ () = forschreichendes Gleiten zum Stillstand gekommen.

oder ob doch eine Tendenz zum Wandern während des zeitlichen Ablaufes der wiederholten Belastung erkennbar ist.

Die Abmessungen der Probekörper und die Versuchseinrichtung waren genau die gleichen wie bei der ersten Versuchsreihe. Die Kontaktflächen der Proben wurden wiederum sand- bzw. flammgestrahlt, so daß die beiden hauptsächlich zur Anwendung kommenden Behandlungsmethoden der Berührungsflächen auch bezüglich ihres Einflusses auf die Wandersicherheit überprüft und miteinander verglichen werden können.

Ein charakteristisches Ergebnis ist in Fig. 5 dargestellt. Hierbei wurde der logarithmische Maßstab für die Auftragung der Lastspielzahl gewählt, weil dadurch eine Tendenz zum Wandern besonders deutlich sichtbar gemacht werden kann. Das für eine sandgestrahlte Probe geltende Wanderdiagramm (bleibende Verschiebung/Zahl der Lastwechsel) zeigt, daß trotz der relativ hohen statischen Gleitlast von 57,8 t erst bei einer Oberlast von 56 t (entsprechend einem Reibungsbeiwert von $\mu = 0,54$) eine erste, wenn auch nur sehr geringe Neigung zum Gleiten eintritt. Wie aus dem unteren Schaubild hervorgeht, kommt es nach oftmaliger Belastung jedoch zu bleibenden Verschiebungen im Bereich aller Schrauben. Es handelt sich daher hier nicht um ein Atmen der Verbindung im Sinne der in Abschnitt B beschriebenen Art, sondern um ein Gleiten auf der ganzen Verbindungsstrecke bei einer Oberlast, die dicht an der tatsächlichen Gleitgrenze liegt. Die Proben mit flammgestrahlten Berührungsflächen haben ein grundsätzlich gleiches Verhalten gezeigt.

In Taf. 1 sind die Ergebnisse aller bis 1000 Lastwechsel durchgeführten Versuche zusammengestellt. Für die einzelnen Proben gleicher Behandlungsart wurden auch die Anziehdrehmomente variiert, um ihren Einfluß auf die Wandersicherheit festzustellen. Die erheblich niedrigeren Reibungsbeiwerte, welche bei flammgestrahlten Proben erzielt wurden, liegen in der Tatsache begründet, daß walzfrisches Material verwendet wurde, dessen festhaftende Walzhaut beim Flammstrahlen nicht vollständig entfernt wurde. Die noch an der Probenoberfläche verbliebenen Zunderreste haben sich reibungsvermindernd ausgewirkt. In der letzten Spalte der Tabelle ist das Verhältnis der Last bei fortschreitendem Gleiten zur statischen Gleitlast angegeben. Man erkennt, daß ein ausgeprägtes zunehmendes Gleiten unter oftmaliger Belastung erst ab 95% der statischen Gleitlast zu erwarten ist, selbst wenn letztere erheblich höher ist als die mit dem Reibungsbeiwert $\mu = 0,45$ errechnete Gleitlast.

D. Diskussion der Versuchsergebnisse

An den Versuchen ist zunächst besonders bemerkenswert, daß zwar an den Außenteilen der Verbindung in der Regel die größten bleibenden Gleitungen eintreten, jedoch auch die Verbindungsmitte Gleitungen ähnlicher

Größenordnung aufweist. STEINHART und MÖHLER²⁾ haben im zweiten Versuchsbericht über die Karlsruher Versuche mit HV-Verbindungen eine Darstellung der Verschiebungszustände in einem HV-Zugstoß während des Gleitens gegeben und auch den Versuch einer theoretischen Erfassung des Kräftespiels, wobei der Bauteil mit Laschen als Scheibe betrachtet wurde, gemacht. Demnach treten zunächst Schubverformungen ohne Gleiten an den Kontaktflächen ein, die auch bei unseren Versuchen von den Meßinstrumenten als kleine Relativverschiebungen registriert wurden. Bei Laststeigerung kommt es zu Teilgleitungen an den Stoßenden, während die Schubverformungen auf den Mittelbereich des Stoßes übergreifen, ohne daß dort noch eine Gleitung eintritt. Schließlich bewirkt die weitere Erhöhung der Last das Gleiten auf der ganzen Verbindungslänge.

Diese Erklärung reicht jedoch noch nicht zur Deutung unserer Versuchsergebnisse aus. Die Tatsache, daß auch bei Lasten, die erheblich unter der Gleitgrenze liegen, eine von den Meßinstrumenten deutlich registrierte Relativverschiebung der mittleren Stoßbereiche stattgefunden hat, läßt darauf schließen, daß hier noch eine Ursache mitspielen muß. Als solche kommt in erster Linie die Mikroverzahnung der beiden aneinandergepreßten Oberflächen in Frage, die eine, wenn auch sehr geringe elastische und plastische Relativverschiebung gestattet (Kammwirkung), ohne daß es zu einem Gleiten kommt. Nach Einspielen der Verbindung erfolgt der Vorgang bei wiederholter Belastung wieder elastisch (Atmen der Verbindung), so daß kein schrittweises Gleiten zustande kommt. Erst bei Lasten in der Nähe der tatsächlichen statischen Gleitgrenze ist mit jedem Be- und Entlastungsvorgang ein Teilgleiten verbunden, so daß wachsende bleibende Verformungen auftreten, die schließlich zum Anliegen der Schrauben an den Lochwandungen führen.

Zusammenfassung

In Österreich wurden Versuche mit HV-Verbindungen ausgeführt mit dem Ziel, die Wandersicherheit der Reibungsverbindung festzustellen. Die Versuche wurden mit 50 und 1000 Lastwechseln durchgeführt, wobei sich der Belastungsbereich von einer geringen Unterspannung auf eine Oberspannung erstreckte, die nahe bei der experimentell ermittelten statischen Gleitgrenze lag. Die Versuche haben gezeigt, daß ein Wandern bzw. fortschreitendes Gleiten der HV-Verbindungen bei den in der Praxis vorliegenden Verhältnissen nicht eintreten wird, auch wenn die Verbindungen einer oftmaligen Belastung bis nahe an relativ hoch gelegene Gleitgrenzen ausgesetzt sind. Das Lochspiel der HV-Verbindung darf demnach auch hier mit maximal 2 mm

²⁾ Versuche zur Anwendung vorgespannter Schrauben im Stahlbau. II. Teil, S. 25—29. Ber. d. D. A. f. St., Köln 1959.

festgelegt werden. Eine Erhöhung der geforderten Mindestsicherheit von 1,25 gegen Gleiten für Bauwerke, die wiederholter Belastung ausgesetzt sind (z. B. Brücken), ist daher nicht gerechtfertigt.

Summary

The paper deals with Austrian tests on friction grip bolted joints under repeated loading. Tests were made with 50 and 1000 repetitions of loads in the connected bars, ranging from a small tension up to that approaching the value based upon the static friction coefficient. The tests show that inter-bolt slip does not occur even when a relatively high friction coefficient is used, e. g. 0.56 for St. 37. The tests justify a clearance of 2 mm for the hole, and show that it is not possible to justify any increase in the safety factor against sliding (1.25) used in the European Drafts.

Résumé

On a effectué en Autriche des essais destinés à déterminer la sécurité au cheminement graduel des assemblages par recouvrement HR. On a appliqué 50 et 1000 cycles de charge, entre une limite inférieure faible et une limite supérieure proche de la charge de glissement statique expérimentale. Les essais ont montré que, dans les cas se présentant en pratique, les assemblages HR n'ont pas tendance à cheminer graduellement, même s'ils sont soumis à des sollicitations répétées correspondant à un coefficient de frottement élevé, par exemple 0,56 pour l'acier doux. On peut donc adopter un jeu maximum de 2 mm entre trou et boulon même pour les constructions soumises à des charges répétées (par exemple les ponts) et, de plus, il n'est pas justifié d'augmenter dans ce cas le coefficient de sécurité au glissement égal à 1,25 pour les charpentes.

IIb3

The Use of High-Strength Bolted Joints in Railway Bridges

Utilisation des boulons précontraints dans les ponts-rails

Die Verwendung von HV-Verbindungen bei Eisenbahnbrücken

KAZUO TOMONAGA

Dr., Director of Structure Design Office
of J.N.R.

JIRO TAJIMA

Chief Engineer of Structure Design
Office of J.N.R.

1. Introduction

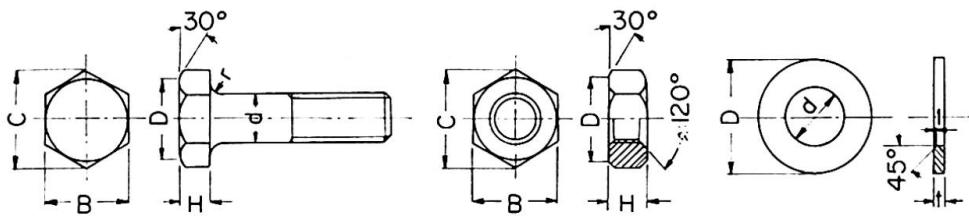
The first use of high-strength bolted joints for steel structures in Japan was for a temporary truss (span 62.4 m, through type, single track) for the Japanese National Railways in 1954. The laboratory tests and field observations began with this bridge construction. Many experiments have been carried out and the study was pushed forward to clarify the characteristics of the friction joints for use by structural engineers. Nowadays, high-strength bolted joints are applied to hundreds of railway bridges. The new head office of the J.N.R. and the new Osaka Station building on the new Tokaido Line were also constructed with this method of jointing.

2. Bolts, Nuts, Washers and Tightening of Bolts

In railway bridges the standard size of bolts is $\frac{7}{8}$ in dia., but $\frac{3}{4}$ in. or 1 in. dia. are also used. The shapes of bolts, nuts and washers comply with the Japanese Industrial Standard most nearly concerned, and new specifications for high-strength bolts, nuts and washers will be provided in the near future. Table 1 shows the shapes of bolts, nuts and washers. The mechanical properties of the bolts are shown in Table 2. The material used for class 8T or 9T bolts is medium carbon steel, and for class 11T bolts it is low alloy steel. The threads of the bolts are turned before or after heat treatment, and in the former case no oxygen furnace is normally used. Class 8T bolts are now employed for railway bridges and 9T bolts are used in buildings. In the new JIS, 9T and 11T bolts will be specified for structural use.

The bolt tensions used in design work are shown in Table 3. Bolts are tightened with a hand torque wrench or a torque-controlled impact wrench in the initial tensioning to nearly 10% above the designed bolt tension. The torque coefficient of the bolts used for railway bridges is 0.14—0.15 or about 0.18. In the former case, specially lubricated washers are used under the nuts.

Table 1. Dimensions of Bolts, Nuts and Washers



Bolt			Nut			Washer					
	$w \frac{3}{4}$	$w \frac{7}{8}$	$w 1$		$w \frac{3}{4}$	$w \frac{7}{8}$	$w 1$				
d	19.05	22.22	25.40	for $H \begin{cases} 8T \\ 11T \end{cases}$	16	18	20	d	21	24	28
r	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.5	1.0 ~ 1.5	B	19	21	25	D	40	44	52
H	13	15	18	$C \approx$	32	35	41	t	4.5	6	6
B	32	35	41	$D \approx$	37	40.4	47.3				
$C \approx$	37	40.4	47.3		31	33	39				
$D \approx$	31	33	39								

Table 2. Mechanical Properties of Bolts (min. value)

Class of bolt	Yield point (kg/mm ²)	Tensile strength (kg/mm ²)	Elongation G.L. 50 (%)	Reduction of area (%)
8 T	65	80	16	40
9 T	70	90	14	35
11 T	95	110	14	35

Table 3. Permissible Shear Load

Size of bolt	Min. bolt tension (t)		Permissible shear load (t)	
	8 T	11 T	8 T	11 T
$w \frac{3}{4}$	10	15	2.222	3.333
$w \frac{7}{8}$	14	21	3.111	4.667
$w 1$	19	28.5	4.222	6.333

An unbiased estimate of the standard deviation of the torque coefficient is that it is not more than 5% when the manufacture and the tightening of the bolts are carefully controlled.

3. Slip Load of Joints

The nominal coefficient of friction is affected by various factors, and consequently a number of tests were conducted to determine the coefficient of friction for our designs.

The factors that seem to affect the slip load of joints significantly and the effect of these factors are as follows:

1. Condition of faying surface: The coefficient of friction depends significantly on the condition of the faying surface. However, for the same description of the condition of the faying surface, the value of the coefficient of friction ranges between the following limits:

Red lead	0.05—0.2	Flame cleaning	0.2—0.5
Galvanized	0.1 —0.3	Rusty	0.4—0.7
With millscale	0.2 —0.4	Shot blasted	0.4—0.7

2. Strength of bolted plate: In the results of slip tests for joints with 40 kg/mm², 50 kg/mm² and 60 kg/mm² class steel, we were unable to find any difference between 40 kg/mm² class steel and 50 kg/mm² class steel. Joints made with 60 kg/mm² class steel had a coefficient of friction that was greater by not less than 20%.

3. Type of joints: Butt type and lap type joints, consisting of plates only, have the same slip coefficient. In cases where the joint is assembled with one plate and one angle and the total length of the test specimen is not great, the slip load decreases considerably compared with the joint having zero or slight eccentricity of load.

4. Size of joints and arrangement of bolts: The size of the joints may not greatly affect the slip load, that is to say, a series of tests with several set of joints which had the same bolt arrangement (series of 1×1, 1×2, 1×3, 2×2, 2×3 bolts), but a different edge distance, pitch and gauge, showed nearly the same value for the coefficient of friction. The slip load of joints where the bolts were arranged in one line of not more than six bolts was proportional to the number of bolts. But in the tests with an 8-bolt or 10-bolt specimen, the slip coefficient decreased slightly when the number of bolts was increased to 8 or 10. In this case both joints had the same cross sectional area, so that stress at the slip load in the 10-bolt joint was higher than in the 8-bolt joint. Because of this fact a crosswise reduction of area might affect the slip coefficient. We shall explain the relationship between slip stress and slip coefficient in the next paragraph.

5. Relationship between slip coefficient and slip stress: When the normal stress of the bolted plate is increased by tensile load, the thickness of the plate decreases gradually by Poisson's ratio and the initial bolt tension decreases accordingly. Therefore, the slip load does not increase proportionally to the initial bolt tension in cases where the slip load exceeds some limiting load. Fig. 1 shows the relation between σ_{sn}/σ_y and μ . σ_{sn} is the stress at the slip load based on the net sectional area of the bolted plate and σ_y is the yield stress of the plate. From this figure, it is found that μ does not seem to be affected by σ_{sn}/σ_y when σ_{sn}/σ_y is 0.8 or less, but when σ_{sn}/σ_y exceeds 0.8, μ decreases proportionally. In these tests the test specimens had the same condition of faying

surface and were assembled with 6-bolts (3 lines \times 2 rows) or 9-bolts (3 lines \times 3 rows).

6. Effect of relaxation on the slip load of the joint: The effect of relaxation was investigated on more than 300 test specimens of the compression type with 2 bolts whose grip thicknesses were 90 mm and whose dia. were $7/8"$.

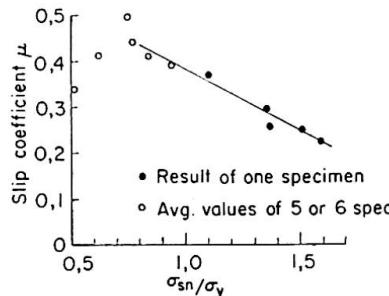


Fig. 1. Relationship between slip coefficient and slip stress.

These two series of tests, covering different intervals of time of one year and six months, respectively, were plotted by means of measurements of the slip load of the test specimens. The induced bolt tension was about $0.6\sigma_y$, $0.8\sigma_y$ and σ_y plus. The stress of the bolt was calculated as a combination of normal tensile stress and shearing stress due to torque by means of the formula $\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$ based on the effective area of the bolt threads. σ_y is the yield stress of the bolt employed, when tested on machined specimens. Consequently, in cases where the bolt tension was $0.6\sigma_y$ no reduction of slip load occurred. In cases where it was about $0.8\sigma_y$ the effect of relaxation is a low percentage of reduction and may be negligible. When the bolt tension exceeds the yield strength of the bolt, the decrease in the bolt tension seems to be 10—20% or more. However, in most cases the friction of the assembled joints will increase as a result of rust due to exposure to the atmosphere, so that the slip load of joints in actual structures may not show as great a decrease as that measured in the laboratory tests under dry conditions.

Having regard to the many factors above-mentioned which affect the slip load and the variance of the slip load due to an error in the bolt tension, we take 0.4 as the coefficient of friction for use in design in the case of shot blasted faying surfaces. The safety factor for the slip load is 1.8. This value is the same as that of structural steel for tension stress. Table 3 shows the permissible load per bolt in one faying surface.

4. Sectional Area of the Joint Used in Calculating the Stress

The ratio of the stress of the joint, calculated on the gross sectional area of the bolted plate, to the elongation is nearly equal to the Young's modulus of the steel materials, but in riveted joints the ratio is about one-third of that of a bolted joint. However, if we take into consideration the value of 0.2% offset, the stress calculated on the net sectional area of the bolted plate is

nearly equal to the yield stress of the base plate, and the breaking load of a bolted joint does not differ from that of a riveted joint, except in a few cases. Consequently, it may be better to calculate the stress of the bolted plate with respect to the net sectional area of the bolted plate.

Table 4 shows a comparison between the average measured stress obtained from the stress distribution diagram as measured with wire strain gauges and the average stress calculated from an applied load. In this table the σ/σ_n values of 2-bolt joints are about 0.8. However, when the number of bolts is increased σ/σ_n also increases and in cases where there are more than 6 bolts, σ/σ_n is nearly equal to 1.0.

Fig. 2 shows examples of the stress distribution of bolted joints. When the number of bolts is small, the extent of the stress concentration at the bolt holes is 2.0—2.5 and the stress does not reach the yield point at the permissible load on the joint, but when the number of bolts becomes large, the stress exceeds the yield point at the permissible load.

Table 4. Average Measured Stress and Average Calculated Stress

No.	Arrangement of bolts	Pitch of bolts (mm)	$\frac{b_n}{b}$	Slip load (t)	$A_n \cdot \sigma_y$ (t)	Load (t)	Measured avg. stress σ (kg/mm ²)	$\frac{\sigma}{\sigma_n}$	$\frac{\sigma}{\sigma_g}$
1	1 × 2	66	$\frac{96}{120} = 0.80$	26.3	31.8	15 30	9.6 20.7	0.80 0.86	0.99 1.07
2	1 × 2	66	$\frac{96}{120} = 0.80$	24.5	31.8	15 30	9.1 21.2	0.75 0.88	0.94 1.09
		110		24.5 <		15	9.8	0.81	1.01
3	1 × 2	66	$\frac{56}{80} = 0.70$	18.7	34.6	15	9.7	0.84	1.20
4	1 × 4	66	$\frac{96}{120} = 0.80$	34.4	63.6	30 50	11.2 20.3	0.84 0.92	1.05 1.15
5	1 × 6	66	$\frac{95}{120} = 0.79$	94.7	81.8	40	11.5	0.87	—
		110					13.4	1.02	—
6	1 × 6	66	$\frac{95}{120} = 0.79$	79.5	72.3	40	17.9	0.94	—
		110		74.8			20.1	1.05	—
7	1 × 8	66	$\frac{95}{120} = 0.79$	116.0	103.4	50	17.6	1.05	—
8	1 × 10	66	$\frac{106}{130} = 0.82$	113.5	112.3	60 100 60 100	17.2 29.1 15.8 29.4	0.95 0.99 0.88 0.99	— — — —
		110		119.8					

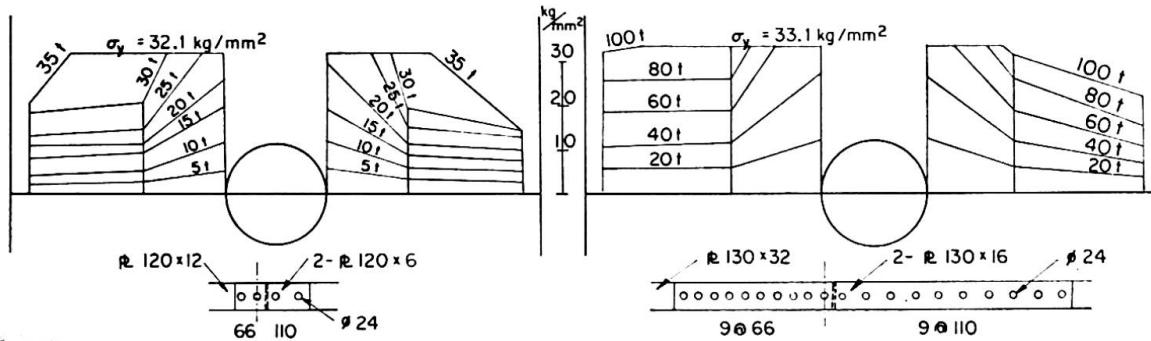


Fig. 2. Stress distribution of joints.

5. Fatigue Strength of the Joint

The slip coefficient and the number of bolts in the direction of the load affect the fatigue strength of the joint significantly. Fig. 3 shows the relation-

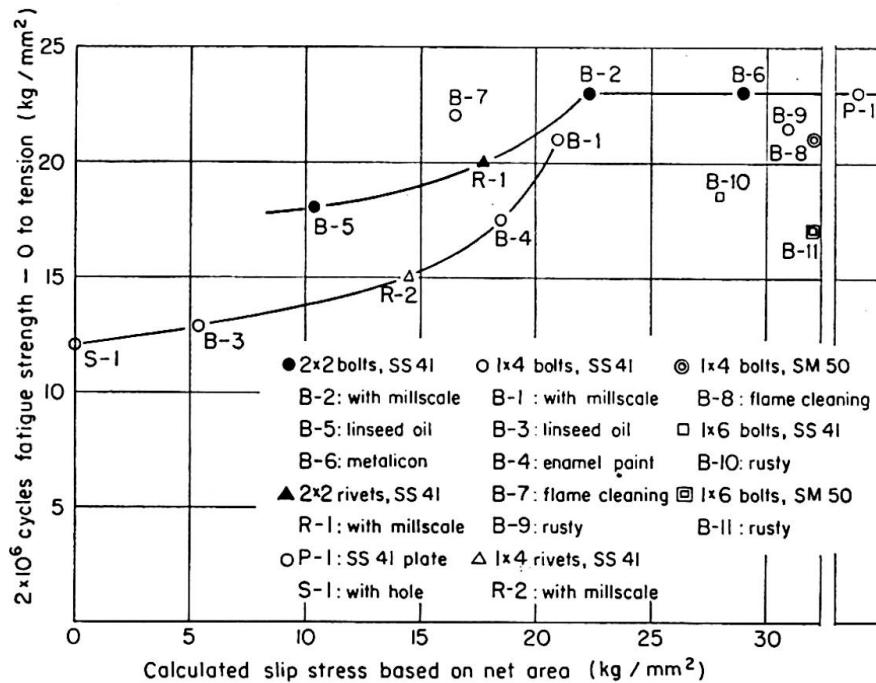


Fig. 3. Relation between fatigue stress and slip stress.

ship between the slip stress and the fatigue strength for 2×10^6 cycles under a repeated load varying from zero to tension.

As far as the effect of the number of bolts in the direction of the load is concerned, the fatigue strength of joints made with 41 kg/mm^2 class steel, with 2, 4 and 6 bolts in one line, was 23 kg/mm^2 , 21 kg/mm^2 and 18.5 kg/mm^2 , respectively, and 31 kg/mm^2 , 21 kg/mm^2 and 17 kg/mm^2 , in the case of joints made with 50 kg/mm^2 class steel.

Now, in our design, the permissible fatigue strength of plates connected with friction grip bolts is as shown in the following formulas.

$$\left. \begin{array}{l} \text{for tensile stress} \quad \frac{1500}{1 - \frac{2}{3}k} \\ \text{(based on net section)} \quad \left. \begin{array}{l} \leq 1300 \text{ kg/cm}^2 \text{ for } 41 \text{ kg/mm}^2 \text{ class steel} \\ \frac{1800}{1 - k} \end{array} \right\} \\ \text{for compressive stress} \quad \leq 1800 \text{ kg/cm}^2 \text{ for } 50 \text{ kg/mm}^2 \text{ class steel} \\ \text{(based on gross section)} \end{array} \right. \quad (k = \sigma_{min}/\sigma_{max})$$

These values are the same as those of butt welded joints and of plates with longitudinal fillet welding, excluding the ends of the weld.

6. Example in Bridge Construction

Fig. 4 shows a joint in a plate girder with I section, and Fig. 5 shows a joint in a stiffening girder of a Lohse girder with a box section (span 67.2 m, load KS 18 double track, total weight of steel 400 t).

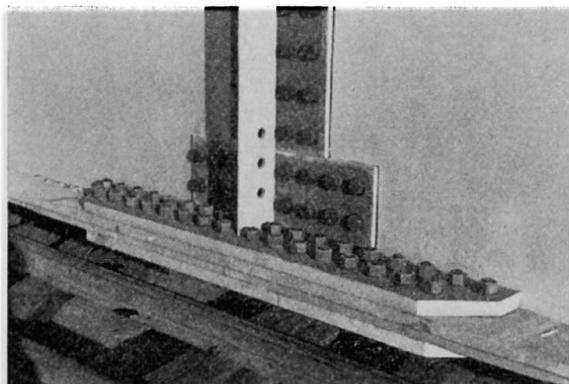


Fig. 4. Connection of a girder with I-section.

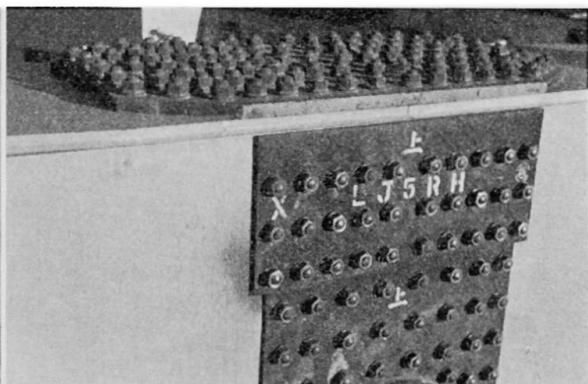


Fig. 5. Connection of a stiffening girder of a Lohse girder with box section.

Summary

In this paper tests on high-strength bolted joints and their use in railway bridges on the Japanese National Railways are described.

Résumé

Les auteurs décrivent des essais relatifs aux boulons précontraints et leur application pour les ponts-rails des Chemins de Fer Japonais.

Zusammenfassung

Es werden Versuche mit HV-Verbindungen und deren Anwendungen bei japanischen Eisenbahnbrücken beschrieben.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb4

Experiment on Tensile Joints using High-Strength Bolts

Essais sur des assemblages HR sollicités à la traction

Versuche an zugfesten Stößen mit hochfesten Schrauben

HIDEYUKI TADA

Eng. D., Structural Engineer, Nikken
Sekkei Komu Co., Ltd.

TAKEO NAKA

Eng. D., Professor, Tokyo University

To obtain necessary data for the design and construction of Kobe Port Tower, an extensive experimental study was carried out as reported by Dr. B. KATO in his paper "Stress Analysis and Tests on a One-sheet Hyperboloidal Tower" (Id) submitted to this Congress. The tests herein reported, which were conducted to provide a basis for the specification for field assembly of the tower members, constitute a part of the said study.

Figs. 1 and 2 show the typical connections actually used for the tower construction. The vertical tension acting on the connections is carried by long

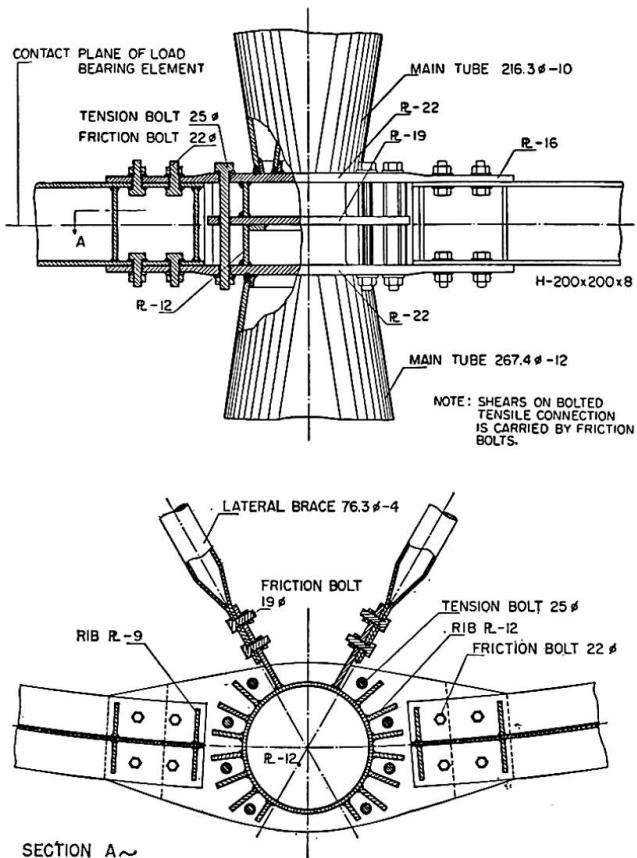


Fig. 1. Detail of connection in the outer net (at Point F shown in Fig. 1 of the paper submitted by Dr. B. KATO).

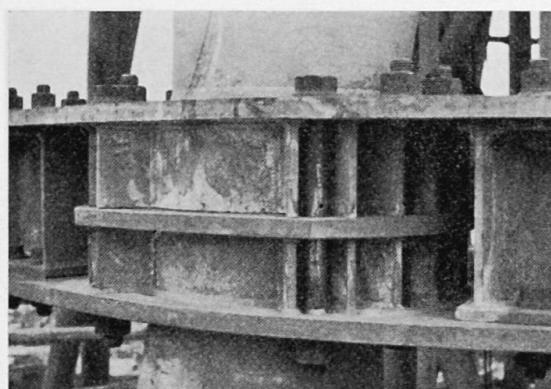


Fig. 2. Typical connection.

tension bolts while horizontal shear is taken care of by short friction bolts. In this paper, emphasis will be put on the tension bolts which present a number of new problems. These tension bolts were used to increase the rigidity of connections and for this purpose they were given a pre-load comparable with the design stresses. The chemical and mechanical properties of the bolts used are given in Table 1.

Table 1a. Chemical Properties of Bolts

Steel Quality (JIS)	C	Si	Mn	P	S	Ni	Cr	Mo	Cu
SCM 4 (Bolts)	0.42	0.29	0.76	0.026	0.019	0.07	1.14	0.27	0.19
S 45 C (Nuts)	0.44	0.26	0.70	0.012	0.015	0.022	0.032	—	0.09
S 35 C (Washers)	0.36	0.29	0.74	0.015	0.017	—	—	—	0.14

Table 1b. Mechanical Properties of Bolts

	Yield Strength kg/mm ²	Tensile Strength kg/mm ²	Elongation %	Reduction of Area %	Hardness H. B.	Quenching Temp. °C	Tempering Temp. °C
Bolts	114—119	120—130	16—19	52—60	331—356	860	580
Nuts	62—70	86—91	22—29	59—65	230—254	850	620

Note: Bolts and nuts are threaded to the precision requirements prescribed in JIS BO 210 for Whitworth Threads (Class 2).

There are two basic problems that should be given careful consideration in the design of tensile connections using high-strength bolts. They are:

1. Proper design of load bearing elements and possible constructional errors in these elements resulting from the variations in effective sectional area and quality of finish of contact surfaces and in precision of bolts threads, base plate, etc.
2. Selection of proper method to obtain the required bolt tension for the bolts tightened on the construction site.

A. Tension Test of Bolted Connections

Within the load range not causing the splitting of the parts in contact, the bolt tension may be computed from the following formula:

$$P = P_0 + \frac{A_B}{A_B + A_L} T \alpha, \quad (1)$$

Where P = bolt tension (tons),

P_0 = bolt pre-load (tons),

A_B = effective sectional area of bolt across shank (cm^2),

A_L = effective sectional area of contact surface (cm^2),

T = applied tensile force (tons),

α = form factor determined from the degree of contact and shape of load bearing elements.

The variation in bolt tension as observed during the test shown in Fig. 5; the theoretical values of bolt tension; and the values of form factor α computed from the comparison of observed and theoretical values are all given in Table 2.

Table 2. Variation of Values of Bolt Tension and α for Tensile Load of 10 tons

Specimen No.	A_B cm^2	A_L cm^2	P_0 t	$P - P_0$ (if $\alpha = 1$)	$P - P_0$ (experimental)	α
No. 1 (22 Ø)	6.10	57.4	42.8		0.60	0.63
			31.0	0.96	0.65	0.68
			16.6		0.60	0.63
No. 3 (22 Ø)	6.10	43.6	44.8	1.22	0.60	0.49
			33.7		0.60	0.63
No. 2 (19 Ø)	4.40	41.4	24.5	0.96	0.65	0.68
			12.6		0.70	0.73
No. 4 (19 Ø)	4.40	37.0	34.0	1.06	0.60	0.57

Figs. 3 and 4 show the test specimens and the test set-up. To minimise the deviation from the actual conditions, these specimens were prepared in the same size and shape as the actual connections except that fewer bolts were used because of the limited capacity of the testing machine.

In conducting the test, the bolts were first tightened by a torque wrench to give a bolt pre-load and then the load was progressively increased until the applied tensile force per bolt became equal to the design load. Then, the load was further increased in order to observe the mode of splitting of the parts connected, the decrease of bolt pre-load and other behaviour of the bolted connection. Figs. 5, 6 and 7 show the variations in axial force acting on bolts

as measured with wire strain gauges attached to bolt shanks, the deformation of part between two base-plates as measured with dial gauges, and the strain of ribs as measured with wire strain gauges placed on the rib-plates.

Evaluation of Test Results. As shown in Fig. 5, a linear relationship was observed between the bolt tension and the applied load until the load reached

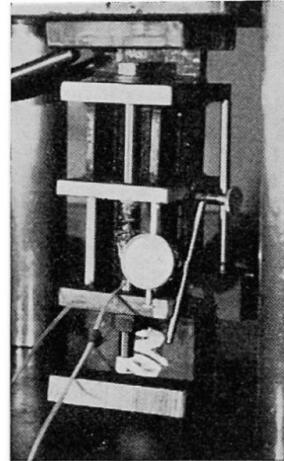
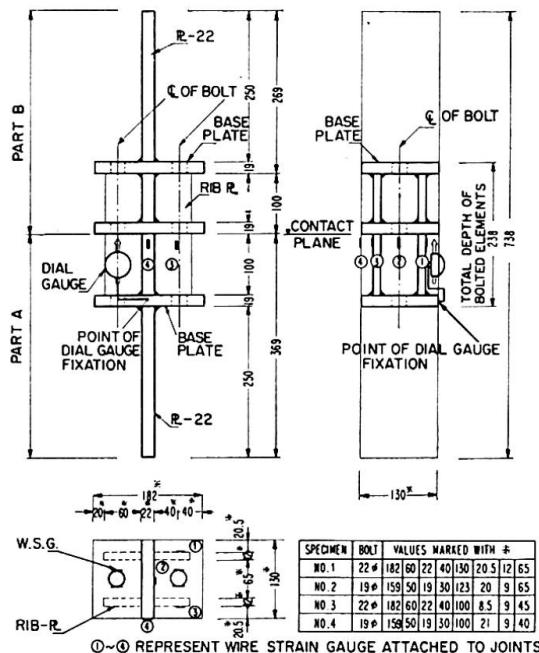


Fig. 4. Test specimen.

Fig. 3. Detail of Specimen No. 1.

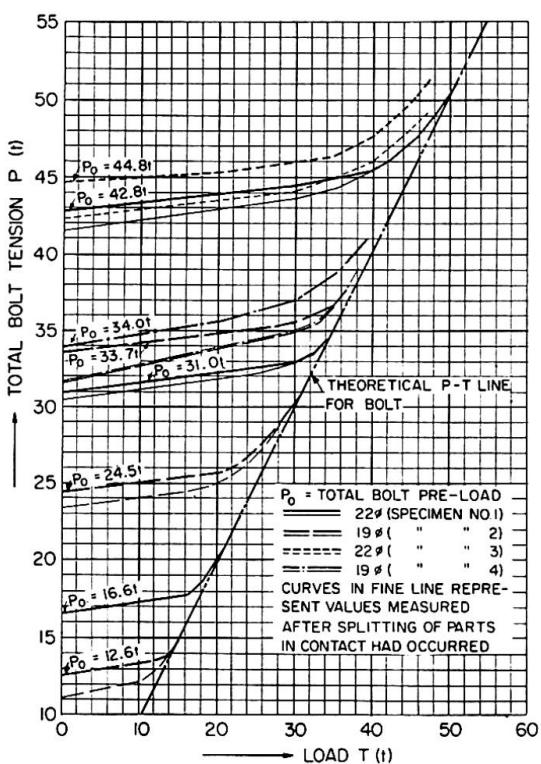


Fig. 5. Total bolt tension vs applied load — curves based on measured values.

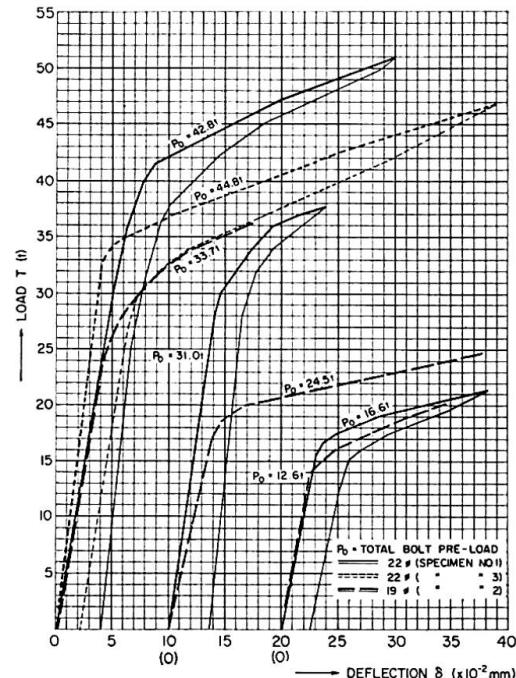


Fig. 6. Load — deflection curves based on measured values.

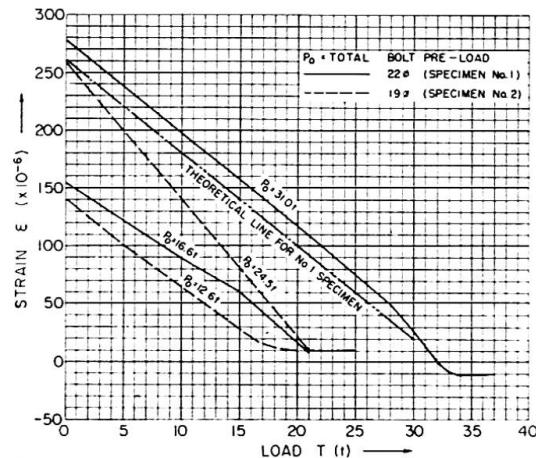


Fig. 7. Strain of rib-plates vs applied load — curves based on the values measured with wire strain gauges ($\frac{1}{3}(\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3)$).

a certain limit, and after this limit was exceeded the increase of bolt tension had no longer a linear relationship with the increase of applied load. After the splitting of the parts in contact had occurred the bolts behaved as if the bolts alone had been subjected to the tension test and the values of bolt tension began to show the variation in accordance with the theoretical values shown by the broken line. This tendency was observed when different bolt pre-loads were employed. This curved portion of the line representing the measured values implies that the rigidity of the bolted connection showed a continual decrease in the corresponding loading range. In other words, it means that the connection behaved as an integral unit at the early loading stage because of the tight fastening force of bolts, but as the load was further increased the compressive force acting on the parts in contact was released, resulting in the decrease of the effective sectional area of the contact surfaces. The reason why this splitting of the parts in contact took place gradually was, according to the authors' judgment, that because of unavoidable irregularities of contact surfaces it was impossible to bring the parts into perfect contact and that the stress distribution in the contact area was not uniform, thus resulting in considerable deformation of the parts in question.

The upper limit beyond which the bolt tension would not increase in linear proportion to the increase of applied load was estimated to be about 80% of the bolt pre-load, and at this loading stage the observed values of form factor α ranged approximately from 0.5 to 0.7 as shown in Table 2. It is considered that α became smaller than unity because the deformations of rib-plates and base-plates were not governed only by the axial force acting on bolts.

It was also shown during the test that inasmuch as the increase of bolt tension and the increase of applied force were in a linear relationship, the bolts did not show any decrease of fastening force upon the release of load even after the specimens had been subjected to repetitive loading. For the larger loading range, a slight decrease of bolt tension was witnessed upon

removal of applied load as shown by the thin line in the graph (Fig. 5); however, it may be guaranteed from the test results that the connection using high-strength bolts show reversible behaviour under the repetitive load of nearly equal to 80% of bolt pre-load, only if the bolt tension is below the yield strength and the bolts and nuts used are manufactured with reasonable precision.

B. Bolt Tightening Test

The bolt tension may be computed by using either the torque coefficient or the turn-of-nut angle θ . In either case, the values should be estimated by a preliminary test because the bolt tension would vary with the designs of load bearing elements and the degrees of precision with which the threads are cut on bolts and nuts.

$$Q = k D P. \quad (2)$$

Where Q = magnitude of torque (ton-cm)
 k = torque coefficient
 D = nominal diameter of bolt (cm)
 P = axial force acting on bolt (ton)

and $\theta = \frac{360}{p} (\Delta l + \Delta h) \alpha.$ (3)

$$\text{Thus, } \Delta l = \frac{P l}{E_B A_B}$$

$$\text{and } \Delta h = \frac{Ph}{E_I A_I}.$$

Where θ = turn-of-nut angle ($^{\circ}$)
 p = pitch of thread on bolt (cm)
 l = effective length of bolt (cm)
 h = total depth of load bearing elements to be bolted (cm)
 E_B = Young's modulus of bolt (kg/cm^2)
 E_L = Young's modulus of load bearing elements (kg/cm^2)

Other symbols are as defined elsewhere in this paper.

Fig. 8 shows the various values of torque coefficient computed from the experimental values by use of Formula 2, and Fig. 9 and Table 3 show the values of α obtained by comparison of the theoretical values of θ computed by Formula 3 with the experimental values of θ . In Figs. 8 and 9, there are also shown for reference the observed values for the short bolts for friction type connection.

The turn-of-nut method of bolt tightening gives a high degree of accuracy particularly if it is used after a certain compression has been induced in the parts to be bolted, and at this stage it has by far a supremacy over the torque

Table 3. Values of Turn-of-Nut Angle (θ) and Form Factor (α) for Axial Force of 10 tons Acting on Bolts

Bolt Size	p cm	l cm	h cm	A_B cm ²	A_L cm ²	θ (if $\alpha=1$)	θ (expe.)	$1/\alpha$	Remarks
25 Ø 350	0.318	33.2	31.4	4.13	11.8	50.5°	73.0°	0.69	Load Cell Test
	0.318	33.6	31.8	4.15	29.9*	42.3	71.5 (93)	0.59 (0.46)	Test on Actual Connection
	0.318	33.6	31.8	4.15	25.2 ⁺	43.5	71.5 (93)	0.61 (0.47)	Test on Actual Connection
22 Ø 280	0.282	26.3	24.8	3.05	8.2	60.8	86.0	0.71	Load Cell Test
	0.282	26.7	25.2	3.19	17.90*	51.7	97 (138)	0.53 (0.37)	Test on Actual Connection
	0.282	26.7	25.2	3.19	15.74 ⁺	53.0	97 (138)	0.55 (0.38)	Test on Actual Connection
19 Ø 280	0.254	26.5	25.2	2.20	17.55*	74.9	109 (149)	0.69 (0.50)	Test on Actual Connection
	0.254	26.5	25.2	2.20	16.02 ⁺	75.0	109 (149)	0.69 (0.50)	Test on Actual Connection

- Note: 1. Values in parenthesis were taken from thin line curve in Fig. 11.
 2. Values marked with * are the total of gross sectional areas of load bearing elements divided by number of bolts.
 3. Values marked with + are the minimum values of area covered by one bolt.

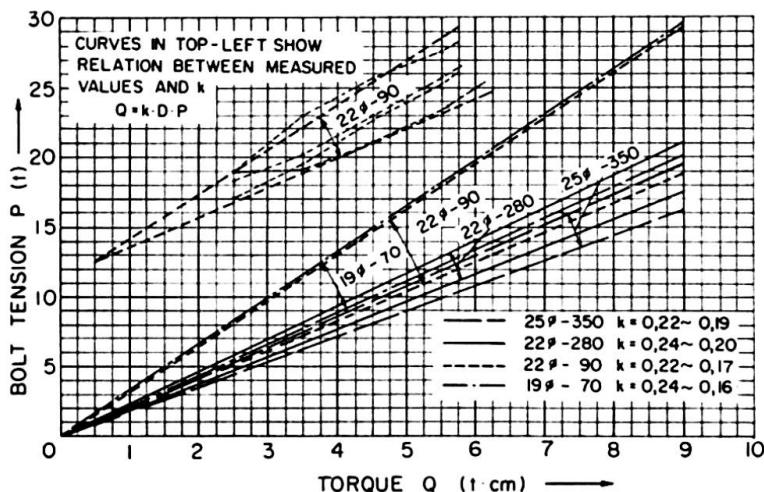


Fig. 8. Relation between torque value Q , bolt tension P and torque coefficient k — curves based on the values measured by use of load cell and torque wrench.

method. At the initial stage of tension, however, the torque method is superior to the turn-of-nut method. In consideration of these features, the laboratory tests were conducted by the use of load cell and the further tests were made on the construction site taking measurement with wire strain gauges attached

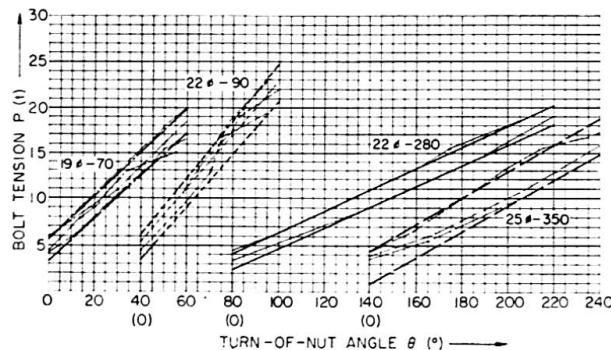


Fig. 9. Relation between turn-of-nut angle θ and bolt tension as obtained on assumption that $\theta=0$ when $Q=2$ tons-cm — curves based on the values measured by use of load cell.



Fig. 10. Bolt tightening test by use of load cell.

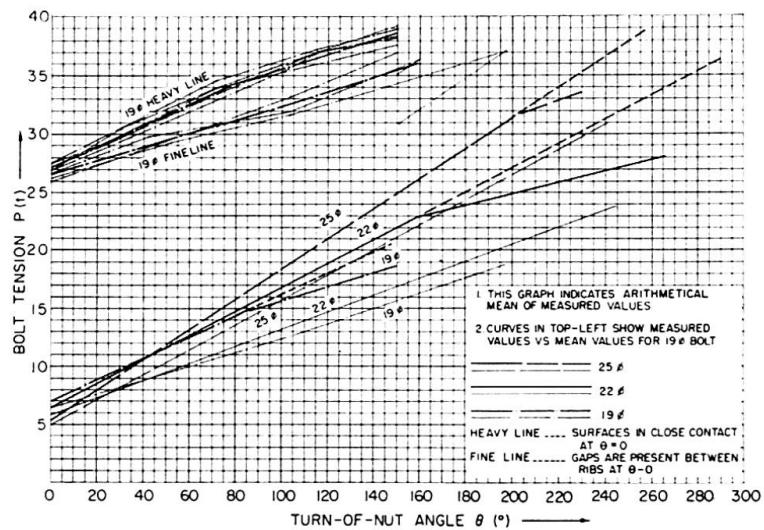


Fig. 11. Relation between turn-of-nut angle θ and bolt tension as obtained on assumption that $\theta=0$ when $Q=3$ tons-cm — curves based on measured values obtained by the field test on actual connections.

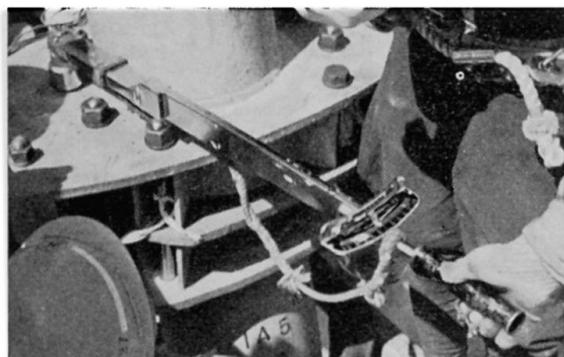


Fig. 12. Bolt tightening test at the construction site.

to the bolts actually used in the connection of the tower under construction. The preload was applied by means of a torque wrench to give the bolts a torque up to 2 tons-cm (up to 3 tons-cm in case of the field test), and these

points were arbitrarily taken as zero point of the turn-of-nut angle. Then, the bolts were further tightened until the required bolt tension was produced, the measurement being made both for the torque values and for the turn-of-nut angles throughout the course of bolt tightening. The tightening test was repeated for the same bolts so as to investigate the variations of values of k and θ . Figs. 11 and 12 show the measured values taken on the site for the actual connections and a scene of the test respectively.

A comparative study of Fig. 8 and Fig. 9 indicates that for the estimation of bolt fastening force the torque values give adequate basis in low stress region while the turn-of-nut angles present better basis in high stress range.

As shown in Fig. 9, the turn-of-nut method had rather low reliability for the bolt tension ranging from 5 to 7 tons, and since the corresponding torque values for such tension range were under 3 tons-cm, this value was adopted as basic point of the turn-of-nut angle.

C. Conclusion

This experimental study has lead to the following findings.

1. As far as the applied load does not exceed about 80% of the bolt pre-load, the entire sectional area of contact surface is effectively in action.
2. The loss of bolt pre-load due to the repetitive loading is rather small.
3. As has been said, these long bolts exhibit highly reliable behaviour; however, such reliability would vary with the degrees of precision with which the contact surfaces are machined.
4. Higher reliability may be expected with regard to the fastening force of bolts if the bolt tightening is based on the turn-of-nut angle. If the errors are to be minimized, it is advisable to use torque method when the contact surfaces are not accurately finished and to use the turn-of-nut method when the contact surfaces are machined with high precision.
5. A variety of complex factors are involved in estimating the effective sectional area of load bearing elements. Particular attention should be given to the form factors of these elements if the bolt tension is to be computed according to the elastic theory.

Summary

In connection with the design of tensile joints using high-strength bolts given a pre-load, loading tests were conducted to observe the variations under test load of both bolt tension and joint rigidity so as to verify the safety of joints.

In order to determine a proper method for securing the required bolt tension, bolt tightening tests were conducted in the laboratory and on the construction site for investigation of the relationship between bolt tension, torque value and turn-of-nut angle.

Résumé

Les auteurs ont effectué des essais relatifs à la conception des attaches pré-contraintes HR sollicitées à la traction. Il s'agissait d'étudier, sous les charges expérimentales, la variation des contraintes dans les boulons et la rigidité de l'attache ainsi que d'en vérifier la sécurité.

Pour déterminer un procédé capable d'assurer la précontrainte requise, on a effectué des essais de serrage au laboratoire et au chantier et on a cherché la relation liant l'effort de précontrainte du boulon, le couple appliqué et la rotation de l'écrou.

Zusammenfassung

Im Zusammenhang mit dem Entwurf von zugfesten Stoßen unter Anwendung vorgespannter, hochfester Schrauben wurden Belastungsversuche durchgeführt. Das Ziel der Untersuchung bestand in der Beobachtung der Veränderungen von Schraubenspannung und Steifigkeit des Stoßes in Funktion der Belastung, um so die Sicherheit des Stoßes zu überprüfen.

Zur Ausarbeitung einer günstigen Methode für die genaue Einstellung der verlangten Schraubenspannung wurden sowohl im Laboratorium als auch auf der Baustelle Anziehversuche durchgeführt. Diese gaben Aufschluß über die Beziehung zwischen Schraubenspannung, Drehmoment und Drehwinkel der Schraubenmutter.

IIb5

Expérience française des boulons à haute résistance

Erfahrungen in Frankreich mit hochfesten Schrauben

Experience with High Strength Friction Grip Bolts in France

L. CARPENTIER

Chef de la Division Centrale des Ouvrages
d'Art de la S.N.C.F.

B. ALEMANY

Chef du Service Travaux, Région
d'Equipement Thermique I, Electricité
de France

Dès 1955, la S.N.C.F. a utilisé des boulons à haute résistance (Boulons HR) dans la réparation et le renforcement des ponts métalliques sous rails.

A la fin de 1962, 81 000 boulons avaient été posés sur 59 ouvrages divers.

Les résultats de l'enquête récemment effectuée montrent que, rapporté à l'ensemble des observations, le nombre de desserrages de boulons est faible (de l'ordre de 2 à 3%). Aucune rupture de boulons ni de détérioration d'assemblages n'a été constatée. Toutefois quelques ouvrages présentent une quantité relativement importante de boulons desserrés: 7 ont comporté, en effet, plus de 10% de boulons dont le couple de serrage était inférieur de plus de 30% au couple initial. Il semble qu'il s'agissait, dans chaque cas, de boulons serrés avec un couple insuffisant et d'ouvrages où les assemblages étaient surtout sollicités simultanément à la flexion et au cisaillement.

En outre des boulons HR ont été employés dans le domaine du bâtiment et pour l'assemblage sur le site de quatre grands hangars pour avions aux aéroports d'*Orly* et du *Bourget*.

De même, l'E.D.F. a utilisé des boulons HR pour la construction de centrales thermiques importantes: *Champagne-sur-Oise*, *Blénod*, *Loire-sur-Rhône*, se référant à des groupes de puissance unitaire de 250 MW.

Depuis lors et en vue d'une généralisation de l'utilisation de boulons HR, des essais sur boulons et assemblages ont été entrepris.

I. Essais sur boulons

A. Formules théoriques

Couple de serrage:

$$C = C_I + C_{II} = P r \operatorname{tg}(\alpha + \varphi_1) + P \rho f'. \quad (1)$$

(Se reporter à la table des notations.)

Formule simplifiée:

$$C = C'_I + C''_I + C_{II} = P \left(\frac{p}{2\pi} + \frac{fr}{\cos \beta} + f' \rho \right).$$

En un point de la tige, les contraintes sont la résultante de:

- σ_t contrainte axiale uniforme,
- τ contrainte due à la torsion de la tige,
- σ_{fx} et σ_{fy} contraintes de flexion, dans deux plans diamétraux perpendiculaires.

Elles sont maxima en des points situés sur la surface extérieure pour lesquelles

$$\frac{\tau}{\sigma_t} \neq 2 \operatorname{tg}(\alpha + \varphi_1). \quad (2)$$

L'application du critère de Von Misès permet de prévoir l'apparition du domaine plastique dans la tige lisse équivalente à la partie filetée pour:

$$\sigma_{max.} = \frac{E}{\sqrt{1 + 3 \frac{\tau^2}{\sigma^2}}}, \quad \sigma = \sigma_t + \sigma_{fmax.}$$

B. Résultats d'essais

D'après montage en pont avec strain-gages miniatures placés sur plusieurs génératrices (dont une équipée de rosette).

Mesures couple précontrainte. Voir courbe (fig. 1) montrant plusieurs serrages et desserrages du même boulon, l'influence du changement d'écrou et rondelle et la variation de l'angle de rotation de l'écrou.

Remarques: 1^o La rotation de l'écrou n'est pas un critère satisfaisant et dépend du type d'assemblage. 2^o Au delà du 3e serrage, à couple constant la précontrainte diminue rapidement (voir fig. 2).

Variation des coefficients de frottement. La résolution de la rosette permet de connaître $\frac{\tau}{\sigma_t}$ et, partant, la valeur de f et f' par les équations (1) et (2).

D'une façon générale, on a trouvé:

$$\begin{aligned} f &\text{ variant de 0,07 à 0,10,} \\ f' &\text{ variant de 0,18 à 0,22.} \end{aligned}$$

En outre, on constate que dans la zone d'utilisation, f décroît lorsque P croît, et que f' varie peu au cours d'un même serrage, mais croît rapidement au cours de serrages successifs (fig. 3).

Influence du graissage des filets. Pour des boulons insuffisamment graissés ou graissés par une graisse non appropriée, la précontrainte est plus faible.

Influence de la flexion. Les contraintes mesurées le long de la génératrice, dans des plans diamétraux perpendiculaires, ont permis de constater une diminution considérable de la flexion au cours du serrage. Ci-dessous un ordre de grandeur des résultats obtenus:

C mkg	σ_{fx} kg/mm ²	σ_{fy} kg/mm ²	σ_{fx}/σ_t %	σ_{fy}/σ_t %
20	13,20	14	100 %	105 %
30	10,1	10,1	51 %	51 %
40	6,3	7	21 %	26 %
50	4,7	6,8	12 %	18 %
60	3,1	1,8	6,5 %	4 %
80	1,4	1,1	2 %	1,5 %

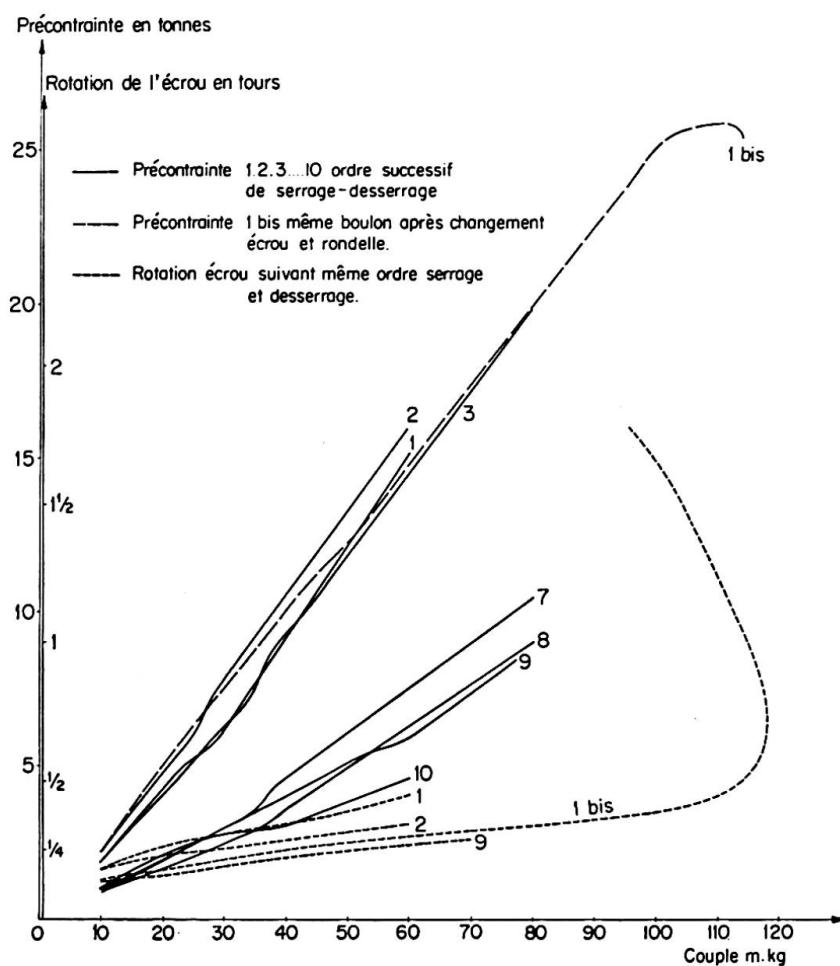


Fig. 1. Précontrainte et rotation de l'écrou en fonction du couple.

Torsion. Les valeurs trouvées pour le rapport τ/σ n'ont jamais dépassé 0,30 (fig. 4) dans la zone d'utilisation, ce qui d'après:

$$\sigma_{max} = \frac{E}{\sqrt{1 + 3 \frac{\tau^2}{\sigma^2}}}$$

conduit à adopter:

$$\sigma_t(\max) = 0,9 E$$

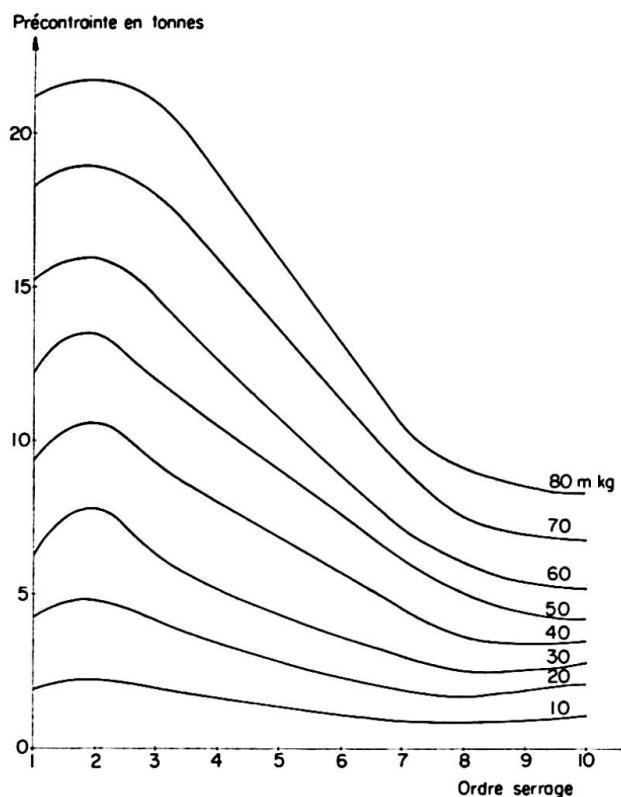


Fig. 2. Précontrainte pour un couple donné en fonction du nombre de serrage-desserrage.

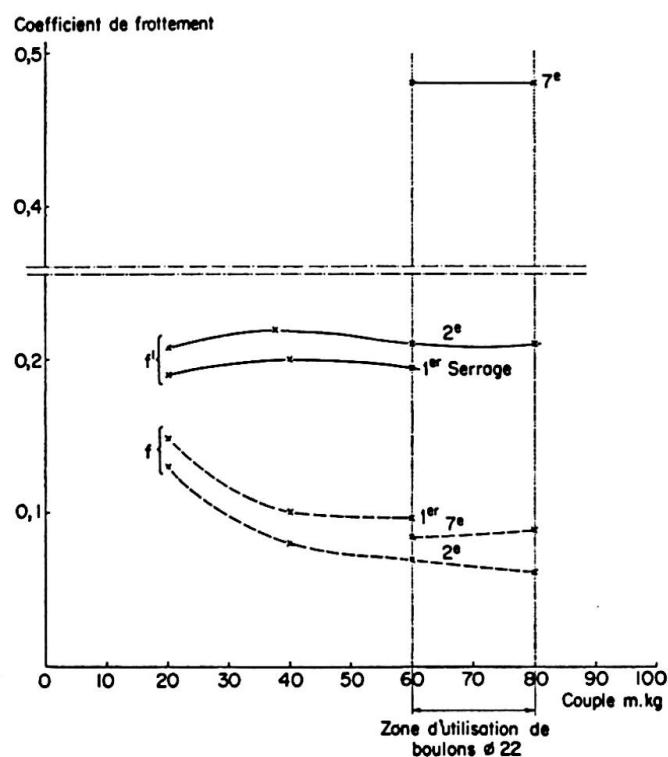


Fig. 3. Variation de f (filets) et f' (écrou-rondelle) en fonction du couple. Influence du nombre de serrage-desserrage.

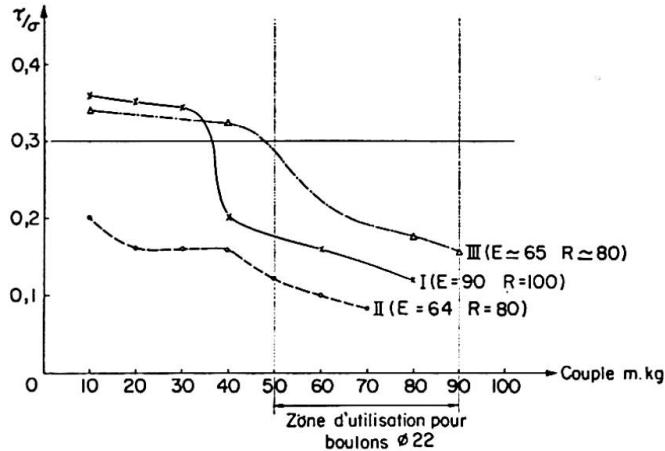


Fig. 4. Valeur du rapport τ/σ en fonction du couple pour différentes qualités de boulons.
Qualités II et III: aciers de qualités comparables mais fournisseurs différents.

Conclusion

Au cours des essais, nous avons constaté que le domaine plastique apparaissait en fait pour une valeur de σ_t très voisine du E définissant la qualité de l'acier utilisé, rejoignant partiellement les recommandations américaines ASTM-A-325-55 T conseillant d'adopter une tension de précontrainte légèrement supérieure à la limite d'élasticité réelle.

II. Essais d'assemblages

Divers cas ont été envisagés:

1. *Assemblages à simple et double recouvrement:* Efforts dirigés suivant le plan de joint (voir photo 1).
 - a) *Mesures des coefficients de frottement*

Surfaces brossées: moyenne $f = 0,50$.
 Surfaces sablées: f compris entre 0,65 et 0,72.
 Surfaces sablées ayant subi un premier glissement:
 f compris entre 0,3 et 0,4.
 - b) *Répartition des contraintes dans les plaques avant et après glissement* (réservé pour l'exposé au congrès).
 - c) *Déformation d'ensemble du joint et déplacements locaux dans la direction du plan de joint.* La comparaison effectuée entre des assemblages par rivets, boulons ordinaires et boulons HR a montré que la déformation d'ensemble était très favorable aux assemblages HR (environ 4 fois moindre).

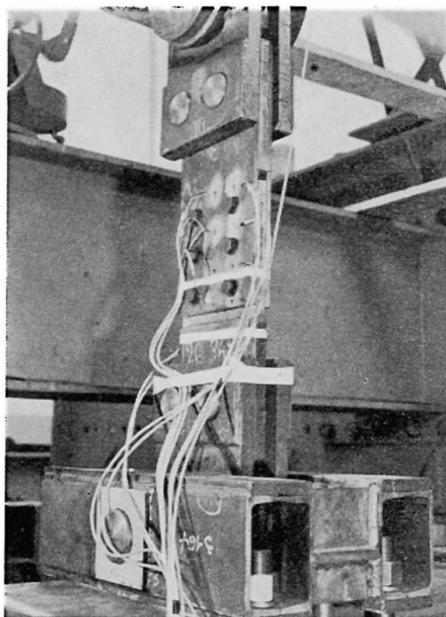


Photo 1. Essai assemblage à double recouvrement.

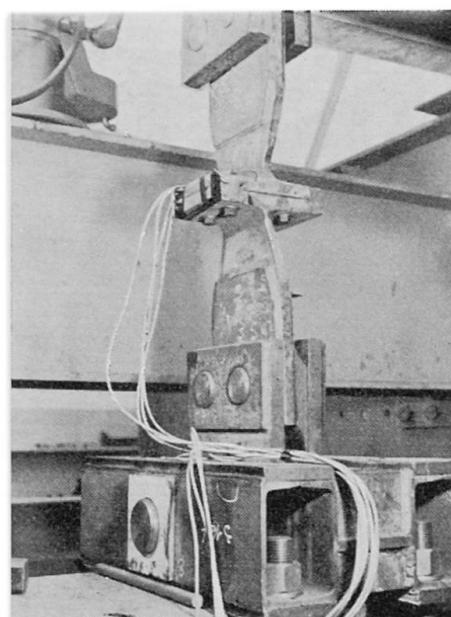


Photo 2. Essai assemblage de brides.

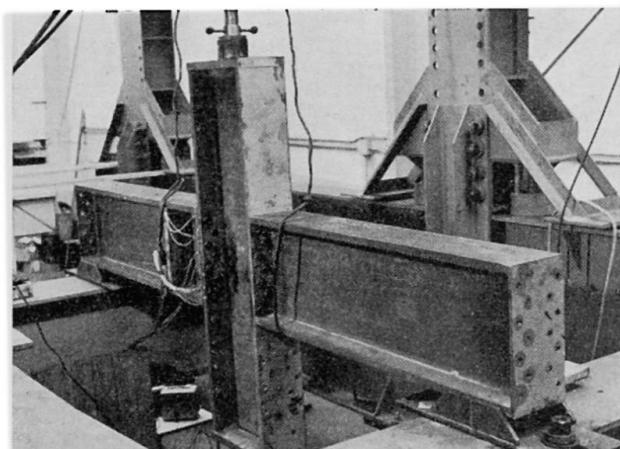


Photo 3. Essai assemblage de poutres sur poteau.

Les déplacements locaux avant glissement sont distribués symétriquement par rapport à l'axe transversal de l'assemblage (courbe en V).

Les ruptures ont eu lieu en section nette.

2. *Assemblages de brides:* efforts dirigés perpendiculairement au plan de joint (voir photo 2). On constate que les boulons s'allongent pour un effort inférieur à la précontrainte en raison de la déformation de la partie centrale de l'assemblage (effet de levier).
3. *Assemblages de poutres sur poteau:* conjugaison des deux cas précédents (voir photo 3).

a) Dans l'hypothèse de l'indéformabilité de l'assemblage, la fibre neutre est confondue avec la ligne médiane; c'est également valable lorsque l'effort appliqué est faible.

Le Moment M appliquéd et l'effort P dans le boulon le plus sollicité sont liés par la formule (voir fig. 5 a)

$$M = 2 P d N \frac{n+1}{6(n-1)}.$$

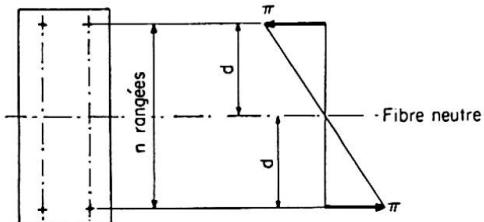


Fig. 5 a.

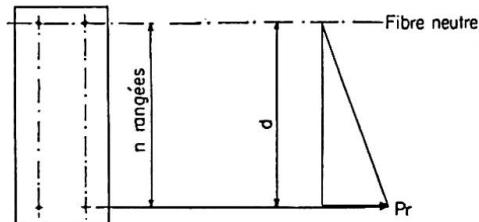


Fig. 5 b.

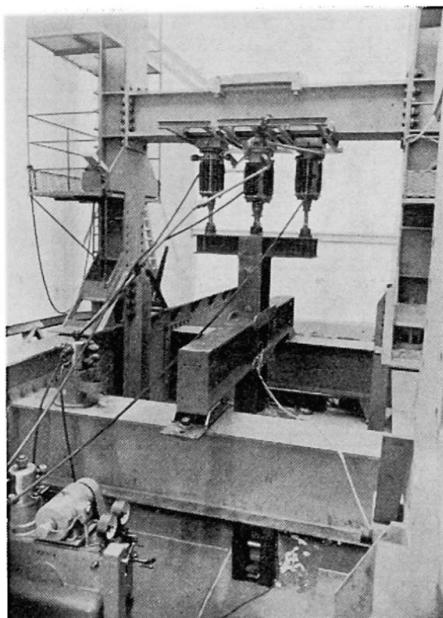


Photo 4. Essai assemblage mixte: boulons HR + barrettes d'encastrement soudées.

Lorsque l'effort appliqué croît, la fibre neutre se déplace diminuant la zone comprimée qui, à la limite, devient nulle.

Le Moment de rupture calculé dans cette hypothèse et vérifié par l'expérience peut être évalué à (voir fig. 5 b):

$$M_r = P_r d N \frac{2n-1}{6(n-1)}.$$

En outre, il a été mesuré l'évolution des contraintes dans les tiges des boulons et étudié les déformations dans le plan de joint.

- b) *Sollicitations ondulées — Essais de fatigue.* Application à l'assemblage d'un effort ondulé (10^5 cycles entre $0,3 M_r$ et $0,6 M_r$) pour étude de la surcharge dynamique des boulons.
- c) *Etude d'un assemblage mixte boulons HR et barrettes d'encastrement soudées* (voir photo 4). Les efforts dirigés perpendiculairement au plan de joint sont repris par les barrettes d'encastrement alors que les boulons HR s'opposent aux efforts dirigés parallèlement au plan de joint.

Conclusion

Les informations obtenues permettront de progresser dans la conception des assemblages et dans leur mise en œuvre.

Jusqu'à présent, la tenue de ceux qui ont été réalisés sur les ponts de la S.N.C.F. semble montrer la vulnérabilité plus grande de ceux qui comportent simultanément un assez grand nombre de pièces anciennes et nouvelles, où une part non négligeable de l'effort donné dans les boulons est consacrée à la mise en contact des pièces plus ou moins déformées préalablement.

Notations utilisées

I. Essais sur boulons

E seuil de plasticité.

C couple moteur de serrage.

$C_I = C'_I + C''_I$ moment de torsion résultant des actions de contact entre filets vis-écrou et assurant la précontrainte dans la vis.

C_{II} moment résultant des actions de contact entre l'écrou et son assise.

P précontrainte axiale dans la tige, assurant le serrage.

p pas de l'hélice.

r rayon pondéré des actions de contact entre l'écrou et la vis (très voisin du rayon à flanc de filet).

f coefficient de frottement des filets de l'écrou sur ceux de la vis.

f' coefficient de frottement entre l'écrou et la rondelle.

α angle de l'hélice.

β $\frac{1}{2}$ angle au sommet du filet.

$\varphi_1 = \text{arc tg} \frac{f}{\cos \beta}$.

p rayon pondéré des actions de contacts entre l'écrou et la rondelle.

σ_t contrainte axiale uniforme dans la tige.

τ contrainte due à la torsion dans la tige.

σ_{fx} et σ_{fy} contraintes de flexion dans deux plans diamétraux perpendiculaires.

II. Essais d'assemblages

- M* moment appliqué.
P effort dans le boulon le plus sollicité.
M_r, moment de rupture.
P_r charge de rupture dans le boulon le plus sollicité.
N nombre total de boulons.
n nombre de rangées de boulons.
d distance du boulon le plus sollicité à la fibre neutre.

Résumé

Il est rendu compte des principales applications ou recherches faites en France depuis 1955:

- réparation et renforcement d'ouvrages anciens,
- construction de bâtiments, en particulier hangars pour avions,
- construction de centrales thermiques.

Les résultats obtenus sur les ouvrages en service et surtout au cours d'un programme d'essais réalisés par Electricité de France sont précisés et commentés.

Zusammenfassung

In dieser Arbeit werden die hauptsächlichsten Anwendungen oder Untersuchungen beschrieben, die in Frankreich seit 1955 gemacht worden sind:

- Instandstellung und Verstärkung bestehender Bauwerke.
- Ausführung von Hochbauten, insbesondere von Flugzeughallen.
- Bau von thermischen Kraftwerken.

Im weitern werden die Erfahrungen, die an bestehenden Bauwerken gemacht wurden und vor allem im Rahmen eines Programms über Versuche, die von der Electricité de France ausgeführt wurden, beschrieben und kommentiert.

Summary

An account is given of the principal applications and researches made in France since 1955:

- repair and reinforcement of old structures,
- construction of buildings, particularly aircraft hangars,
- construction of thermal power stations.

The results obtained in service and particularly in the test programme undertaken by Electricité de France are given briefly with comments.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb6

L'emploi des boulons à haute résistance dans la construction métallique; leur comportement dans les conditions de sollicitations répétées

*Die Anwendung von HV-Schrauben im Stahlbau; ihr Verhalten bei
Schwellbeanspruchung*

*The Use of High-Strength Bolts in Steel Structures; Their Behavior Under
Repeated Loading*

LUIGI GOFFI

Dr Ing., Ecole Polytechnique de Turin

1. Généralités

Dans cette brève communication, l'auteur se propose de présenter les essais en cours à l'*Istituto di Costruzioni e Ponti* de l'Ecole Polytechnique de Turin, qui sont effectués parallèlement sur des assemblages métalliques réalisés avec des boulons HR et des boulons de caractéristiques normales¹⁾.

Les boulons HR (fabriqués par la Société LOBO de MILAN) sont de la catégorie 8 G et présentent les caractéristiques suivantes:

— diamètre	12 mm
— section résistante	80 mm ²
— résistance à la rupture	95 kg/mm ²
— limite élastique	64 kg/mm ²

Les boulons de caractéristiques normales essayés parallèlement sont de la catégorie As 44 et présentent les mêmes caractéristiques géométriques.

2. Essais statiques

Les essais statiques ont été effectués sur des assemblages soumis à la flexion pure.

L'assemblage a été monté sur le dispositif expérimental de la fig. 1 de façon à solidariser, à mi-portée, les deux moitiés d'une poutre métallique appuyée à ses extrémités.

La poutre a été chargée symétriquement, à l'aide de deux vérins, de façon à soumettre la partie médiane comprenant l'assemblage (fig. 2) à une flexion pure, provoquant dans les boulons des efforts normaux, de compression ou de traction.

¹⁾ Les essais ont été financés par le C.N.R. (Consiglio Nazionale delle Ricerche).

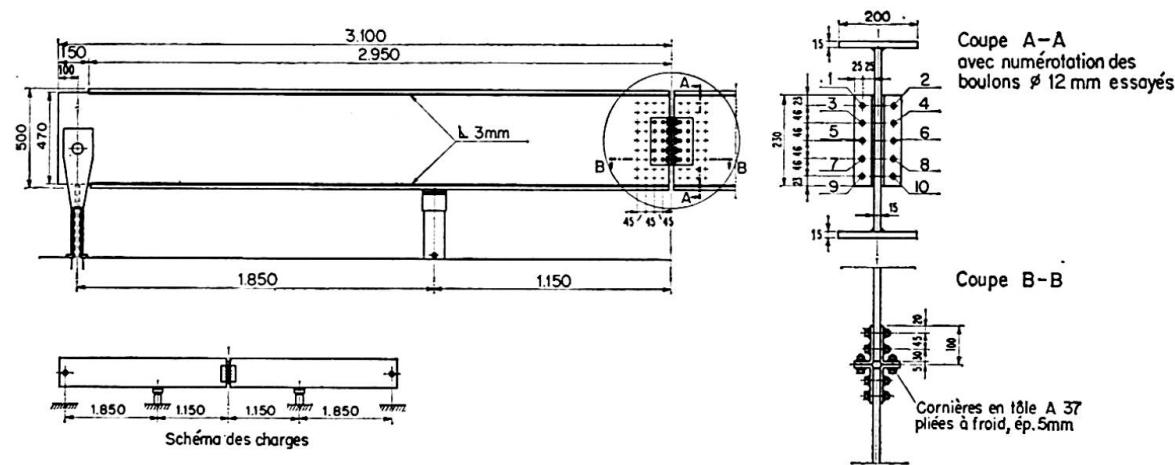


Fig. 1.

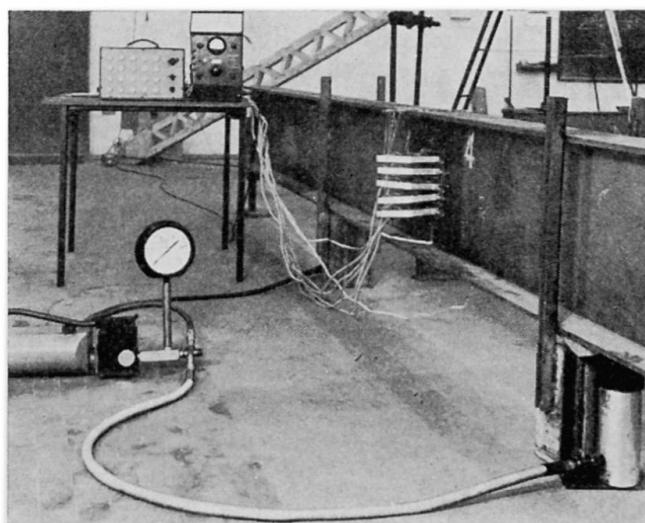


Fig. 2.

L'essai a été conduit parallèlement sur les deux types de boulons, dont le serrage préalable avait été effectué à l'aide d'une clé dynamométrique; ce serrage a développé, sur les boulons ordinaires, une contrainte de 1300 kg/cm^2 , sur les boulons HR une contrainte de 4400 kg/cm^2 ²⁾.

La répartition des contraintes dans les boulons de l'assemblage a été mesurée à l'aide du comparateur représenté à la fig. 3; ce dispositif, fixé par ses extrémités à celles de la tige du boulon, pouvait en évaluer l'allongement ou le raccourcissement dû aux contraintes.

Chaque appareil a été étalonné pour donner, en fonction des lectures des jauge ohmiques, les valeurs des déplacements correspondant aux points extrêmes du comparateur et, dans notre cas, la mesure de la variation de longueur de la tige du boulon.

²⁾ Pour les boulons HR, on a suivi les indications de la Société LOBO, en particulier pour le couple de serrage. Les boulons normaux et HR étaient munis des rondelles prévues pour les boulons HR (\varnothing intérieur 13 mm, \varnothing extérieur 27 mm, épaisseur 3 mm).

Pour établir la relation donnant la contrainte correspondante effective du boulon à partir de l'allongement mesuré, on utilise le même dispositif de charge (fig. 1 et 2), et on réalise l'assemblage avec seulement deux paires de boulons (fig. 4), une au haut et une au bas de l'attache, de façon à définir le bras de levier du moment fléchissant extérieur appliqué par les vérins³⁾.

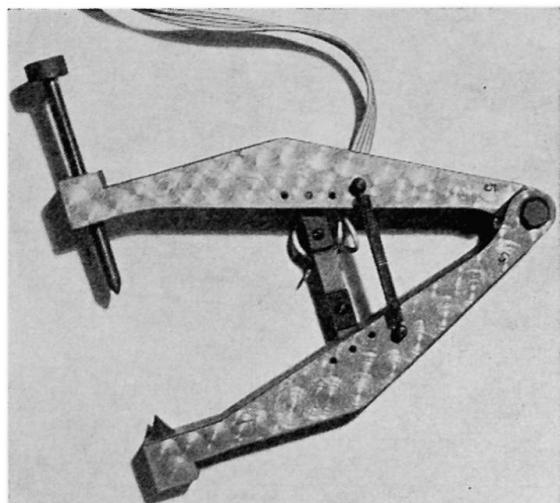


Fig. 3.

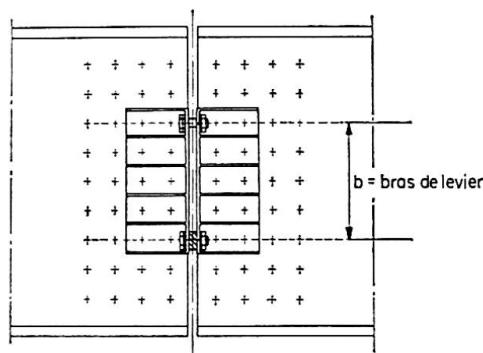


Fig. 4.

On peut ainsi établir une relation entre la valeur de l'effort appliquée et l'allongement du boulon en traction; il est alors possible, dans le domaine élastique, de déterminer la contrainte introduite dans chaque boulon à partir de la mesure de son allongement. Cette relation, dans le domaine élastique, est toujours valable, que le boulon soit précontraint ou simplement ajusté.

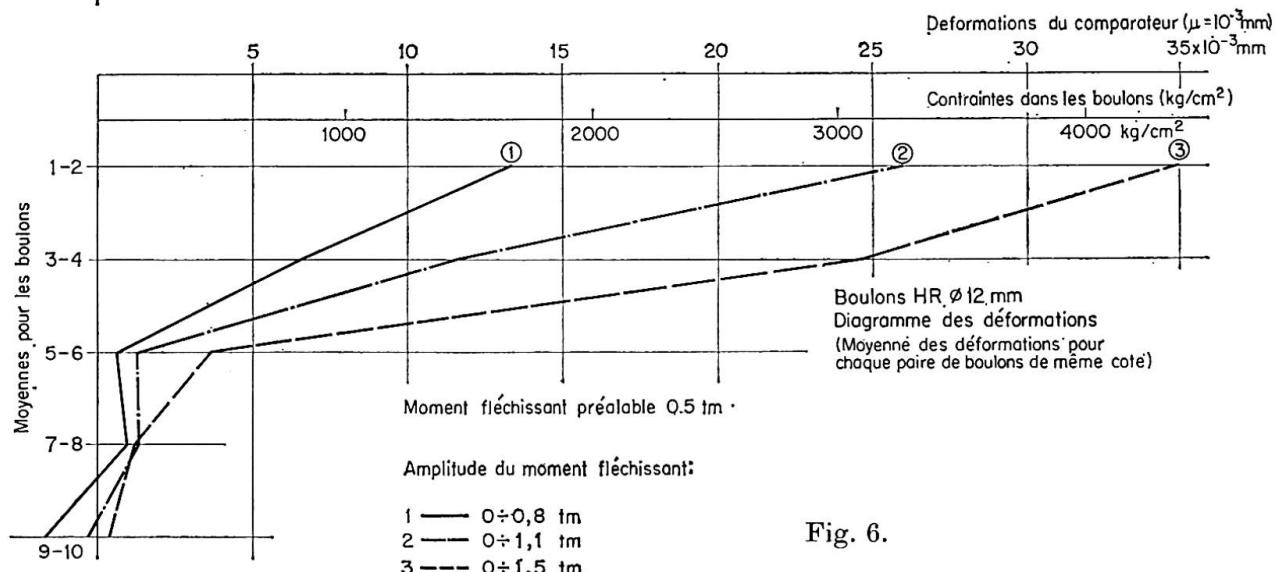
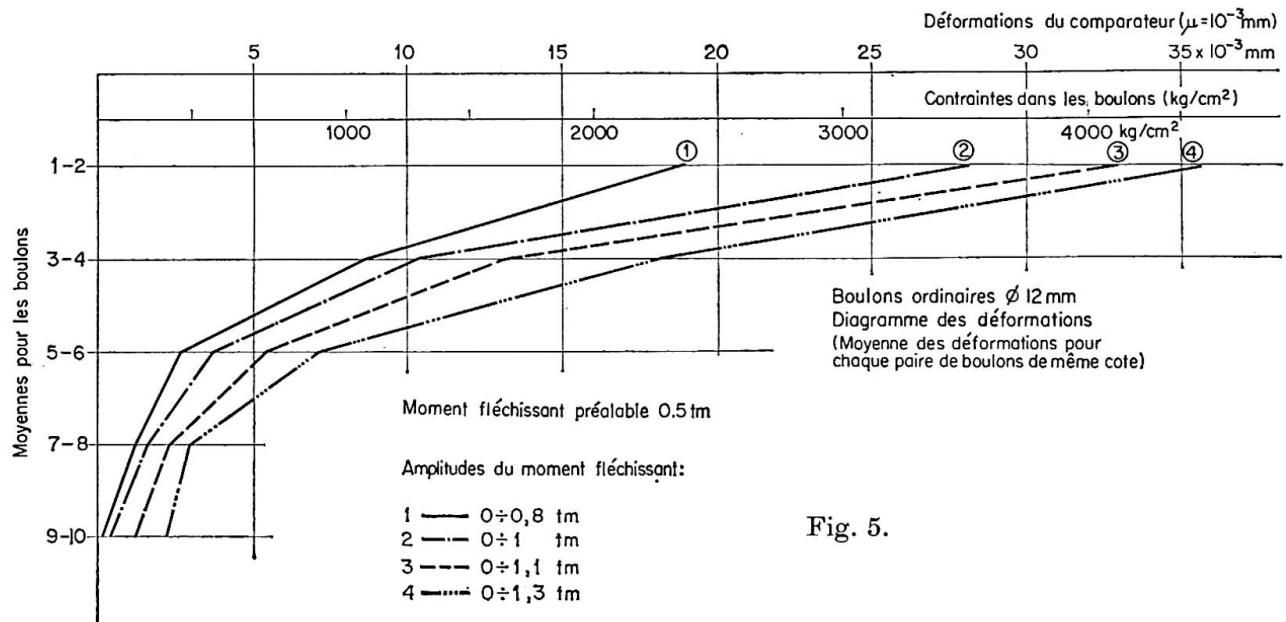
Les résultats des essais sont présentés aux figures 5 et 6 où l'on a tracé, pour les différents niveaux de charge, les diagrammes des allongements des boulons; pour la partie élastique de l'essai, on peut en déduire les diagrammes des contraintes; à cette fin, on a tracé, à côté de l'échelle des allongements, l'échelle des contraintes, qui sont proportionnelles aux allongements.

En étudiant les diagrammes, on pourra faire les remarques suivantes:

Les essais ont été conduits en appliquant préalablement une charge correspondant à un moment fléchissant de 0,5 tm de façon à équilibrer le moment dû au poids propre de la poutre dans sa section médiane au droit de l'assemblage.

On a alors effectué le serrage des boulons avec une clé dynamométrique, développant ainsi des contraintes de 1300 et 4400 kg/cm² pour les deux types de boulons.

³⁾ Cet essai d'étalonnage a été effectué en laissant un espace très réduit du côté tendu, de façon à éviter tout contact des cornières et à reprendre ainsi les efforts de traction par la seule section des boulons. A cause de cet espace (2 mm sur une longueur tendue d'environ 16 mm), l'étalonnage s'est fait sur des boulons dont la tige tendue était plus longue que celle des boulons serrés et précontraints. On a tenu compte de cette différence de longueur dans la relation d'étalonnage.



A la charge initiale on a superposé des moments fléchissants de valeur croissante, comme indiqué dans les fig. 5 et 6 où l'on a reporté, à l'échelle, les moyennes des allongements de chaque paire de boulons se trouvant à la même cote sur les deux parties de l'assemblage.

Les valeurs reportées sont les moyennes de plusieurs cycles de charge et de décharge de la poutre pour chaque amplitude de moment fléchissant considérée.

L'essai et les mesures des contraintes ont été poursuivis, dans les deux cas, jusqu'à ce que les cycles de charge et de décharge répétés ne donnent plus de déformations plastiques appréciables.

Les allongements (et, par conséquent, les contraintes) provoqués par les charges extérieures ne sont guère différents pour les deux types de boulons, bien que les efforts de précontrainte aient été fort différents dans les deux cas.

Il est d'autre part possible d'établir une comparaison entre les données expérimentales et les efforts calculés.

Le calcul peut être fait de la façon suivante: on considère l'assemblage soumis à un effort normal N (dû au serrage de la clé dynamométrique) avec différentes excentricités e (dues au moment fléchissant extérieur: $e = M/N$). La section de l'assemblage est réduite en ne considérant, dans la zone tendue, que les boulons, dont la présence est schématisée par une bande continue de section équivalente (fig. 7).

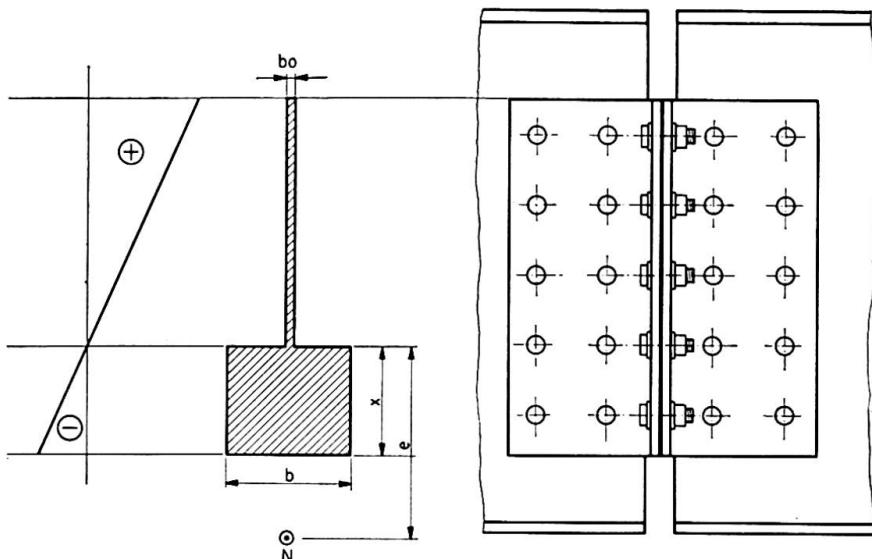


Fig. 7.

Le calcul, dont nous omettons le développement pour des raisons de brièveté, nous montre que, pour une attache réalisée avec des boulons HR et soumise à un moment extérieur de 1,5 tm, on aurait encore une faible excentricité par rapport à la précontrainte théorique obtenue par le serrage de la clé dynamométrique. Il en résulterait une section d'assemblage presque totalement comprimée, ce qui signifierait que les charges extérieures n'influent pas sur les contraintes dans les boulons.

Ceci est contredit par les résultats des essais, au cours desquels les boulons HR ont présenté des allongements considérables.

Les données expérimentales, en effet, s'expliquent mieux si l'on admet qu'il n'y a pas de précontrainte du tout, c'est-à-dire que seul le moment fléchissant a sollicité l'assemblage.

Une explication de ce phénomène pourrait être trouvée dans la souplesse de la tôle des cornières, souplesse qui provoquerait, dans la zone tendue, une réaction d'appui supplémentaire au bord extérieur de la cornière (vue en section horizontale).

L'influence des déformations des cornières d'assemblage aurait donc caché complètement l'effet de la précontrainte considérable des boulons HR.

Cette même raison pourrait expliquer les allongements que l'on remarque même pour les boulons de la zone comprimée de l'attache. Dans ce cas, les cornières d'assemblage sont également fléchies parce que les efforts de com-

pression sont transmis en dehors de la région du pli; cela entraînerait une mise en traction des boulons, à cause des considérables déformations des cornières.

Bien que les résultats des essais puissent être expliqués par les considérations exposées ci-dessus, il ne reste pas moins que, dans les conditions de l'essai, les contraintes supplémentaires dues aux charges extérieures sont peu différentes pour les deux types de boulons.

Ce résultat comparatif mérite peut-être d'être signalé, bien que sa validité soit limitée au domaine élastique des charges.

3. Essais sur des assemblages soumis à des sollicitations répétées

Le problème de la résistance à la fatigue des assemblages réalisés avec des boulons HR a déjà été étudié, en particulier pour ce qui concerne les assemblages courants.

Dans la plupart des cas, on n'a pas constaté de réduction sensible de la résistance à la suite d'essais dynamiques de longue durée. Cela se conçoit puisque les boulons n'étaient pratiquement pas cisaillés, les charges étant transmises par frottement entre les surfaces des tôles pressées l'une contre l'autre par les boulons eux-mêmes.

Dans les assemblages frontaux fléchis, au contraire, les efforts dynamiques provoquent des contraintes de traction ou de compression dans les boulons de l'assemblage, contraintes qui se superposent aux précontraintes de serrage.

Les charges répétées appliquées à l'assemblage introduisent donc des sollicitations de fatigue dans les boulons, déjà soumis à des efforts de traction très importants.

Mais le problème ne se pose pas seulement dans le sens d'un essai à la fatigue; il intervient aussi à l'égard des modifications possibles de l'état de précontrainte de l'assemblage à la suite d'un nombre élevé de cycles de charge—décharge, modifications qui pourraient se traduire par une variation de la répartition des contraintes dans l'assemblage ou une variation de la rigidité et donc de la période propre de la structure, etc.

En vue de mettre au point un programme d'essais de fatigue systématiques sur les boulons HR, nous avons effectué quelques essais préliminaires de mesure des contraintes dynamiques sur les boulons HR.

L'essai a été exécuté sur les mêmes assemblages et à l'aide du même dispositif que dans les essais statiques, avec les vérins d'un pulsateur AMSLER, capable d'appliquer une charge répétée allant jusqu'à 5 tonnes à la fréquence maximale de 800 alternances à la minute.

Le premier problème qui se pose est la connaissance de la valeur des contraintes que l'essai dynamique introduit dans les boulons, dans le domaine élastique, valeur qui dépend soit des charges dynamiques, soit des inerties du système constitué par les deux demi-poutres solidarisées par l'assemblage.

Nous avons alors mis au point le dispositif de la fig. 8, qui est constitué par

un anneau métallique fendu, comprimé par le boulon tendu et capable d'en mesurer l'effort à l'aide d'une jauge ohmique fixée, par l'intermédiaire d'une plaquette de celluloïd, aux deux extrémités de la coupure.

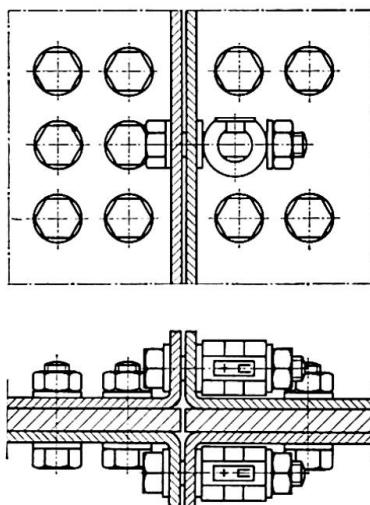


Fig. 8.

Le système de mesure se révèle très sensible, bien qu'il ne donne pas lieu à un accroissement appréciable de la souplesse de l'assemblage par comparaison avec celui réalisé par boulonnage direct des tôles. Le dispositif de la fig. 8 a été relié à un oscillograph Visicorder qui a effectué l'enregistrement des contraintes.

Nous présentons ici quelques données préliminaires sur ces essais: en particulier, les diagrammes enregistrés (fig. 9) relatifs aux boulons dans les positions 1, 2, 3, 4 au bord extrême supérieur de l'assemblage.

L'essai s'est déroulé de la façon suivante; on a appliqué, à l'aide de deux vérins dynamiques placés à 1 m de distance des appuis, une flexion préalable statique d'environ 0,8 tm, de façon à équilibrer, au droit de la section médiane de la poutre, le moment dû au poids propre (0,5 tm) et de disposer de surcroît d'une certaine marge initiale d'environ 0,3 tm.

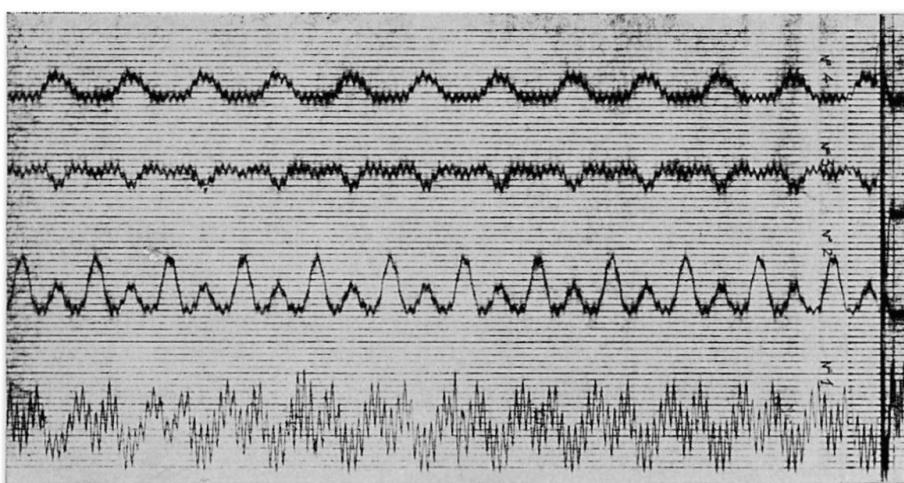


Fig. 9.

On a alors appliqué dynamiquement, par l'intermédiaire des vérins, une charge pulsatoire sinusoïdale comprise entre 0 et 0,5 t; si l'on néglige l'inertie du système, cette charge correspond, au droit de l'assemblage, à un moment fléchissant variant de 0 à 0,5 tm.

A la fig. 9 est présenté un enregistrement des contraintes dans les boulons en fonction des variations sinusoïdales de la charge pour une fréquence de 4 Hz. Ce même diagramme comporte en outre l'échelle d'étalonnage de chaque appareil.

Bibliographie

- H. BEER: «Einige Gesichtspunkte zur Anwendung hochfester, vorgespannter Schrauben.» 6e Congrès de l'AIPC, «Rapport Final», 1961.
- O. STEINHARDT: «Zur Anwendung von HV-Schrauben im Stahlbau.» 6e Congrès de l'AIPC, «Rapport Final», 1961.
- B. THÜRLIMANN: "Research on Large Compact Joints with High Strength Steel Bolts." 6e Congrès de l'AIPC, "Rapport Final", 1961.
- D. T. WRIGHT / E. M. LEWIS: "Fundamental Concepts, and the Development of Specifications for High-Tensile Bolted Joints." 6e Congrès de l'AIPC, «Publication Préliminaire», 1960.
- B. ALEMANY: «Les boulons à haute résistance et leur emploi dans la construction métallique.» «Construction» n° 12, décembre 1960.

Résumé

L'auteur présente les résultats d'essais en cours sur des assemblages réalisés avec des boulons HR, en comparaison avec des essais similaires entrepris sur des boulons de caractéristiques normales.

Leur comportement dans les conditions de sollicitations répétées est en outre étudié à l'aide d'un pulsateur et d'un oscilloscophe enregistreur.

Zusammenfassung

Es werden die ersten Ergebnisse einiger Versuche über HV-Schraubenverbindungen im Vergleich mit gleichartigen Versuchen an Anschlüssen mit normalen Schrauben dargestellt.

Das Verhalten der HV-Schrauben unter Schwellbeanspruchung wird mit einem Pulsator und einem Spannungsoszillograph untersucht.

Summary

The author describes the first results obtained in tests on high strength bolted connections, compared with results of identical tests with ordinary bolts.

The behavior of the bolts under repeated loading conditions is studied by means of a pulsator and a stress recording device.

II b 7

HV-Verbindungen. Überlegungen, Beobachtungen, Versuche

High Strength Bolted Joints. Thoughts, Observations, Tests

Assemblages HR. Réflexions, observations, essais

G. AURNHAMMER

Dipl.-Ing., Abteilungspräsident beim Bundesbahn-Zentralamt München

1. Problemstellung

Die Theorie der Reibungsverbindungen mittels hochfester, vorgespannter Schrauben, abgekürzt HV-Verbindungen genannt, ist denkbar einfach: Durch Vorspannen hochfester Schrauben werden die Berührungsflächen der zu verbindenden Teile mit bekannter Kraft P_v aufeinandergepreßt. Bei bekanntem Reibbeiwert μ dieser Berührungsflächen ergibt sich die Kraft N , die bei einschnittiger Verbindung durch Reibung längs dieser Berührungsflächen von dem einen auf den anderen Teil übertragen werden kann, zu $N = \mu P_v$.

Die praktische Anwendung dieser Theorie stellt einige Probleme. Denn die beiden als bekannt in die Rechnung eingeführten Größen sind in der Praxis nur annähernd bekannt und mit baustellenüblichen Mitteln nicht genauer bestimmbar, können aber stark streuen.

Die Größe des Reibbeiwerts μ läßt sich nur durch Belastung von Versuchskörpern bis zum Eintritt des Gleitens ermitteln. Dabei bleibt unsicher, wieweit die Werte μ im Versuchskörper und im Bauteil gleich groß sind. Rauhigkeitsmessungen mit einem einfachen, über die zur Berührung bestimmten Flächen gezogenen Gerät, oder Messungen des Winkels der schiefen Ebene, bei dem die aufeinander gelegten Teile zu gleiten beginnen, können nicht zum Erfolg führen; denn in Wirklichkeit handelt es sich bei HV-Verbindungen weniger um einen Reibungswiderstand, als um die Scherfestigkeit der ineinander verzahnten Oberflächenrauhigkeiten. Das ergibt sich einmal daraus, daß bei gleicher Aufrauhung Stähle höherer Festigkeit einen höheren μ -Wert aufweisen als Stähle geringerer Festigkeit. Es ergibt sich aber auch aus einer physikalischen Betrachtung: Der Eintritt des Gleitens nach Überwindung der ruhenden Reibung setzt voraus, daß sich die Teile voneinander abheben können, so daß die zunächst in Mulden des einen Teils hineinragenden Vorsprünge des anderen Teils über die nächste Kuppe hinweggehoben werden können. Bei HV-Verbindungen ist aber dieses Abheben nicht möglich.

Die zweite als bekannt in die Rechnung eingeführte Größe, die Anpreßkraft, ist in ihrer tatsächlichen Höhe noch schwerer zu bestimmen. Sie wird in der Praxis durch Ablesung oder Einstellung des Drehmoments an Drehmomenten-

schlüsseln oder durch Kraftanzeige an Schlagschraubern festgestellt. Dabei streut bereits die Anzeige der Anziehgeräte teilweise in weiteren Grenzen als die Richtlinien es fordern. Auch das gleiche Drehmoment erzeugt — je nach Reibwiderstand in den Gewinden und zwischen Mutter und Unterlagscheibe — eine oft in weiten Grenzen streuende Vorspannkraft in den Schrauben. Die Vorspannkraft in den Schrauben ist schließlich nicht gleich der Pressungskraft in den Berührungsflächen. Der Schluß von der Anzeige des Anziehgeräts auf die erzeugte, der Reibung dienende Pressungskraft ist also mit verschiedenartigen Unsicherheiten behaftet.

Solange man die in einer Verbindung mögliche größte Summe gleichgerichteter Ungenauigkeiten, also ungünstigenfalls Fehlbeträge, nicht sicher kennt, muß man einen verhältnismäßig hohen Sicherheitsbeiwert wählen, der alle Unsicherheiten überdeckt. Das heute herrschende Streben nach hoher Materialausnützung macht es daher nötig, sich über die Größe der praktisch auftretenden Ungenauigkeiten und über die Möglichkeiten zu ihrer Einschränkung möglichst weitgehend Klarheit zu verschaffen. Einen Beitrag zu diesem Ziel sollten die Untersuchungen liefern, über die im folgenden berichtet wird.

2. Der Einfluß der Oberflächenbehandlung auf die Größe des Reibbeiwerts

2.1 Flammstrahlen

Eigene Beobachtungen und gelegentliche Mitteilungen aus der Praxis boten Anhaltspunkte für die Befürchtung, daß die in der 1. Ausgabe der deutschen Richtlinien für HV-Verbindungen gleichwertig mit dem Sandstrahlen genannte Behandlung der Berührungsflächen durch Flammstrahlen nicht mit Sicherheit den in der Berechnung vorausgesetzten Reibbeiwert erreicht. Das Bundesbahnzentralamt München ließ daher in eigener Brückengewerkstätte einfache Prüfstücke aus St 37 aus gestoßenen, symmetrisch verlaschten Flachstäben ähnlich den in Bild 1 gezeigten Formen herstellen. Die Berührungsflächen wurden von zuverlässigen Brückenschlossern unter Aufsicht nach Vorschrift geflammstrahlt (Sauerstoffüberschuß 30%, Vorschub 1 m/min) und anschließend mit weicher Stahlbürste von losem Zunder und Rost befreit. Die insgesamt 20 Prüfkörper ergaben — ohne erkennbaren Unterschied zwischen den Probenformen — einen mittleren Reibbeiwert von $\mu = 0,38$ (statt $\mu \geq 0,45$) bei einer Streuung von etwa $\pm 10\%$.

Die Versuche bestätigen also, daß beim Flammstrahlen das Erreichen des vorausgesetzten Reibbeiwerts nicht gewährleistet ist.

Noch schwerer wiegt — was bei den weitgespannten Hauptträgern der Bahnsteighalle München-Hbf. eindrucksvoll beobachtet werden konnte —, daß der glatte Spiegel gesunder Walzhaut durch Flammstrahlen nicht entfernt wird, so daß in diesem Falle eine nennenswerte Aufrauhung überhaupt

nicht eintritt. An St 37 wurden dabei durch Rauhigkeitsmessung Reibbeiwerte um 0,3 festgestellt, während die μ -Werte der sandgestrahlten Flächen über 0,45 lagen.

2.2 Strahlen mit Strahlmitteln

Ein zuverlässiges Aufrauhen zur Erzielung des nötigen Reibbeiwerts konnte nur vom Strahlen mit Strahlmitteln (Sand, Stahlkies, Korund) erwartet werden. Mit diesem Verfahren wurden daher umfangreichere Versuche angestellt, deren Durchführung größtenteils dem Otto-Graf-Institut der Technischen Hochschule Stuttgart übertragen wurde.

2.2.1. Belastung mit und ohne Querschwingungen, schwellende Belastung, Einfluß der Form der Verbindung. Nach einigen Vorversuchen wurden je 22 Prüfstäbe der in Fig. 1 dargestellten Formen geprüft.

Die aus TU-St-37-Grobblechen gefertigten Stäbe waren mit Quarzsand der Körnung 2—3 mm unter 4—5 atü bei 45 cm Düsenabstand im Freistrahlverfahren gestraht worden. Die Versuche sollten den Einfluß der Schraubenanordnung (in Kraftrichtung und quer dazu), außerdem einen etwaigen Einfluß von Querschwingungen in der belasteten HV-Verbindung und von wiederholter Belastung ermitteln. Die Ergebnisse sind in der Tafel 1 zusammengefaßt. Die erzielten Reibbeiwerte liegen durchwegs über dem in den deutschen

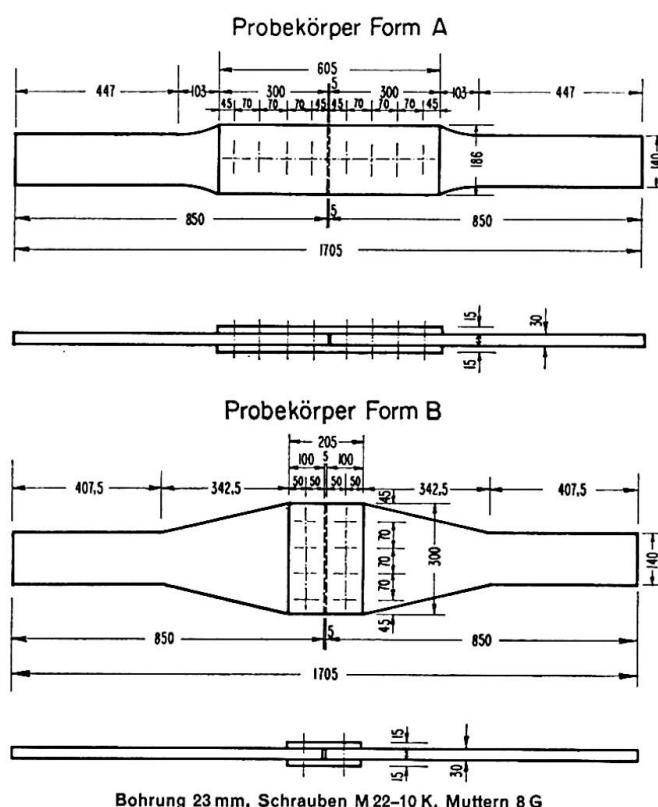


Fig. 1.

Richtlinien angegebenen Wert. Sie sind, wie auch bei allen anderen beschriebenen Versuchen, aus der gemessenen Gleitlast und aus der durch Dehnungsmessung und Eichung der Schrauben genau ermittelten Summe der in den Schrauben wirkenden Zugkräfte errechnet.

Zwischen den bei Längszug ohne Querschwingungen und mit Querschwingungen erzielten Reibbeiwerten besteht kein bemerkenswerter Unterschied, abgesehen von dem Versuch mit einem einzigen Prüfstab der Form A, der mehreren Millionen Querschwingungen bei gleichbleibendem Längszug unterworfen und dessen Belastung dann bis zum Eintritt des Gleitens gesteigert wurde. Dieses eine Ergebnis berechtigt jedoch noch nicht zu Folgerungen. Auch das wiederholte Aufbringen einer etwas unter der Gleitlast bleibenden Vorbelastung zeigte keinen erkennbaren Einfluß.

Klar erkennbar ist dagegen ein Unterschied der übertragbaren Reibungskraft bei den Probekörpern der beiden Formen A und B. In Tafel 1 ist dieser Unterschied in Reibbeiwerte μ umgerechnet. Tatsächlich kann es sich natürlich nicht um verschiedene Höhen der Reibbeiwerte handeln. Die mutmaßliche Ursache der Unterschiede zwischen den beiden Prüfkörpern wird unter Abschnitt 4 besprochen.

Tafel 1

Belastungsart	Probekörper		Errechnete Reibbeiwerte *)		
	Form	Anzahl	min μ	max μ	Mittelwert
Längszug ohne Querschwingungen	A	8	0,507	0,709	0,630
	B	8	0,458	0,608	0,527
Längszug mit gleichzeitig wirkenden Querschwingungen	A	7	0,617	0,696	0,664
	B	7	0,508	0,644	0,581
Längszug ohne Querschwingungen nach 50 Längszugbelastungen nahe der Gleitlast	A	3	0,649	0,680	0,661
	B	2	0,539	0,604	0,571
Längszug nach 50 Längszugbelastungen wie vorstehend, jedoch mit gleichzeitig wirkenden Querschwingungen	A	2	0,658	0,664	0,661
	B	3	0,611	0,635	0,624
Längszug mit mehreren Millionen Querschwingungen	A	1		0,458	
	B	1		0,503	

*) Aus Vorspannkraft und Gleitlast. Vorspannkraft im Schraubenschaft durch Dehnungsmessung und Eichung genau ermittelt.

2.2.2. Einfluß mehrmaligen Sandstrahlens. Die Reibbeiwerte wurden auch im Zusammenhang mit dem unter Abschnitt 4 behandelten Versuch an Stäben aus St 52 ermittelt. Der dort genannte Knotenpunkt mußte wegen Nacharbeiten nochmals sandgestrahlt werden. Das gleiche mußte daher mit den Prüfstäben geschehen, die zur Feststellung des zu erwartenden Reibbeiwerts dienen sollten. Das erste Strahlen war mit Quarzsand der Körnung 0,7—1,2 mm im Freistrahlverfahren geschehen. Zum Nachstrahlen mit einem Vacublastgerät wurde Stahlkies der Körnung 24 (0,75 mm) verwendet. Während bei dem ersten Strahlen der für St 52 geforderte Reibbeiwert von 0,60 gerade erreicht worden war, sank er beim zweiten Strahlen auf im Mittel 0,405 ab, bei Streuung von 0,382 bis 0,449. Die Versuche zeigten, daß auch bei der Oberflächenbehandlung durch Strahlen mit Strahlmitteln gewisse Voraussetzungen erfüllt sein müssen, um die vorgeschriebenen μ -Werte zu erreichen. Wiederholtes Strahlen kann leicht die erzielte Aufrauhung wieder zum Teil beseitigen. Auch die Korngröße und Art des Strahlguts ist zweifellos von Einfluß.

2.2.3. Einfluß der Korngröße des Strahlguts auf den Reibbeiwert. Die eben beschriebenen Ergebnisse führten zu Versuchen zur Ermittlung des Einflusses verschiedener Korngrößen beim Strahlen mit Quarzsand. Diese Versuche können erst ein Anfang in der Klärung aller der Einflüsse sein, die bei der Aufrauhung der Oberfläche verschiedener Stahlsorten eine Rolle spielen können. Die Vermutung liegt nahe, daß bei härteren Stählen anderes Strahlgut und vielleicht auch andere Korngrößen verwendet werden müssen als bei weicheren Stahlsorten, um den größtmöglichen μ -Wert zu erzielen. Für die Versuchsreihe zur Klärung des Einflusses verschiedener Korngrößen bei Quarzsand wurde St 37 verwendet. Es standen 50 Probestäbe zur Verfügung.

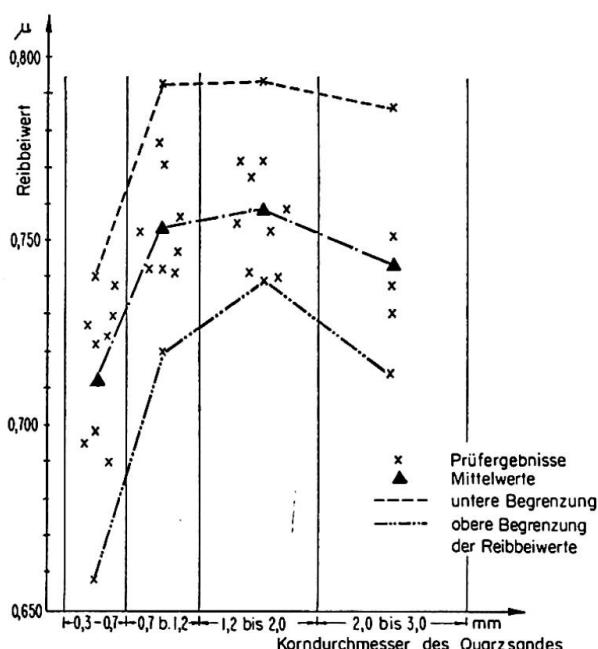


Fig. 2.

Durch Vorversuche wurde der günstigste Abstand der Strahldüse von der aufzurauhenden Oberfläche zu 25—30 cm ermittelt. Dann wurden mit viererlei Korngrößen je 3×10 und 1×5 Probestäbe metallisch blank gestrahlt. Die ermittelten μ -Werte sind in Fig. 2 zusammengestellt. Trotz der verhältnismäßig großen Streuungen zeigt sich unverkennbar, daß die Korngrößen über 0,7 mm feinerem Korn überlegen sind und daß bei Korndurchmessern 1,2 bis 2,0 mm optimale μ -Werte erreicht werden.

Es ist zweifellos notwendig, solche Versuche bei St 37 auch mit anderem Strahlgut und bei St 52 von Grund auf zu wiederholen.

2.3. Einfluß von Korrosionsschutzmaßnahmen auf den Reibbeiwert

Alle schon früher angewendeten Maßnahmen zum vorübergehenden Korrosionsschutz der aufgerauhten Flächen, wie das Aufkleben und Wiederabziehen von Klebefolien oder das Aufspritzen von Abziehlacken, bergen die Gefahr in sich, daß feinste Rückstände auf den Oberflächen bleiben und den Reibbeiwert herabsetzen.

Nach Beobachtungen, die in Abschnitt 7 beschrieben werden, trat der Wunsch auf, die Berührungsflächen durch bleibenden Korrosionsschutz vor Veränderungen zu schützen. Es wurden daher Versuche mit 4 spritzverzinkten, HV-verschraubten Prüfstäben aus St 37, bei einer Dicke der Zinkschicht von 0,020 bis 0,035 mm angestellt. Da vermutet wurde, daß im Gegensatz zu den Feststellungen an unbehandelten HV-verschraubten Verbindungen sich häufig wiederholende schwellende oder wechselnde Beanspruchung bei der Zinkzwischenschicht sich ungünstig auswirken würde, wurden die Prüfstäbe erst nach vorausgehender Wechselbeanspruchung durch eine Last, die sich als 40% der Gleitlast erwies, geprüft. Vorbelastet wurde 10^5 mal bei einer Frequenz von 25 Lastspielen/min. Der bei der anschließenden Prüfung erzielte Reibbeiwert errechnet sich zu im Mittel 0,40. Er bleibt damit zweifellos erheblich unter dem ohne Spritzverzinkung zu erwartenden Wert.

2.4. Reibbeiwert bei bestehenden Nietverbindungen

In der Brückenunterhaltung spielt der Ersatz für gelockerte Niete eine Rolle. Wenn der Ersatz durch HV-Schrauben möglich wäre, würde das Vorteile bringen. Zur Klärung dieser Frage wurden einige Versuche zur Bestimmung des Reibbeiwerts mit Zwischenanstrich versehener Proben durchgeführt, von denen vorher

- a) 7 Probestäbe handentrostet,
- b) 6 Probestäbe flammentrostet und
- c) 6 Probestäbe sandgestrahlt

waren. Vor dem Zusammenbau war der einmalige Zwischenanstrich (75% Eisenoxyd + 25% Zinkoxyd) gut durchgetrocknet.

Die aus der Gleitlast und den mittels Dehnungsmessung festgestellten Schraubenvorspannungen errechneten mittleren Reibbeiwerte ergaben sich

- bei a) zu $\mu_m = 0,18$ bei $\min \mu = 0,165$ und $\max \mu = 0,206$,
 bei b) zu $\mu_m = 0,24$ bei $\min \mu = 0,214$ und $\max \mu = 0,257$,
 und
 bei c) zu $\mu_m = 0,20$ bei $\min \mu = 0,187$ und $\max \mu = 0,226$.

3. Streuung der in den Schraubenbolzen tatsächlich erzielten Vorspannung

3.1. Bestimmung der Vorspannkraft aus der Längung der Schrauben

Um bei den verschiedenen erwähnten Versuchen die Vorspannkraft verlässig zu erfassen, wurden zahlreiche Schrauben in einer Zerreißmaschine mit genauer Kraftanzeige bei gleichzeitiger Messung der Längung der Schraube geeicht. Dabei zeigte sich, daß die Dehnungsmessung die in die Schraube eingebrachte Vorspannkraft meist mit $\pm 3\%$ Genauigkeit anzeigt. Vereinzelt kamen aber auch Streuungen bis $\pm 10\%$ und sogar etwas mehr vor. Wenn es auf Genauigkeit ankommt, muß also neben der Dehnung auch der genaue Schraubenquerschnitt gemessen werden.

3.2. Ablesegenauigkeit der Anziehgeräte

Die Genauigkeit der Momenten- bzw. Kraftanzeige der Anziehgeräte wurde meistens nicht isoliert festgestellt. Der Vergleich zwischen dieser Anzeige und der tatsächlich erzielten Vorspannkraft enthält auch die in den Abschnitten 3.3 und 3.4 besprochenen Einflüsse. Immerhin zeigen Vergleiche, die bei den verschiedenen Versuchen angestellt wurden, die Notwendigkeit, sich mit der Anzeigegenauigkeit der Anziehgeräte zu beschäftigen.

Ein Vergleich zweier Schlagschraubertypen hatte zum Beispiel ergeben, daß bei dem einen Typ die erzielte Vorspannkraft bei wiederholtem Ansetzen des Geräts gesteigert wurde, auch wenn die eingestellte Kraft schon erreicht oder überschritten war. Der Vergleich hat die Hersteller zu Verbesserungen angeregt.

Bei einem Versuch waren 40 Schrauben stufenweise vorgespannt worden, derart, daß jede Schraube zuerst mit einem Drehmomentschlüssel und weiter mit einem Schlagschrauber angezogen wurde. Während beim Anziehen mit dem Drehmomentschlüssel durchwegs Vorspannkräfte erreicht wurden, die weit über den aus dem eingestellten Anziehmoment errechneten lagen (bei Einstellung auf 25% der vollen Sollvorspannung im Mittel um 45% höher, bei Steigerung der Vorspannkraft abnehmend), wurden mit dem Schlagschrauber erheblich kleinere Vorspannkräfte erzielt als die am Gerät einge-

stellten (bei Einstellung auf 80% der vollen Sollvorspannung 34% zu wenig, bei Einstellung auf volle Sollvorspannung 18% zu wenig). Solche Unterschiede lassen sich ohne Streuung der Anzeige der Geräte kaum erklären.

An 2 Drehmomentschlüsseln, einem bei dem eingestellten Wert ausklinkenden und einem mit Ableseskala, wurde die Anzeigegenauigkeit durch einen besonderen Versuch isoliert festgestellt. Bei dem selbstausklinkenden Schlüssel für 120 m kp nahm die Anzeigegenauigkeit mit zunehmender Ausnützung seiner Leistungsfähigkeit zu. Bei Einstellungen auf 50 m kp und 60 m kp weichen die erreichten Drehmomente noch zwischen -17,6% und +13,2% von dem eingestellten Wert ab. Bei Einstellungen von 80 m kp bis 100 m kp wurden $\pm 6\%$ Streuung nicht mehr überschritten. Auch der Schlüssel mit Ableseskala (für Anziehmomente bis 70 m kp) zeigte die größten Fehler bei geringer Ausnützung (bis zu 15% Fehler). Zwischen voller Ausnützung und $1/3$ der vollen Ausnützung zeigt sich kein bemerkenswerter Unterschied mehr. Das erzielte Drehmoment ist stets kleiner als das abgelesene, und zwar um $\sim 5\%$ bis 8%.

3.3. Zustand der Schrauben

Von Schraubenherstellern war schon auf den Einfluß hingewiesen worden, den unterschiedliche Scharfkantigkeit und unterschiedliches Spiel der Gewinde auf das benötigte Drehmoment ausüben. Auf Baustellen konnte darüber hinaus der bedeutende Einfluß des Oberflächenzustands (Sauberkeit, Anlieferungszustand, leicht geölt) der sich gegeneinander bewegenden Flächen beobachtet werden.

Bei den Versuchen am Otto-Graf-Institut wurden solche Einflüsse gemessen. Als Mittelwerte aus 360 Dehnungsmessungen ergaben sich folgende Werte für das benötigte Anziehmoment:

bei Schrauben im Anlieferungszustand	120% des Sollwertes,
nach leichtem Ölen der Gewinde	91% des Sollwertes.

Geölte Schrauben mit leichten Gewindeschäden, hervorgerufen durch das Einfügen in Bohrlöcher mit mangelhafter Passung, erforderten 125% bis 136% des Sollanziehmoments.

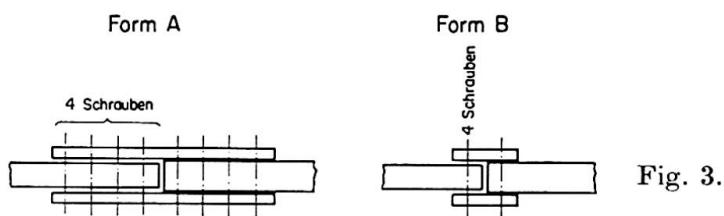
3.4. Einfluß der Anziehtechnik

Unterschiede in der erzielten Vorspannkraft können sich auch aus unterschiedlichem Vorgehen beim Anziehen ergeben. Insbesondere kann die Unterbrechung des Anziehens einer Schraube bei hoher, aber noch unter dem vollen Wert liegender Vorspannkraft dazu führen, daß bei nachfolgender Steigerung des Anziehmoments auf den vollen Sollwert keine Steigerung der Vorspannkraft mehr eintritt.

Besondere Versuchsreihen, die aussagen könnten, bis zu wieviel Prozent der vollen Vorspannkraft die Unterbrechung des Anziehens sicher unbedenklich bleibt, liegen nicht vor. Aus einem Versuch anderer Art, bei dem das Anziehen von 48 Schrauben je bei 60% ihrer Vorspannung unterbrochen wurde, ohne daß ein Einfluß dieses Vorgehens hätte beobachtet werden können, ist zu schließen, daß ein Unterbrechen bei dieser Grenze sicher ohne Nachteil ist.

4. Einfluß von Formungenauigkeiten auf die in den Reibflächen erzielte Pressung

Der unter 2.2.1 erwähnte Unterschied zwischen den Gleitlasten, die sich bei den Stabformen A und B ergaben, ist zweifellos nicht zufälliger Art und nicht durch unterschiedliche Reibbeiwerte bedingt. Bei der Form der Prüfstäbe B kann deren geringere Gleitlast auch nicht mit verringelter Mitwirkung der äußeren Schrauben erklärt werden. Dagegen müssen sich die praktisch immer vorhandenen Unterschiede in der Dicke und Ebenheit der gestoßenen Bleche in einem bei Stabform B größeren Verbrauch an Vorspannkraft für die Verformung der Laschen auswirken (siehe Fig. 3!).



Bei den zu den Versuchsreihen verwendeten Probestäben wurden die Dickenunterschiede der gestoßenen Teile gemessen. Der Versuch, aus dem Dickenunterschied unmittelbar eine Beziehung zu der erzielten Gleitlast herzustellen, gelang nicht. Es zeigte sich vielmehr, daß Verkrümmungen der Bleche sich stärker bemerkbar machten als die Dickenunterschiede. Aber auch solche Unebenheiten haben zur Folge, daß die nicht genau anliegenden Laschen auf einer Seite des Stoßes erst herangezogen werden müssen, was bei Form B wegen des kurzen Hebelarms aller 4 Schrauben und des größeren Trägheitsmoments der Laschen einen größeren Spannkraftverlust bedeutet.

Bei praktischen Verbindungen von Stahlbauteilen ist stets mit nicht genauer Passung zu rechnen. Außer Walztoleranzen und Unebenheiten der Oberfläche spielen dabei besonders Schweißverformungen und andere Fertigungsungenauigkeiten, bei manchen Verbindungen auch für Montage benötigte Spielräume, eine Rolle.

Anläßlich des Baues einer HV-verschraubten Fachwerk-Eisenbahnbrücke wurden an 2 Knotenpunktmodellen in natürlicher Größe (Fig. 4) Messungen durchgeführt, um Aufschluß über Größe und Änderung der Zwischenräume

Ausführung der Testschrauben
M 24-10K

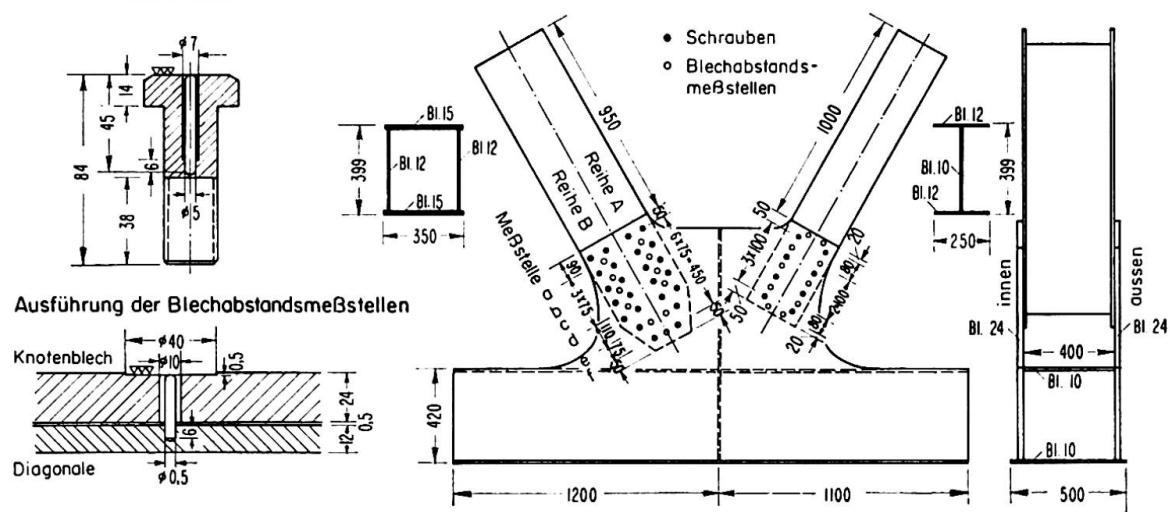


Fig. 4.

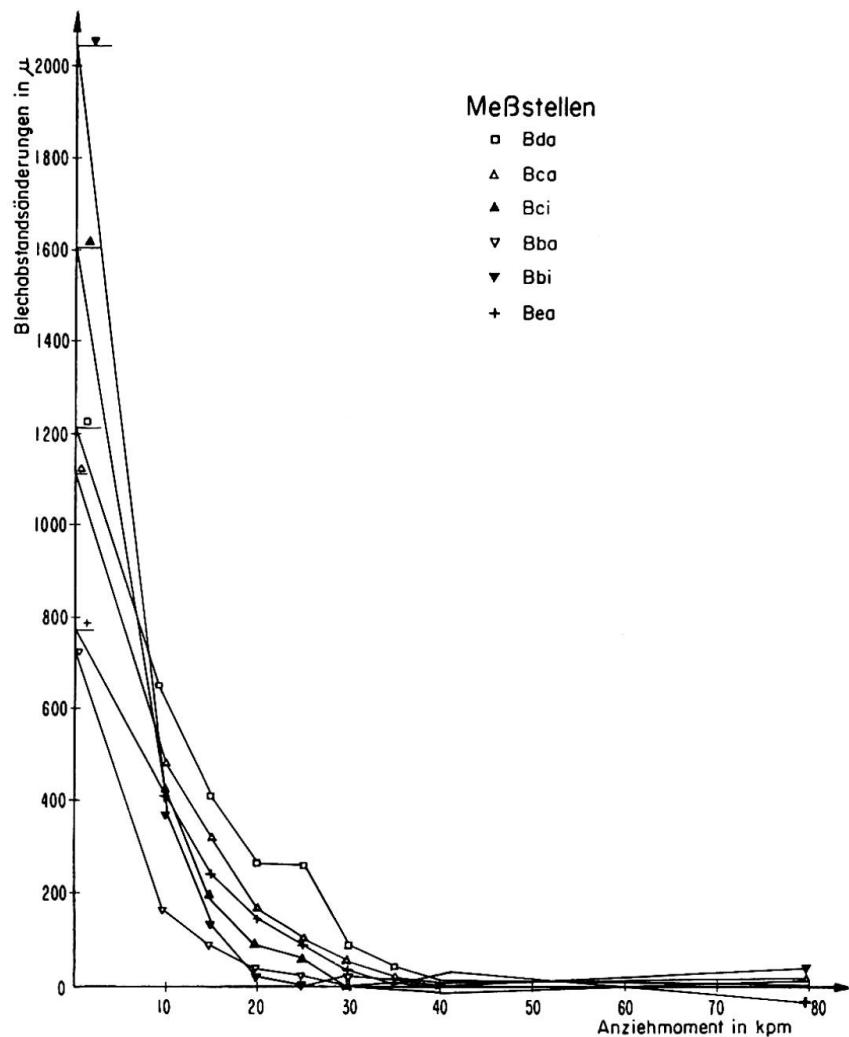


Fig. 5. Blechabstandsänderungen.

zwischen den Diagonalstäben und Knotenblechen im Verlauf des Anziehens der HV-Schrauben zu erhalten. Zur Abstandsmessung waren in den Knotenblechen seitlich der Schrauben feine Bohrungen angebracht. Die wesentlichen Ergebnisse der Abstandsmessungen an dem ersten Modell sind im vorstehenden Diagramm (Fig. 5) aufgezeichnet.

Der zunächst bei allen Blechabständen festzustellende geradlinige Steilabfall der Kurven zeigt den Bereich an, in dem Vorspannkraft verbraucht wurde, ohne daß eine Berührung der Berührflächen eintrat. Es handelt sich dabei um rund 12% der Sollvorspannkraft. Ein volles Anliegen an allen Stellen der Berührflächen wurde erst bei Vorspannkräften zwischen 30 und 50% der vollen Vorspannkraft erzielt. In diesem Bereich wird zweifellos schon Reibung erzeugt. Über deren Größe sagt die Messung nichts aus, so daß die Größe des Vorspannkraftverlustes aus diesen Abstandsmessungen nicht genau entnommen werden kann. Diesen Aufschluß sollten weitere Untersuchungen an einem gleichen zweiten Modell, die in Gemeinschaftsarbeit mit dem Otto-Graf-Institut vorgenommen wurden, liefern. Der Versuch, dieses Ziel durch gleiche Abstandsmessungen und durch Belastung des Knotens bis zum Eintritt des Gleitens sowie durch Vergleich mit gleichartig angefertigten Probestäben zu erreichen, gelang nicht, da sich bisher noch nicht aufgeklärte Nebeneinflüsse bemerkbar machten. Der Versuch lieferte aber eine Reihe wertvoller anderer Aufschlüsse.

In welchem Bereich die Reibflächen sich nach dem Aufbringen der vollen Vorspannung berührten, zeigen die nach Eintritt des Gleitens an Hand der

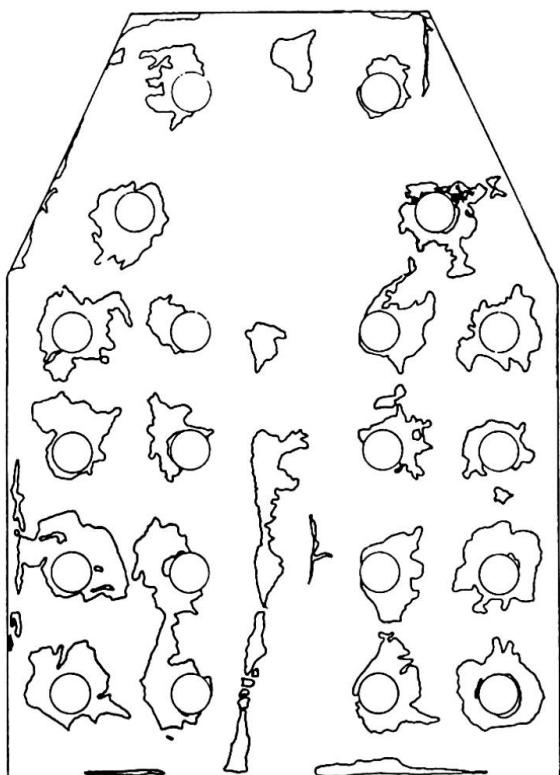


Fig. 6.

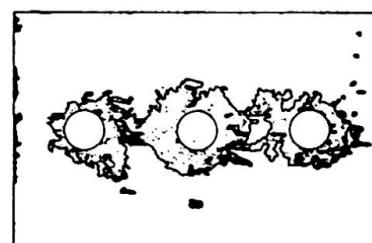


Fig. 7.

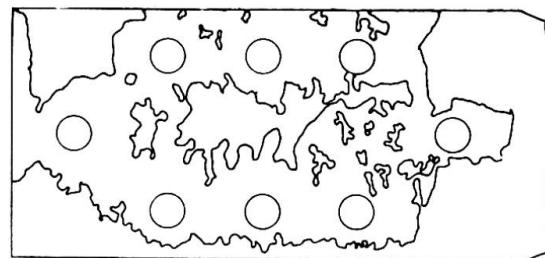


Fig. 8.

Gleitspuren gezeichneten Fig. 6 und 7. Tatsächlich waren die Ränder der sich berührenden Flächenabschnitte nicht so scharf abgegrenzt. Zum Vergleich zeigt Fig. 8 die gleiche Darstellung an einem der spritzverzinkten Versuchsstäbe.

5. Verlauf des Kraftübergangs in Stößen und Anschlüssen

Aus Gründen der Proportionalität von Spannungen und Dehnungen sind bei längeren Stößen und Anschlüssen kleine gegenseitige Verschiebungen der aneinandergepreßten Teile an den Enden der Kraftübergangsstrecke unvermeidlich.

Um über den Verlauf des Kraftübergangs und der Spannungsverteilung Aufschluß zu erhalten, wurden die Dehnungen zwischen den Schraubenquerrreihen HV-verschraubter und belasteter Bauteile gemessen; die damit errechneten Spannungen ergeben ein klares Bild des Kraftübergangs. Für einen Knotenpunkt einer Fachwerkbrücke ist dies in den Fig. 9 und 10 dargestellt. Den Verlauf des Kraftüberganges an 2schnittigen Laschenverbindungen bei verschiedenen Laststufen lässt Fig. 11 aus den Verschiebungen erkennen.

Die gegenseitigen Verschiebungen von Laschen- und Stabquerschnitten sind Gesamtverschiebungen infolge reversibler, elastischer Dehnungen und

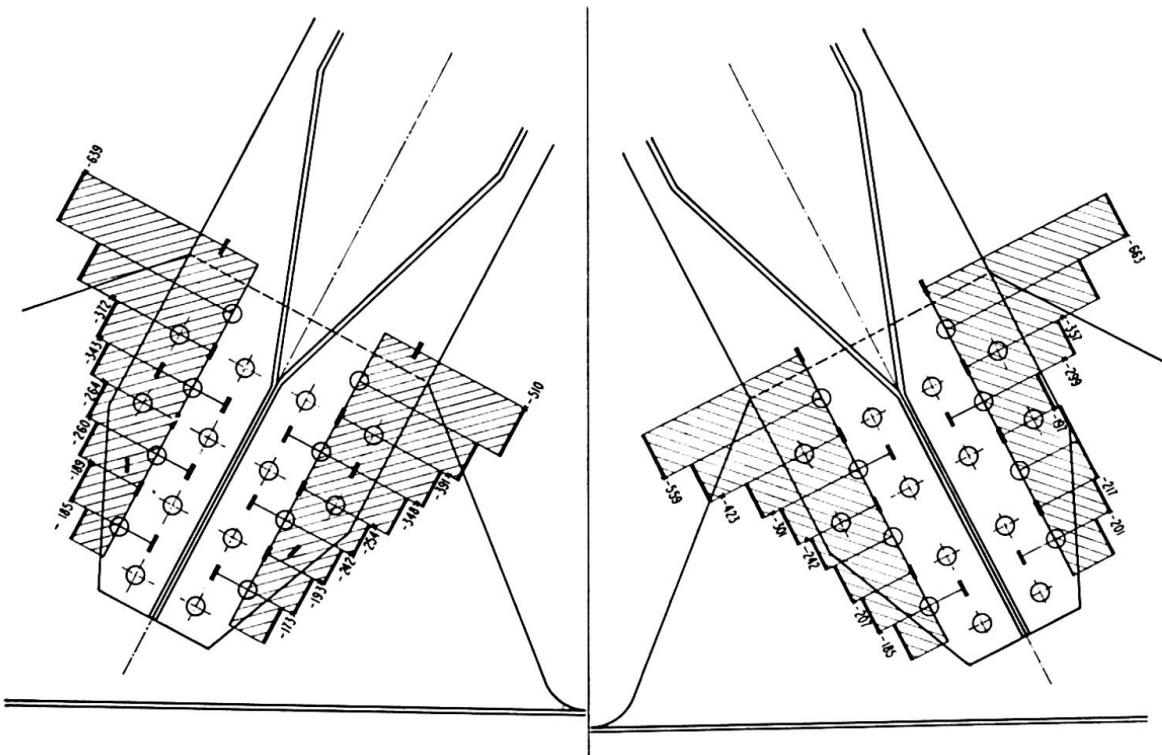


Fig. 9.

Fig. 10.

× Mittelwerte aus 5 Belastungen (ohne 1. Belastung) aufgetragen von einer Nulllinie aus.
— Dehnmeßstreifen.

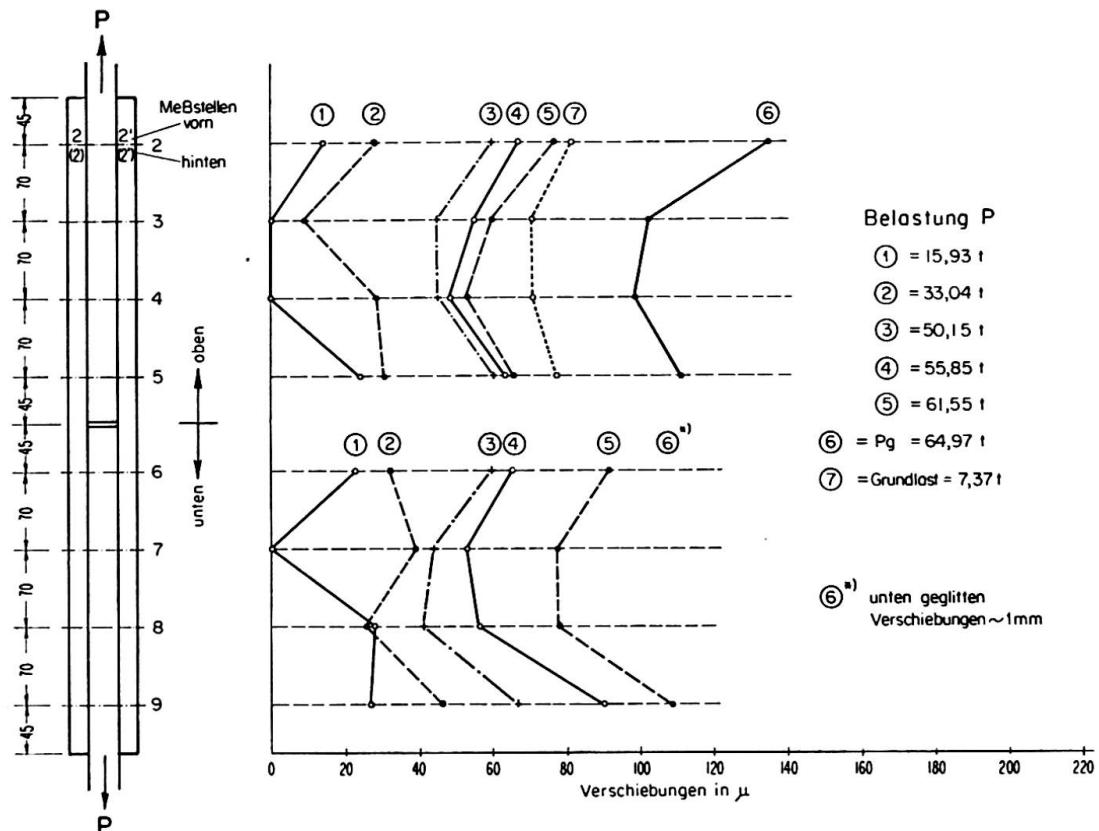


Fig. 11.

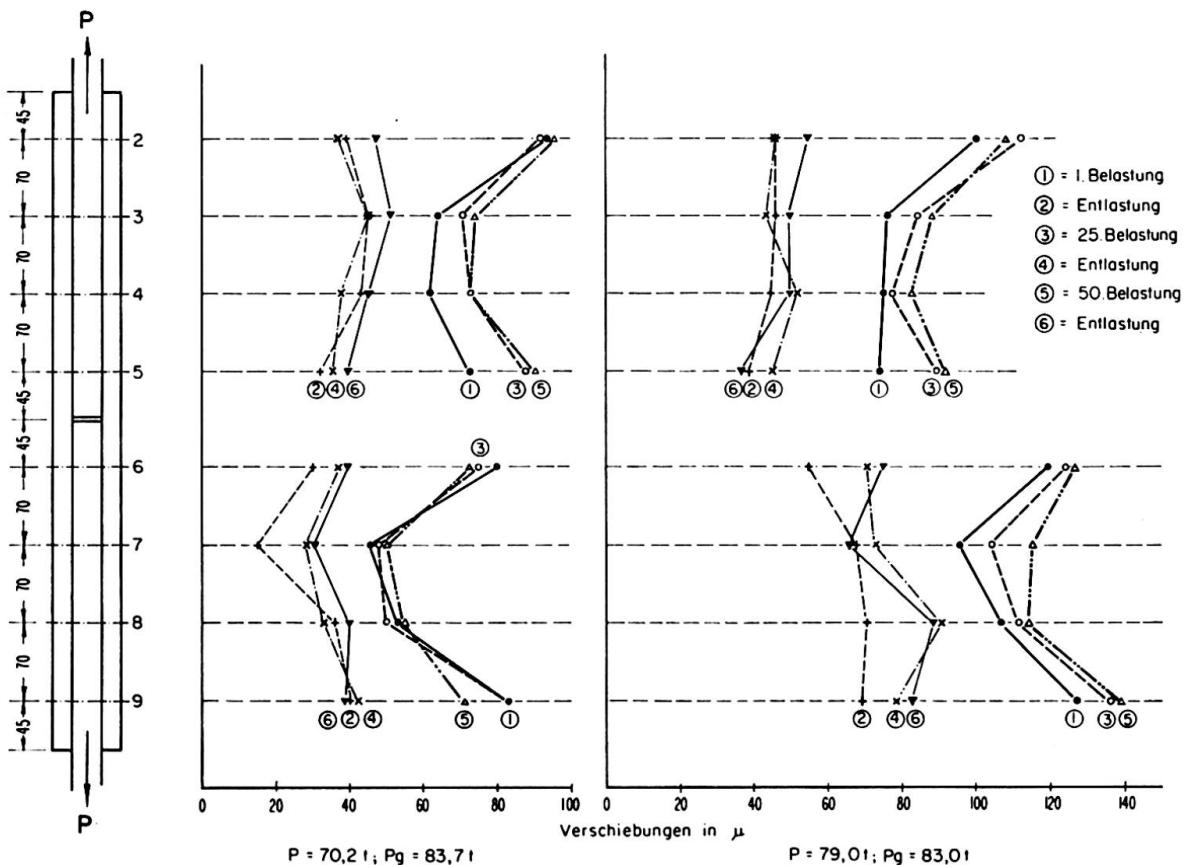


Fig. 12.

bleibender gegenseitiger Verschiebungen. Zum Nachweis der bleibenden Verschiebungen wurden an mehreren 2-schnittigen Laschenverbindungen jeweils nach der 1., 25. und 50. Belastung die Gesamtverschiebungen unter der Last und nach jeweiliger Entlastung die bleibende Verschiebung gemessen. Fig. 12 zeigt die Verschiebungen der Zugstäbe gegenüber den Decklaschen in den Nettoquerschnitten von 2 Laschenverbindungen.

Auch an dem oben erwähnten Versuchsknotenpunkt wurden die gegenseitigen Verschiebungen zwischen Knotenblech und Diagonalstab gemessen. Sie sind in Fig. 13 dargestellt.

Das Bild lässt sogar die nach Entlastung gemessene Stauchung des Knotenblechs infolge bleibender Verschiebungen erkennen.

In Fig. 14 sind die Ergebnisse von Messungen bleibender und elastischer Verschiebungen an Diagonalen einer Talbrücke unter Verkehrslast dargestellt. Die Verschiebungen erfolgten unter Stabspannungen, die etwa einem Drittel der zulässigen Spannungen entsprechen.

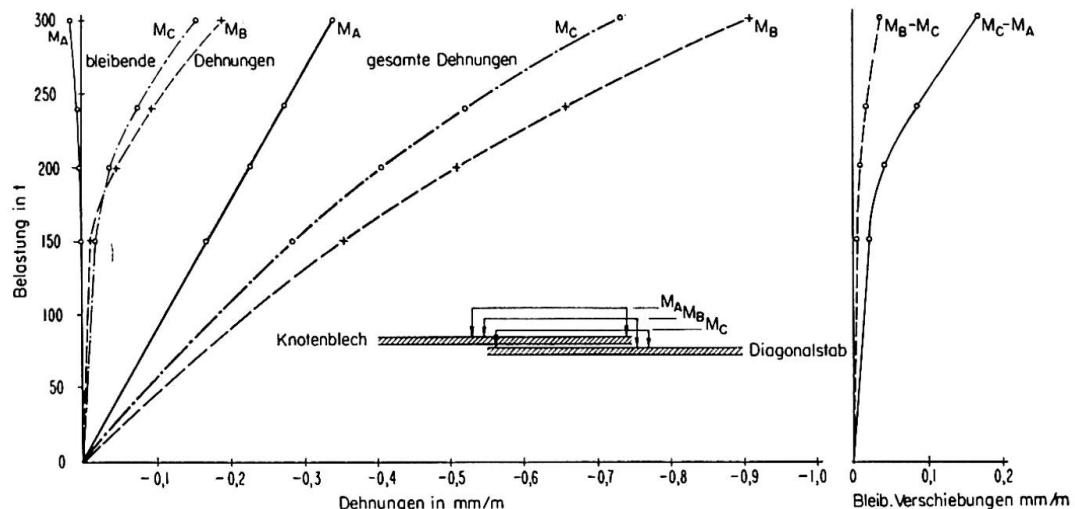


Fig. 13. Ergebnisse der Dehnungsmessungen mit einem 50-cm-Setzdehnungsmesser.

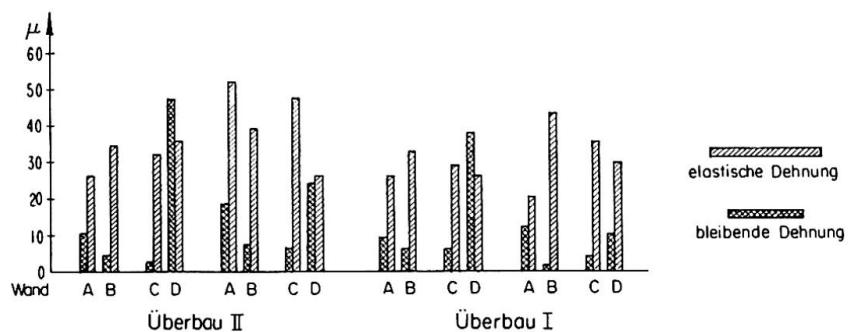


Fig. 14.

6. Kriechverhalten von HV-Verbindungen

In hochfesten Schraubenverbindungen zweier Fachwerk-Eisenbahnbrücken wurden über 2 Jahre hin seit ihrer Inbetriebnahme die Längenänderungen besonderer Meßschrauben (mit eingesetztem, spannungsfreiem Stift) beobachtet. Es konnte festgestellt werden, daß in 2 Jahren ein Längungsabfall von rund 10% eintrat, wovon im ersten Vierteljahr bereits 7% erreicht waren. Er scheint demnach zum Stillstand zu gelangen (Fig. 15 und 16).

Dieser Vorspannungsabfall kann durch Nachspannen großenteils beseitigt werden.

Der größte Teil des beobachteten Längungsabfalls dürfte auf plastische Verformung in den schmalen Berührungsflächen zwischen Unterlagsscheiben und Schraubenmuttern bzw. Schraubenkopf zurückzuführen sein, da es sich um HV-Schrauben aus der Produktion früherer Jahre handelt. Durch neuerdings hergestellte Schrauben verbesserter Form dürfte dieser Längungs- und Vorspannungsabfall verringert sein.

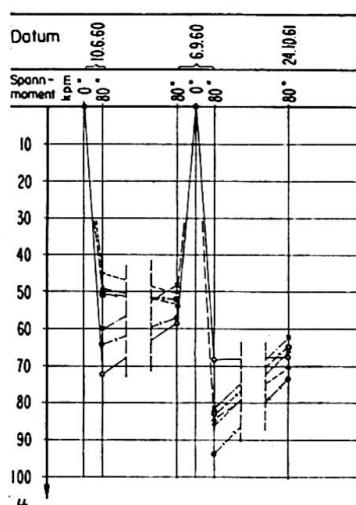


Fig. 15. Längenänderungen von 6 HV-Schrauben M 24—10 K eines Knotenpunktes der Kinzigbrücke.

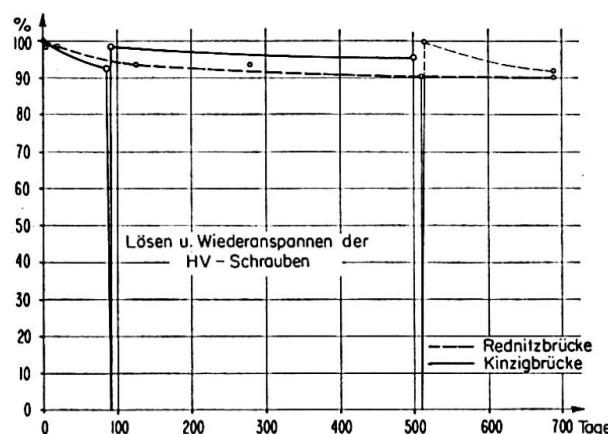


Fig. 16. Prozentualer Abfall der gemessenen Schraubenlängungen.

7. Korrosionsverhalten

Das Zusammenpressen der verbundenen Teile durch Schraubenvorspannung genügt nicht, um bei ungeschützten oder nicht genügend geschützten Berührungsflächen den Zutritt von Wasser oder gar feuchter Luft zu verhindern. Die Fig. 6 und 7 machen das besonders glaubwürdig.

An HV-verschraubten Eisenbahnbrücken wurde auch zum Teil Rostbildung in den Berührungsflächen und in den Schraubenlöchern festgestellt. In welchen Grenzen sich durch Korrosion der Reibbeiwert und damit die Gleitkraft der Verbindung ändern kann, ist noch nicht genügend untersucht. In einzelnen Fällen wurde ein Absinken des ursprünglichen Reibbeiwerts um etwa 15% festgestellt.

Einer besonders guten Abdichtung der Ränder der Berührungsflächen, die auch die oben beschriebenen geringen elastischen Verschiebungen mitmachen kann ohne zu reißen, kommt daher große Bedeutung zu.

Zusammenfassung

Es werden Auszüge aus den Ergebnissen umfangreicher Versuche, deren Programm sich aus Überlegungen und Beobachtungen über die Wirkungsweise von HV-Verbindungen ergab, mitgeteilt. Sie sollen einen Beitrag zur Beherrschung störender Einflüsse liefern.

Summary

The author presents results from an extensive test programme based upon considerations and observations on the mode of action of high strength bolted connections, as a means of control of unfavourable conditions. The subjects treated are: effect upon the friction coefficient of the means of surface preparation; divergent values of the induced bolt tension; the influence of form irregularities on the compression in contact surfaces; transfer of force in joints; effect of creep and corrosion.

Résumé

L'auteur présente quelques résultats d'un vaste programme d'essais, basé sur des réflexions et des observations relatives au mode d'action des assemblages HR. On saura ainsi mieux maîtriser certaines influences défavorables. Les sujets traités sont: influence du mode de préparation des surfaces sur la valeur du coefficient de friction; dispersion des valeurs effectives de la pré-contrainte dans les boulons; influence des irrégularités de forme sur le serrage des surfaces en contact; distribution des efforts dans les assemblages; comportement au fluage et à la corrosion des attaches HR.

II c 1

Neuere Schweißverfahren für den Hoch- und Brückenbau

New Welding Processes for Steelwork in Buildings and Bridges

Procédés de soudage nouveaux pour les ponts et charpentes

FRANZ FALTUS

Prof. Dr. Ing, Praha

Im Stahlhoch- und Brückenbau herrscht noch die Anwendung der Handschweißung mit ummantelten Elektroden vor. Meist werden kalkbasische Elektroden verwendet; zur Erzielung höherer Schweißgeschwindigkeiten kommen für Nähte in Wannenlage oft Elektroden mit Eisenpulver in der Umhüllung in Frage. Die automatische Unterpulverschweißung, also die Lichtbogenschweißung mit Blankdraht im Schutze eines Schweißpulvers hat nur bei der Fertigung langer Nähte Eingang gefunden, z. B. für das Schweißen der Halsnähte von Vollwandträgern. Die größeren Zurichtzeiten und die besonderen Anforderungen an die Genauigkeit der Nahtvorbereitung heben bei kurzen Nähten und bei Einzelfertigung den Vorteil der größeren Schweißgeschwindigkeit ganz oder zum großen Teil wieder auf, so daß nur der Vorteil der Unabhängigkeit von der Geschicklichkeit der Schweißer übrig bleibt. Der großen Schweißgeschwindigkeit zufolge sind bei der UP-Schweißung die Verformungen wesentlich geringer als bei der Handschweißung. Die Anforderungen an die Schweißeignung des Grundwerkstoffes sind jedoch strenger als bei der Handschweißung. Das Schweißgut selbst besteht des hohen Einbrandes wegen bis zu $\frac{2}{3}$ aus aufgeschmolzenem Grundmaterial. Die wärmebeeinflußte Zone reicht weiter wie bei der Handschweißung. Es wird deshalb Mehrlagenschweißung angewendet, auch wenn die Schweißung in einer Lage z. B. bei Blechen bis 50 mm Dicke technisch durchführbar ist. Als Nachteil der UP-Schweißung ist noch zu buchen, daß wegen des dünnflüssigen Schweißbades die Schweißung nur in horizontaler Lage möglich ist.

Die schon vor dem Kriege bekannte automatische UP-Schweißung hat eine wesentliche Erweiterung mit der Einführung der Schweißung mit dünnen (1—2 mm), hochstrombelasteten (100—200 A/mm²) Elektroden erfahren, da hierdurch die Abschmelzleistung wesentlich gesteigert werden konnte. Es wurde die halbautomatische Unterpulverschweißung mit von Hand geführtem Elektrodenhalter und automatischem Elektrodenvorschub und selbsttätiger Regelung der Lichtbogenlänge entwickelt. Die halbautomatische UP-Schweißung hat im Stahlbau wenig Anklang gefunden, da es meist schwierig ist, ohne Führung den Schweißkanten zu folgen, welche durch das Schweißpulver der Sicht des Schweißers entzogen sind.

In den letzten Jahren wurde eine große Zahl neuer Schweißverfahren in die Praxis eingeführt. Es lohnt sich, kurz zu untersuchen, welche von ihnen auch im Arbeitsgebiet des Stahlbaues ausgedehntere Anwendung finden könnten. Wir beschränken uns hiebei auf die Schmelzschweißung.

Von unseren Betrachtungen können wir vorweg diejenigen Verfahren ausschließen, welche, wie z. B. die Elektrodenstrahlschweißung und die Plasmaschweißung für Sonderzwecke entwickelt wurden und für den Stahlbau nicht in Frage kommen¹⁾. Sehr aussichtsreich und wichtig für den Stahlbau scheint die Entwicklung der Schutzgasschweißung zu werden, und zwar die Schweißung mit abschmelzender Elektrode und Kohlendioxyd als Schutzgas. Bei der Schutzgasschweißung mit abschmelzender Metallelektrode (MIG = Metal Inert Gas Welding) brennt der Lichtbogen zwischen Werkstück und einer Metallelektrode, die meist mit konstanter, jedoch regelbarer Geschwindigkeit dem Lichtbogen zugeführt wird und dort abschmilzt (Fig. 1). Dem Mundstück entströmt gleichzeitig das Schutzgas, das Lichtbogen und Schmelzbad umgibt. Die Art des Schutzgases bestimmt wesentlich die Vorgänge im Lichtbogen, den Metallübergang und die Metallurgie der Schweißung. Ursprünglich wurde die Schutzgasschweißung mit teureren inerten Gasen wie Argon oder gar Helium betrieben, und zwar zur Schweißung von Leichtmetallen usw. Es zeigte sich, daß man auch mit billigeren Mischgasen, bei Stahl auch mit reinem CO₂-Gas erfolgreich arbeiten kann. (Die Schweißung von Stahl mit Argon stößt übrigens auf Schwierigkeiten.) Es mußten jedoch zunächst die spezifischen Eigenschaften des Lichtbogens und des Metallüberganges im reinen CO₂-Gas erkannt werden. Das Gas schützt den Lichtbogen und das hocherhitzte Metall vor Luftpzutritt, erhöht die Lichtbogenspannung und sichert dadurch eine

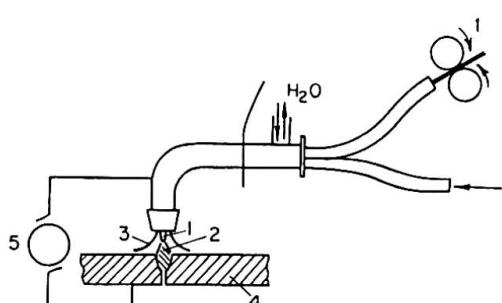


Fig. 1.

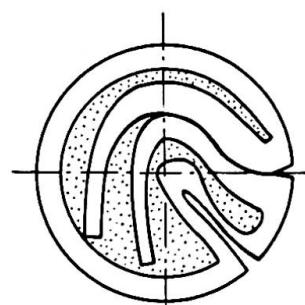


Fig. 2.

¹⁾ Das Plasmaschneiden kann jedoch in naher Zukunft in unser Arbeitsgebiet Eingang finden. Als Plasmastrahl bezeichnet man einen enggebündelten Strahl eines im Lichtbogen hocherhitzten, dissozierten und hochionisierten Gases, das mit großer Geschwindigkeit dem Mundstück des Brenners entströmt. Der Strahl schmilzt jedes Metall und fegt es aus der Schneidefuge. Plasmaschneiden kommt vor allem für Metalle die mit Sauerstoff nicht geschnitten werden können in Betracht. Der großen Schnittgeschwindigkeit wegen kann es sich jedoch etwa bis 50 mm Dicke auch für Stahl als wirtschaftlich erweisen.

große Abschmelzleistung und einen tiefen Einbrand. Das Kohlensäuregas dissoziiert in CO und O₂, wirkt oxydierend, verursacht einen Abbrand gewisser Legierungselemente, hauptsächlich Mn und Si. Die Folge sind Poreneinschlüsse im Schweißgut, der unruhige Lichtbogen verursacht hohe Spritzverluste usw. Diesen Schwierigkeiten ist man mit der Verwendung von Mischgasen und später mit Sonderelektronen mit erhöhtem Mn- und Si-Gehalt Herr geworden oder auch mit besonderen Zusätzen, die in den Lichtbogen mit Falzdrähten (Fig. 2) oder als magnetisches, an der Elektrode anhaftendes Schweißpulver eingeführt werden. Die Spritzverluste werden auch durch eine entsprechende Wahl der Charakteristik des Stromerzeugers und der Schweißstromkennziffern, Drahtvorschubgeschwindigkeit usw. niedrig gehalten. Es bestehen neben-einander verschiedene Schweißtechnologien. Die Entwicklung ist noch nicht abgeschlossen, doch beherrscht man heute die Schweißung von Stahl 37 und 52 ziemlich vollkommen und erhält porenfreie, wasserstoffarme, hochkerbschlagfeste Schweißverbindungen mit dem Grundwerkstoff entsprechenden mechanischen Eigenschaften. Das Verfahren ist gleichermaßen für vollautomatische wie für halbautomatische Schweißung geeignet. Für die letztere werden Drähte von 1—2 mm verwendet.

Die Vorteile der CO₂-Schweißung sind: große Schweißleistung, mit nach der Einstellung des Schweißstromes und des Drahtvorschubes großem oder kleinem Einbrand, sichtbare Schweißfuge ohne Schlackenabdeckung, die Möglichkeit der Mehrlagenschweißung ohne Reinigung der einzelnen Lagen, Zähflüssigkeit des Schweißbades, so daß bei halbautomatischer Schweißung keine allzu sorgsame Schweißfugenvorbereitung nötig ist und auch in Zwangslagen (auch überkopf) geschweißt werden kann. Bei kleinen Schweißnahtdicken ist die Schweißgeschwindigkeit sogar etwas höher, wie bei der UP-Schweißung. Wegen der hohen Schweißgeschwindigkeit ist der Schweißverzug gering; die Schrumpfmaße betragen etwa 1/3 der Werte bei Handschweißung mit umhüllten Elektroden und sind günstiger wie bei der UP-Schweißung mit dünnen Elektroden.

An die Geschicklichkeit der Schweißer werden geringere Ansprüche gestellt wie bei der Handschweißung, da die Regelung der Lichtbogenlänge und der Drahtvorschub automatisch erfolgen und der Schweißer nur für die entsprechende Führung der Schweißpistole zu sorgen hat. Das Verfahren eignet sich gleichermaßen für Kleinteilschweißung wie für den schweren Stahlbau. Es wurden sogar schon erfolgreich Stumpfnähte an Hochdruckbehältern mit über 200 mm Wandstärke ausgeführt. Fig. 3 zeigt als Beispiel den Querschnitt einer horizontalen Naht an vertikaler Wand an einem Werkstoff von 30 kg/mm² Streckgrenze. Die Zahl der Schweißlagen ist etwa halb so groß wie bei Handschweißung mit Elektroden, die Schweißzeit noch wesentlich geringer.

An die Schweißeignung des Stahles stellt das CO₂-Schweißen etwa dieselben Anforderungen wie die UP-Schweißung. Es ist also z. B. nicht möglich, die neuen hochfesten Stähle mit Bainitgefüge mit diesem automatischen Verfah-

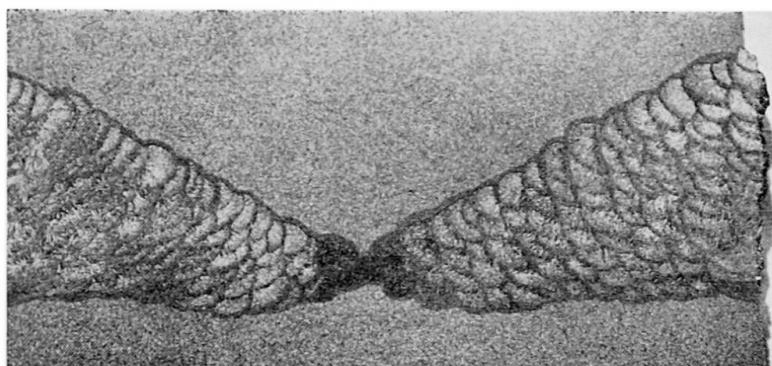


Fig. 3.

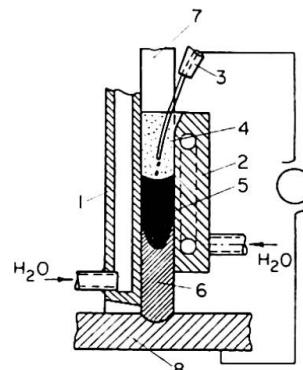


Fig. 4.

ren zu schweißen, da die Wärmebeeinflussung zu groß ist. Wegen der sehr konzentrierten Wärmequelle ist die Abkühlungsgeschwindigkeit sehr groß. Um bei größeren Dicken und Stählen höherer Festigkeit Warmrisse zu vermeiden ist ein Vorwärmnen schon bei kleineren Materialstärken nötig, wie beim Handschweißen mit umhüllten Elektroden.

Die Ermüdungsfestigkeit des Schweißgutes ist gut; die heute noch weniger günstigen Schweißnahtoberflächen und Übergänge zum Grundwerkstoff lassen einen gewissen Abfall der Ermüdungsfestigkeit von Schweißverbindungen im Vergleiche zur Handschweißung bei unbearbeiteten Nähten erwarten. Genügende Versuchsergebnisse liegen noch nicht vor.

Gewisse Schwierigkeiten bestehen noch zurzeit bei den halbautomatischen wassergekühlten Handschweißgeräten bezüglich der Betriebssicherheit, die hauptsächlich der großen Vorschubgeschwindigkeit des harten dünnen Drahtes und der Empfindlichkeit der Regelung auf den Spannungsabfall in den Kontaktstellen zwischen Draht und Drahtzuführung zurückzuführen sind, also nicht prinzipieller Natur sind. Es ist zu erwarten, daß die halbautomatische Schutzgassschweißung wohl die Handschweißung mit umhüllten Elektroden stark zurückdrängen wird. Der Übergang wird sich wahrscheinlich rascher vollziehen, wie ehedem der Übergang von nackten oder SeelenElektroden zu umhüllten Elektroden.

Auf die Gestaltung der Konstruktion hat die neue Schweißart keinen wesentlichen Einfluß. Es ändern sich geringfügig nur die Nahtvorbereitungen. Die Zugänglichkeit der Nähte braucht nicht so genau überlegt zu werden, da mit verlängerten Mundstücken auch entlegene Winkel erreichbar sind. Der kleinere Schweißverzug und die große Schweißgeschwindigkeit erlauben eine wirtschaftliche Fertigung von Konstruktionsteilen mit großem bezogenen Schweißnahtvolumen, also orthotroper Platten usw. Die Kehlnahtdicke kann wegen des tiefen Einbrandes herabgesetzt werden.

Für dicke Querschnitte ist das wirtschaftlichste Schmelzschweißverfahren die Unterschlackenschweißung. Bei dieser wird die Schweißwärme durch den Widerstand des Stromdurchgangs durch eine Schicht geschmolzener Schlacke

erzeugt und zum Schmelzen der Elektrode und des Grundwerkstoffes benutzt (Fig. 4).

Die Schweißung kann nur an stehender Wand ausgeführt werden. Die Nahtoberflächen werden durch wassergekühlte Kupferbacken geformt, von denen sich mindestens eine mit dem Fortschreiten der Schweißung nach oben bewegt. Praktisch wird nur vollautomatisch geschweißt. Es können verschiedene Nahtformen nach Fig. 5 ausgeführt werden. Die Nahtvorbereitung kann auch mit Sauerstoffhandschnitt ohne besondere Genauigkeit ausgeführt werden.

Der ganze Schweißnahtquerschnitt wird auch bei den größten Querschnitten in einem Zuge ausgefüllt und ist theoretisch nicht begrenzt.

Es wurden schon Schweißungen von über 1 m Dicke ausgeführt. Bei kleinen Dicken, bis zu etwa 50 mm wird mit einer Elektrode gearbeitet, bei größeren Dicken mit einer Elektrode mit pendelnder Querbewegung oder mit mehreren Elektroden. Bei sehr großen Dicken werden als Elektroden auch Breitstähle verwendet.

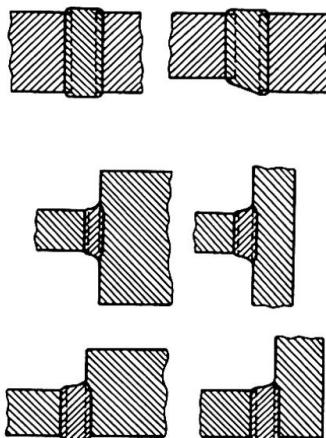


Fig. 5.

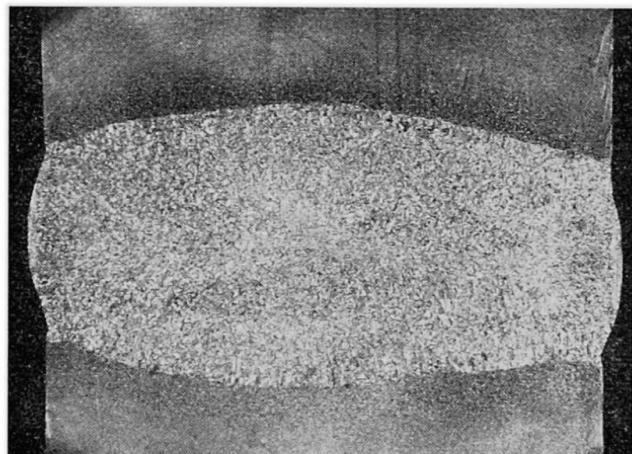


Fig. 6.

Die Breite der Naht ist bis 50 mm Blechdicke etwa 25 mm, bei 500 mm etwa 35 mm, also nur wenig größer. Die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens wächst sehr steil mit dem Schweißnahtquerschnitt; darum wird dieses Verfahren hauptsächlich im Hochdruckbehälterbau verwendet. Es können auch Rundnähte geschweißt werden.

Das Schweißgut besteht bis zu 80% aus aufgeschmolzenem Grundwerkstoff. Wegen des großen Schmelzbades und der langsamen Abkühlung ist die Wärmebeeinflussung des Grundmaterials groß und die Struktur der Schweißnaht ist grobkörnig (Fig. 6). Seine mechanischen Eigenschaften sind zufolge der Reinheit des Schweißgutes trotzdem sehr gut. Bei Dicken über 50 mm ist unbedingt ein Normalglühen vorzunehmen um die Kerbschlagfestigkeit des wärmebeeinflußten Grundmaterials zu heben; nur bei kleineren Dicken kann auch ohne Normal- oder Spannungsfreiglügen eine «Brückenqualität» der

Schweißverbindung, insbesondere auch bezüglich der Kerbschlagfestigkeit erreicht werden. An die Reinheit des Grundwerkstoffes werden große Anforderungen gestellt, die um so strenger werden, je größer die zu verschweißende Dicke ist. Schweißbar sind jedoch auch hochlegierte Stähle bei entsprechender Wahl der Elektroden und des Schweißpulvers und entsprechender nachträglicher Wärmebehandlung.

Die UP-Schweißung wird wohl im Stahlbau nur beschränkte Anwendung finden. Anwendungsmöglichkeiten sind z. B. gegeben beim Stumpfstoß schwerer Kranbahnschienen, Fertigung von großen Lagern oder für das Anschweißen von Lagerkörpern an die Konstruktion usw. Fig. 7 zeigt als Beispiel den Unterteil eines festen Lagers in üblicher geschweißter Ausführung und in US-Schweißung.

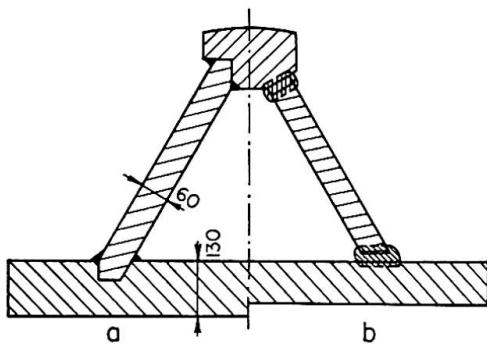


Fig. 7.

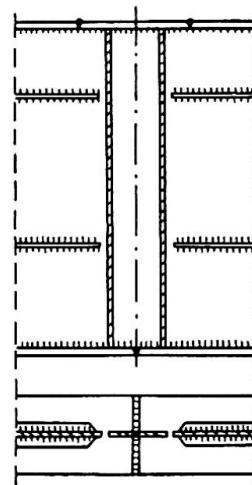


Fig. 8.

Da die US-Schweißung in vertikaler Lage ausgeführt wird, ist es möglich, auch Baustellenstöße großer Brückenträger vollständig automatisch zu schweißen. Diese Ausführung ist in der UdSSR üblich. Fig. 8 zeigt den Stehblechstoß eines 3,2 m hohen Trägers. Die Untergurtlamelle (35—50 mm dick) wird mit UP-Schweißung gestoßen, dann folgen die Stumpfstöße des Stehbleches von 14 mm Dicke mit US-Schweißung und schließlich die Obergurtstöße, wieder mit UP-Schweißung. Die Stöße des Stehbleches wiesen einen Spalt von 10 mm auf, geschweißt wurde mit Draht \varnothing 3 mm, der mit 700 A Schweißstrom belastet wurde. Die Schweißung beginnt als UP-Schweißung und geht dann in eine US-Schweißung über. Die Schweißgeschwindigkeit betrug 13 cm/min.

Die genannten Schmelzschweißverfahren sind die wichtigsten, welche im Stahlbau Verwendung finden können. In den Tab. I und II sind noch zur groben Orientierung einige Daten zum Vergleich zusammengestellt. Auffallend ist die große Strombelastung dünner Elektroden bei automatischer Schweißung und die sich daraus ergebende große Abschmelzgeschwindigkeit. Die Abschmelzleistung ist bei der US-Schweißung am größten. Die Daten für die reine Schweißzeit zeigen die Anwendungsgebiete der Schweißverfahren auf. In

Tab. I. Schweißdaten zum Vergleich

Verfahren	Umhüllte Elektroden			UP-Schweißung			Schutzgas (CO ₂)-Schweißung			US-Schweißung	
Übliche Drahtdurchmesser	2–12			2–8			0,8–3			3	
Drahtdurchmesser m/m	3	4	6,3	2	4	5	1,2	1,6	3,0	1×3	3×3
Strombelastung A/mm ²	14–20	11,5–16	9,5–12,5	60–200	35–60	30–50	90–210	75–200	55–120	50–60	30–40
Schweißstrom A	100–140	140–200	300–390	190–600	440–750	750–1250	100–250	150–400	400–850	350–400	660–810
Drahtabschmelzgeschwindigkeit m/min	0,3	0,28	0,25	0,9–45	0,8–1,5	0,8–1,5	4–20	1,2–6,0	1,2–3,0	2,5–3	1,5–2,0
Auftragsleistung kg/h	1,0	1,7	3,6	2,2–7	5,0–8,5	8,5–14	1,2–5,0	1,8–7	7–15	8,5–10	14–20
Abschmelzleistung g/Ah etwa	10			9–25			10–17		17–24	24–26	
	Handschweißung			halb- autom.	automat.		halbautomat.	autom.	automat.		

Tab. II. Beiläufige reine Schweißzeiten für Stumpfnähte min/m

Blechdicke mm	14	50	200
Handschweißung	25	100	1200
UP-Schweißung	3	10	120
US-Schweißung	6	16	80
CO ₂ -Schweißung	3	12	150

Tab. III. Normzeiten für Kehlnähte min/m

t_{mm}	4	5	6	8	10
Handschweißung	5,5	9	12,5	20,5	30
UP-Schweißung	3,5	4,5	5,5	9,5	11,0
Halbautomatische CO ₂ -Schweißung	4,5	6,0	7,0	8,5	10,0

Tab. III sind noch zum Vergleich die Normzeiten für Hand- und CO₂-Schweißung von Kehlnähten angegeben.

Von weiteren Schweißverfahren ist noch die Bolzenschweißung, das ist das halbautomatische Aufschweißen von Rundstählen nach Fig. 9 zu erwähnen, wie sie z. B. zur Schubsicherung zwischen Stahl und Beton bei Verbundträgern verwendet werden. Im Prinzip handelt es sich um eine Schmelzschweißung; der Lichtbogen wird zwischen Werkstück und dem aufzuschweißenden Bolzen gezogen und dieser bei gleichzeitigem Abschalten des Stromes in das entstehende Schmelzbad gedrückt. Der Vorgang verläuft vollkommen automatisch. Unterschiedlich bei den verschiedenen Verfahren ist die Art der Abschirmung des Lichtbogens und die Steuerung. Es gibt auch «Schweißpistolen» die auf dem Prinzip der Unterpulverschweißung arbeiten. Mit den üblichen Geräten können Durchmesser bis 25 mm geschweißt werden. Dauer einer Schweißung 1—2 Sek. Die mechanischen Eigenschaften der Schweißung sind sehr gut; der Einfluß der Bolzenaufschweißung auf die Ermüdungsfestigkeit des Grundprofils ist m. W. noch nicht genügend untersucht worden.

Der tiefe Einbrand der Schutzgasschweißung und der UP-Schweißung ermöglichen in günstiger Weise Lochschweißungen auszuführen, also auch bei Zugänglichkeit von nur einer Seite ähnliche Verbindungen wie Punktschweißen herzustellen. Es sind Geräte zur vollkommen automatischen Ausführung dieser Schweißungen ausgearbeitet worden. Das obere durchzuschmelzende Blech kann ohne Vorbohren eines Loches etwa 3 mm dick sein, bei vorgebohrtem Loch von \varnothing 8 mm etwa 10—12 mm. Die Anwendungsmöglichkeit bei Hochbaukonstruktionen ist manchmal gegeben; im Brückenbau sollte man diese «Elektronieten» lieber nicht anwenden.

Größeres Interesse verdient die Kanalschweißung, die eine Anwendungsart

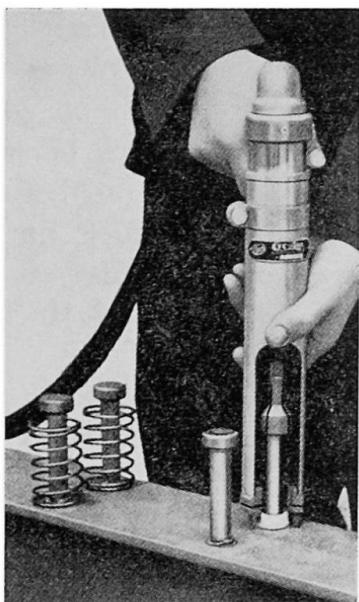


Fig. 9.

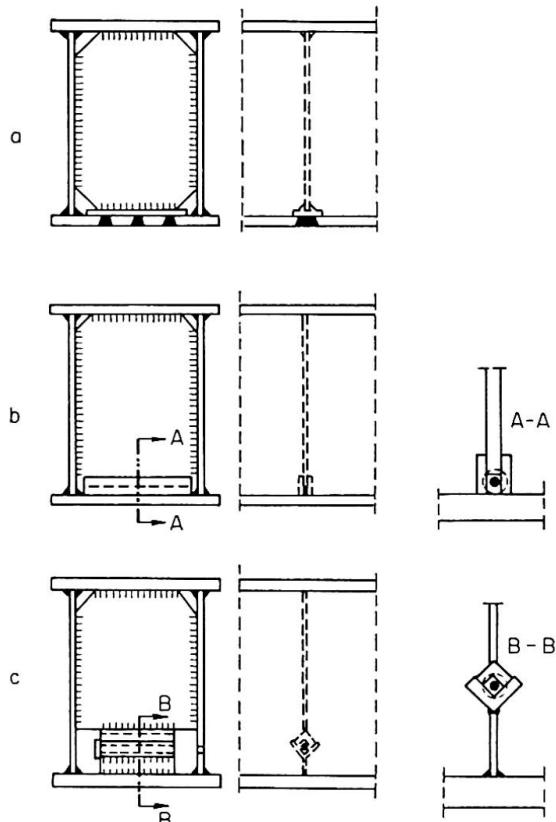


Fig. 11.

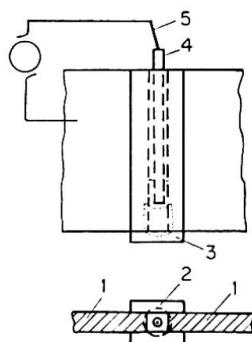


Fig. 10.

der US-Schweißung ist. In einem aus den zu verschweißenden Blechen bzw. Beilagen gebildeten «Kanal» wird stehend eine US-Naht gezogen (Fig. 10). Bei größeren Schweißnahtlängen sind besondere Vorkehrungen zur Sicherung der Drahtzuführung zu treffen. Es wird z. B. mit einem Rohr als abschmelzende Drahtzuführung gearbeitet. Das Verfahren kann z. B. mit Vorteil dort angewendet werden, wo unzugängliche Schweißnähte gezogen werden sollen, wie sie bei engen, geschlossenen Kastenträgern benötigt werden, um die Querschotte an alle 4 Wände anschweißen zu können (Fig. 11). Es empfiehlt sich die Ausführung nach Fig. 11 c zu wählen, da hier die unkontrollierbare Schweißnaht nicht an der Gurtplatte anliegt und diese nicht durch etwaige Kerben schwächen kann.

Abschließend können wir folgendes feststellen: die neuere Entwicklung der Schweißtechnik zielt hauptsächlich auf eine Vergrößerung der Schweißgeschwindigkeit hin und den Ersatz der Handschweißung durch automatische oder halbautomatische Methoden. Da es im allgemeinen Stahlbau immer viel Einzelfertigung geben wird, welche die peinlich genaue und daher kostspielige Vorbereitung für den Einsatz von Vollautomaten nicht lohnen, kommt dem

Ersatz der Handschweißung durch halbautomatische Methoden eine große Bedeutung zu. Als erfolgversprechendste Schweißart scheint hier die Lichtbogenschweißung mit CO₂ als Schutzgas zu sein. Die US-Schweißung erschließt die Schweißung großer Querschnitte und kommt hauptsächlich beim Ersatz schwerer Gußstücke durch geschweißte Konstruktionen in Betracht. Im Hoch- und Brückenbau wird dieses Schweißverfahren wahrscheinlich nur untergeordnete Bedeutung für Baustellenschweißungen erlangen, da seine Wirtschaftlichkeit erst bei Materialstärken beginnt, die weder im Hoch- noch Brückenbau oft angewendet werden.

Zusammenfassung

Es wird eine kurze Beschreibung der halbautomatischen Unterpulverschweißung und der Schutgassschweißung in CO₂ und der Unterschlackenschweißung gegeben und die Anwendungsmöglichkeit im Stahl-, Brücken- und Hochbau untersucht. Weiters werden andere Schweißverfahren erwähnt.

Summary

The paper gives a short description of semi-automatic submerged arc welding, CO₂ welding and slag-welding processes. The possibility of their use in bridge and steel frame construction is discussed and other welding processes are briefly mentioned.

Résumé

On décrit brièvement trois procédés de soudage: semi-automatique sous flux, sous protection gazeuse de CO₂ et sous laitier. Leurs possibilités d'application aux ponts et charpentes sont considérées et il est fait état d'autres procédés de soudage.

II c 2

Hochleistungsgeschweißte Stahlkonstruktionen

High-Power Welding-Processes for Steel Structures

Soudage à haut rendement dans les constructions métalliques

ALEXIS NEUMANN

Halle/S. und Karl-Marx-Stadt

1. Schweißtechnologische Fragen der Hochleistungs-Schweißverfahren

Im Stahlbau haben bekanntlich bisher vorwiegend zwei Schweißverfahren Anwendung gefunden:

- die E-Schweißung (Lichtbogenhand-Schweißung mit Schweißelektroden);
- die UP-Schweißung (Unterpulver- oder Ellira-Schweißung).

Der Einsatz dieser Schweißverfahren in Stahlbaubetrieben gestaltete sich in der Werkstatt und auf der Baustelle (Montage) verschieden.

Die UP-Schweißung wird vorwiegend in den Werkstätten, im Stahlbau, für lange Kehlnähte, als Halsnähte bei Biegeträgern und als Längskehlnähte bei geschweißten Stäben von Großfachwerken u. ä. angewandt. Einsatz findet dieses Verfahren auch vor allem für Stumpfnähte an Blechen aller Art, z. B. für Gurte, Stege usw. Die Montageschweißung mittels UP ist in Deutschland beschränkt ausgeführt worden, während sie im Ausland stärkere Anwendung findet. [2], S. 219, [3]. Der E-Schweißung sind im Stahlbau in der Werkstatt vorwiegend kurze Nähte aller Art, Kehlnahtanschlüsse usw. verblieben. Die Montageschweißungen werden fast vollständig mittels der E-Schweißung ausgeführt.

Die neuen Hochleistungs-Schweißverfahren wie z. B. die CO₂- und ES-Schweißung beginnen für den Stahlbau große Bedeutung zu erlangen.

Die CO₂-Schutzgas-Schweißung (CO₂-Schw.) findet in unseren Stahlbaubetrieben in nachstehenden Formen Anwendung:

- als teilautomatische Schweißung (bisheriger Begriff: Schweißen mit Vollautomaten);
- als mechanisierte Schweißung (bisheriger Begriff: Schweißen mit Halbautomaten);
- als Punktschweißung (mit einer CO₂-Punktschweißpistole).

Der Einsatz der teilautomatischen CO₂-Schweißung im Stahlbau erfolgt vorwiegend in der Werkstatt für alle Halbserien ähnlich der UP-Schweißung bei starkem Einsatz von Vorrichtungen für die waagrechte Schweißposition.

Der Einsatz der mechanisierten CO₂-Schweißung erfolgt in den Stahlbauwerkstätten für alle kurzen Schweißnähte oft ohne Vorrichtungen in allen Positionen. Das neue Anwendungsgebiet im Stahlbau ist der Einsatz auf der Montage mit vorwiegend Senkrechtkopfnähten. Hierbei macht sich ein besonderer Windschutz zur Gewährleistung des kontinuierlichen CO₂-Schutzmantels erforderlich.

Die CO₂-Punktschweißung wird im Stahlbau in allerletzter Zeit mit Erfolg dort angewandt, wo bei statisch beanspruchten Konstruktionen ein Anschluß von dünnen Blechen auf dickere Tragsysteme erforderlich ist. Über dieses bei uns eingesetzte Verfahren wird im nachstehenden aus Raumgründen nicht näher berichtet.

Die *ES-Schweißung* fand ihre ersten Einsätze im Kessel- und Behälterbau für dickwandige Querschnitte [4]. Im Stahlbau gewinnt sie für die Verwendung von Blechdicken über 30 mm immer größere Bedeutung. Der bekanntlich senkrecht verlaufende Schweißvorgang erfordert in der Werkstatt Spezialeinrichtungen. Für die Montage, besonders für Brückenstöße ist die ES-Schweißung bei dickeren Querschnitten ebenfalls gut geeignet. Ob die Erfahrungen des Schiffbaues, auch mitteldicke Bleche von 10—30 mm zu verschweißen, auf den Stahlbau übertragen werden, bleibt abzuwarten.

Die wichtigsten *Vorteile* der modernen Hochleistungs-Schweißverfahren im Stahlbau können wie folgt zusammengefaßt werden:

1. hohe Abschmelzleistung (kg Schweißgut/Std. reiner Schweißzeit);
2. einfachere Nahtvorbereitung (sehr oft J-Naht) und damit geringerer Zusatzwerkstoffverbrauch (cm³ Schweißgut);
3. höhere Schweißgeschwindigkeiten (m/Std.) und damit geringere Schweiß-Grundzeiten (t_G in min/m reiner Schweißzeit);
4. geringere Herstellungszeiten ($t_0 = t_G + t_H$ in min/m; Operativzeit = Grundzeit + Hilfszeit);
5. geringere Herstellungskosten;
6. bei zusätzlichem Einsatz von Vorrichtungen, der hier besonders gut möglich ist, weitere Abminderung der Herstellungszeiten und -kosten durch Verminderung der Hilfszeiten.

Ein großer Vorteil der CO₂-Schweißung ist der fehlende Pulvereinsatz, der den technologischen Prozeß oft behindert.

Die *Abschmelzleistung* der E-Schweißung kann als Vergleichswert im Mittel mit rund 1,5 kg/Std. für die Anwendung aller Elektrodendurchmessern und Elektrodensorten angenommen werden. Der Wert ist wegen der beschränkten Steigerung der einzuführenden Energie (Stromstärke in A) nicht wesentlich im E-Schweißverfahren zu steigern.

Die UP- und CO₂-Schweißung bringen bei den verschiedenen Durchmessern und angemessenen Stromstärken ohne Schwierigkeiten Abschmelzleistungen

von 4—10 kg/Std. und mehr; die Elektroschlackeschweißung von 20 kg/Std. und mehr.

Ein besserer Maßstab für die Leistung ist jedoch die erforderliche *Schweißzeit*, bezogen auf die gesamte zu schweißende Blechdicke bzw. Nahtdicke. Beispiele hierfür sind in den Fig. 1 bis 4 gegeben.

Als Beispiel für die Werkstattfertigung sind Stumpfnähte, waagrecht geschweißt, beiderseits zugängig in den Fig. 1 und 2 gewählt. Für die Montageschweißung sind dagegen als Beispiel Kehlnähte, senkrecht (steigend) geschweißt, in den Fig. 3 und 4 veranschaulicht. In den Fig. 1 und 3 ist jeweils die reine Schweißzeit, die sogenannte Grundzeit, für 1 Meter Naht in Minuten (t_G in min/m), in den Fig. 2 und 4 die Operativzeit ($t_0 = t_G + t_H$) dargestellt. Als Hilfszeiten (t_H) werden je nach dem Verfahren Tätigkeiten wie reinigen der Nahtflanken, Elektroden auswechseln, Geräte verschieben u. ä. hinzugerechnet.

Als Schweißverfahren sind in diesen Schaubildern ausgewertet:

- die E-Schweißung mit einer erzauren Elektrode (Es VIII s) mit optimalen Schweißwerten in bezug auf Elektrodendurchmesser und Stromstärke für die waagrechte bzw. senkrechte Schweißposition und mit entsprechenden Nahtvorbereitungen;
- die mechanisierte CO₂-Schweißung (mittels sogenannten Halbautomaten) mit einigen möglichen technologischen Werten für die waagrechte und

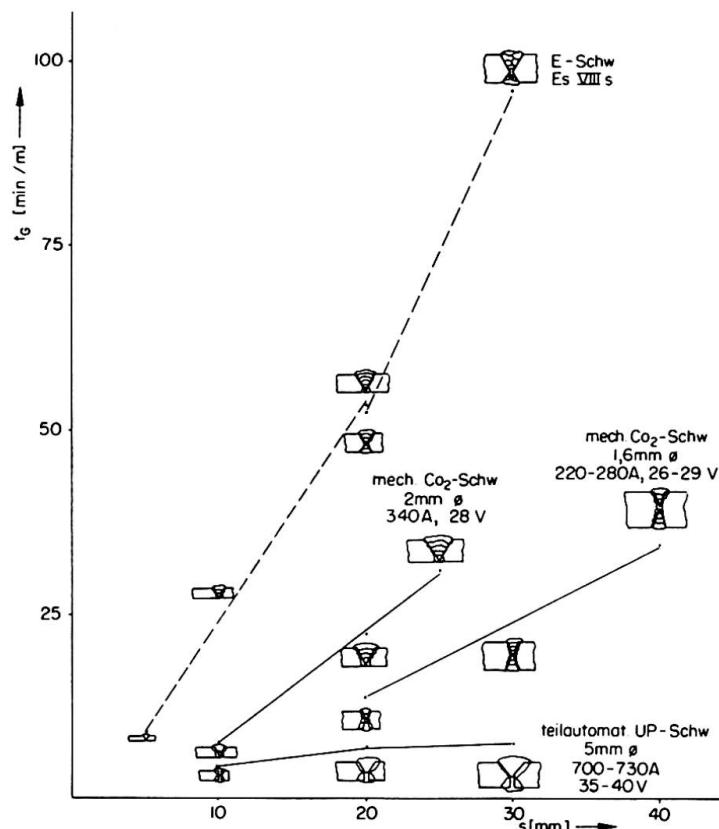


Fig. 1. Schweiß-Grundzeiten t_G (min/m) für Stumpfnähte (waagrecht) in Abhängigkeit von der Blechdicke s (mm).

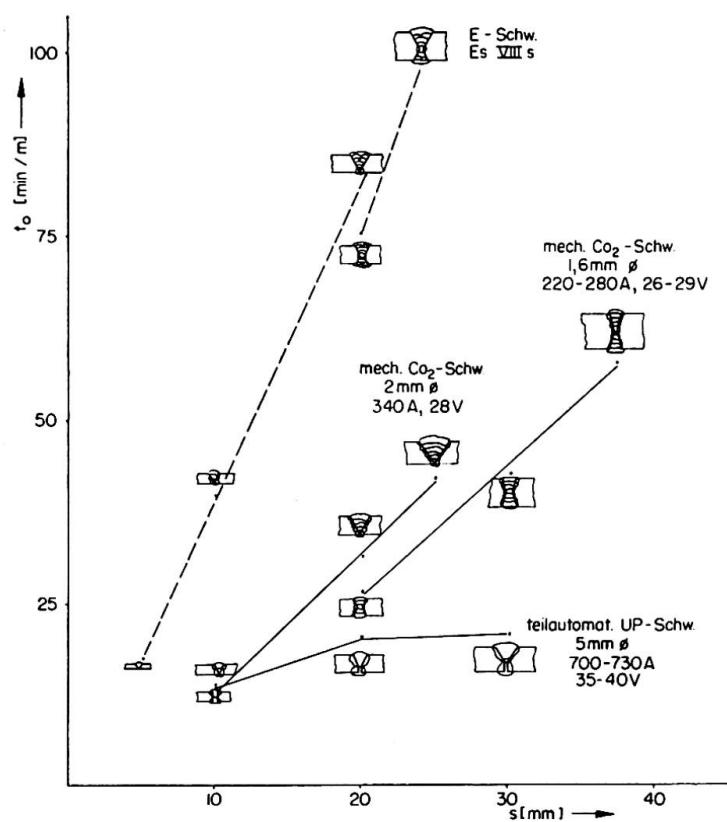


Fig. 2. Schweiß-Operativzeiten
 $t_0 = t_G + t_H$ (min/m) für Stumpf-nähte (waagrecht) in Abhängig-keit von der Blechdicke s (mm).

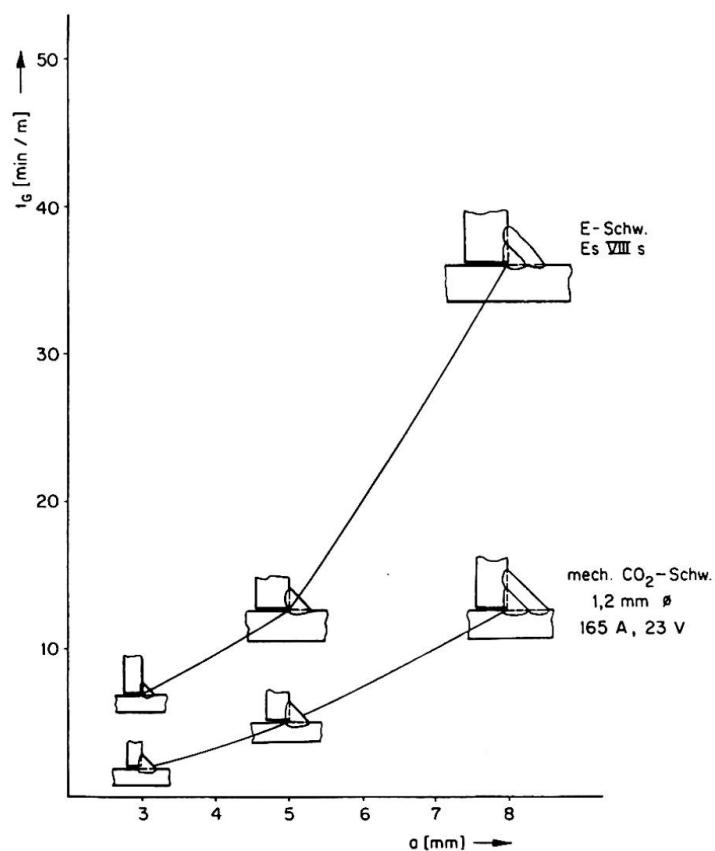


Fig. 3. Schweiß-Grundzeiten t_G (min/m) für Kehlnähte (senk-recht-steigend) in Abhängig-keit von der Blechdicke s (mm).

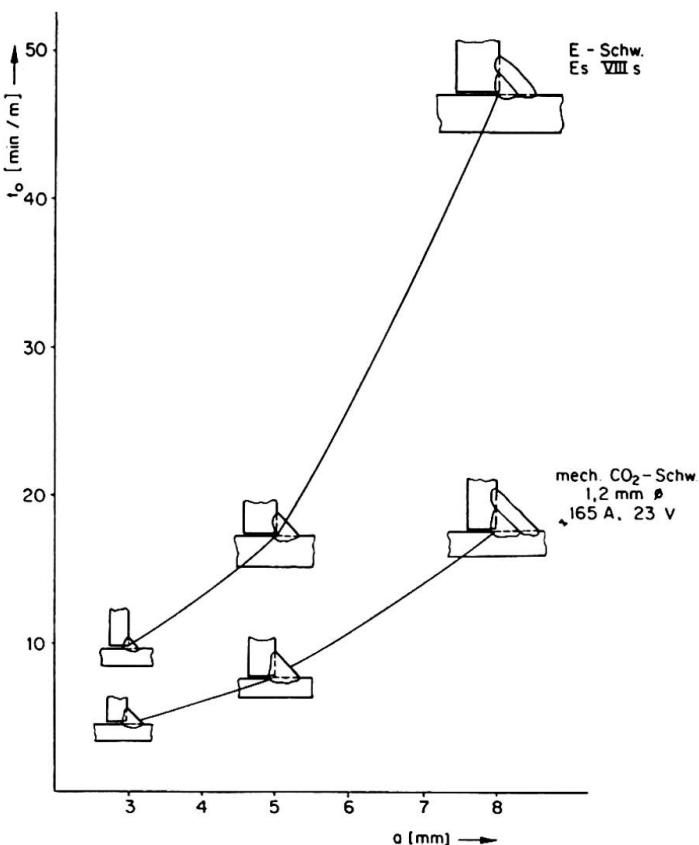


Fig. 4. Schweiß-Operativzeiten $t_0 = t_G + t_H$ (min/m) für Kehlnähte (senkrecht-steigend) in Abhängigkeit von der Blechdicke s (mm).

senkrechte Schweißposition und mit entsprechenden Nahtvorbereitungen. Stärkere Verschiebungen dieser Schweißdaten sind hier durchaus möglich; — die teilautomatische UP-Schweißung (mittels sogenannten UP-Vollautomaten) mit ebenfalls einigen möglichen, aber durchaus veränderlichen Schweißdaten für eine waagrechte Schweißposition.

Die Fig. 1 bis 4 zeigen anschaulich die Überlegenheit der Hochleistungs-Schweißverfahren, wobei besonders die Werte der CO₂-Schweißung für die senkrechte Position z. B. im Montageeinsatz (Fig. 3 und 4) hervorgehoben werden sollten. Die Schweißzeiten der teilautomatischen CO₂-Schweißung (mittels CO₂-Vollautomaten) dürften im Werkstatteinsatz bei Stumpfnähten (waagrecht) die Werte der teilautomatischen UP-Schweißung erreichen.

Für die ES-Schweißung sind nachstehende Schweiß-Grundzeiten (t_G) im Einsatz maßgebend:

$$\begin{array}{ll}
 \text{bei } s = 35 \text{ mm} & t_G = 40 \text{ min/m} \\
 \text{bei } s = 45 \text{ mm} & t_G = 45 \text{ min/m} \\
 \text{bei } s = 60 \text{ mm} & t_G = 60 \text{ min/m} \\
 \text{und darüber.} &
 \end{array}$$

Bei größeren Blechdicken von 100 mm und darüber sind diese Schweißzeiten außerordentlich wirtschaftlich. Für dünneren Blechdicken werden die für die Praxis geeigneten Zeitwerte ermittelt.

2. Festigkeit und Dauerfestigkeit von Stumpf- und Kehlnahtverbindungen bei Anwendung der Hochleistungs-Schweißverfahren

2.1. Vergleichswerte der bisher angewandten Schweißverfahren im Stahlbau (E- und UP-Schweißung)

Die Forschung auf dem Gebiet der Festigkeit und Dauerfestigkeit für Schweißkonstruktionen aus Stahl hat in den Jahren von 1960 bis 1963 einen gewissen Abschluß gefunden. Es sind umfangreiche Versuche besonders zur Bestimmung der Dauerfestigkeit in verschiedenen Ländern mit einzelnen Schweißteilen sowie mit ganzen Schweißkonstruktionen durchgeführt worden. Die Ergebnisse fanden ihren Niederschlag in modernen Berechnungsvorschriften für statisch und dynamisch beanspruchte geschweißte Stahlbauwerke, wobei die verschiedenen Verbindungsarten und Werkstoffe (unlegierter Stahl St 37, hochfester Stahl St 52) Berücksichtigung fanden. Die aufgebrachte dynamische Belastung in den Versuchen war in der Regel eine gleichmäßig, sinusförmig schwingende. Als Schweißverfahren wurde:

- die E-Schweißung mit Schweißeletroden, die besonders für die dynamische Beanspruchung geeignet sind,
- die UP-Schweißung mit einer geeigneten Draht-Pulver-Abstimmung

verwendet.

Die in Tafel 1 enthaltenen Werte stellen eine Auswertung der wichtigsten Versuchsergebnisse der letzten 10 Jahre dar [1], S. 44, [5, 6, 7, 8] und weitere, und beziehen sich auf einen unlegierten Werkstoff mit einer Zugfestigkeit $\sigma_B \cong 37 \text{ kp/mm}^2$.

Als Zusatzwerkstoff wurde hierbei vorausgesetzt für die E-Schweißung eine erzscheare Elektrode (Es VIII s), waagrecht verschweißt; für die UP-Schweißung ein unlegierter Draht (z.B. MuK 10) mit einem abgestimmten Schweißpulver und einer Technologie, die keine besondere Nahtüberhöhung und kerbfreie Nahtübergänge ergab.

Die Schwell- und Wechselfestigkeiten stellen Endwerte der Wöhlerkurven bei über $2 \cdot 10^6$ Lastspielen dar, die in der Regel nach STÜSSI [8, 9] ausgewertet wurden.

Die Dauerfestigkeiten der UP-Schweißverbindungen sind denen der E-Schweißverbindungen gleichzusetzen. Teilweise wurden sogar ein wenig bessere Werte für die UP-Schweißung erzielt, was auf den kerbfreieren, gleichmäßigeren Nahtübergang zurückzuführen ist.

Die Festigkeitswerte (σ_B, σ_S) der Schweißnaht liegen höher als die des Grundwerkstoffes. Eine maßgebende Verfahrensabhängigkeit konnte bekanntlich bei der Verwendung von unlegierten Zusatzwerkstoffen für den unlegierten Stahl nicht festgestellt werden.

Tafel 1. Vergleichswerte der Schwell- und Wechselfestigkeit der E- und UP-Schweißung für Stähle mit $\sigma_B \cong 37 \text{ kp/mm}^2$

	Schwellfestigkeit (σ_{Sch}) (kp/mm ²)		Wechselfestigkeit (σ_W) (kp/mm ²)	
	E-Schweißung	UP-Schweißung	E-Schweißung	UP-Schweißung
Stumpfnaht (IA bzw. Sondergüte) blecheben bearbeitet, durchstrahlt	23,0—26,0	25,0—30,0	13,0—14,0	17,0—18,0
Stumpfnaht (IB bzw. Normalgüte) unbearbeitet, durchstrahlt	16,0—18,0	17,0—19,0	9,0—10,0	9,0—10,0
Kehlnaht-Anschluß (bezogen auf Konstruktionsquerschnitt)	8,0—10,0	9,0—11,0	5,0—6,0	5,0—7,0
Geschw. Biegeträger mit durchgehenden Halsnähten (bezogen auf Zuggurt)	18,0—20,0	20,0—22,0	11,0—12,0	(12,0—13,0)
Geschw. Biegeträger mit am Zuggurt angeschw. Aussteifg. (bezogen auf Zuggurt)	14,0—16,0	16,0—18,0	8,0—9,0	11,0—12,0
Geschw. Biegeträger mit unterbrochenen Halsnähten (bezogen auf Zuggurt)	9,0—11,0	15,0—19,0	5,0—6,0	(10,0—11,0)

Die angegebenen Werte sollen als *Vergleich* mit anderen Hochleistungsschweißverfahren für statisch und dynamisch beanspruchte Stahlkonstruktionen dienen.

2.2. Festigkeits- und Dauerfestigkeitsverhalten von CO_2 -Schweißverbindungen

Die von mir am Zentralinstitut für Schweißtechnik der DDR Halle/S. (ZIS) durchgeführten Untersuchungen haben ergeben, daß Stumpfnähte, unbearbeitet, waagrecht, mechanisiert mit einem unlegierten Draht (Si = 0,8 ... 1,0%) verschweißt eine Biegewechselfestigkeit von $\sigma_{bw} = 11 \text{ kp/mm}^2$ besitzen und somit der E-Schweißung ebenbürtig sind [10].

Zur Zeit sich in Arbeit befindende Versuche zeigen einen großen Einfluß von Poren im Schweißgut auf die Schwellfestigkeitswerte von CO_2 -Stumpfnahtverbindungen besonders dann, wenn Blechverbindungen beidseitig verschweißt werden. Bereits geringere Poren (entsprechend z.B. der Röntgennote 3) verursachen eine Zugschwellfestigkeit von nur $\sigma_{Sch} = 12—13 \text{ kp/mm}^2$.

Fehlerfrei verschweißte Verbindungen ergeben die gleichen Werte wie die der E-Schweißung.

Kehlnahtverbindungen weisen eine Schwellfestigkeit (mit geringer Vorspannung) von $\sigma_{Sch+0,2} = 11 \text{ kp/mm}^2$ bezogen auf den Konstruktionsquerschnitt auf [11].

Die Festigkeiten für Stumpf- und Kehlnähte mit $\sigma_B \approx 56 \text{ kp/mm}^2$ bzw. $\sigma_B \approx 46 \text{ kp/mm}^2$ (Bruch im Grundwerkstoff) liegen höher als die der unter 2.1 genannten Verfahren.

Es kann allgemein festgestellt werden, daß CO_2 -geschweißte Stahlkonstruktionen die gleichen Festigkeitswerte besitzen wie E-geschweißte; teilweise liegen sie sogar höher wie z. B. bei Kehlnahtanschlüssen bezogen auf den Konstruktionsquerschnitt infolge des besseren Durchschweißens und damit einer besseren Kraftüberleitung.

Weitere Dauerfestigkeitsuntersuchungen mit CO_2 -Schweißkonstruktionen sind im Abschnitt 3 wiedergegeben.

2.3. Festigkeits- und Dauerfestigkeitsverhalten von Elektro-Schlacke-Schweißverbindungen (ES)

I. W. KUDRJAWCEW [12] erhielt für blecheben bearbeitete Stumpfnahtverbindungen aus einem unlegierten Stahl mit einer Festigkeit von $\sigma_B \approx 47 \text{ kp/mm}^2$ eine Biegewechselfestigkeit von $\sigma_{bW} \approx 13—14 \text{ kp/mm}^2$ und für eine unbearbeitete Verbindung von $\sigma_{bW} = 8,5 \text{ kp/mm}^2$ für Blechdicken von 50 bis 200 mm. Auch hier konnte festgestellt werden, daß Nahtfehler (Schlackeneinschlüsse an der Grenzlinie) einen Dauerfestigkeitsabfall auf $\sigma_{bW} = 10,5 \text{ kp/mm}^2$ zur Folge haben. Festigkeiten wurden von $\sigma_B \approx 50—53 \text{ kp/mm}^2$ erzielt. Damit konnte eine Gleichwertigkeit der ES-Schweißverbindungen mit dem Grundwerkstoff festgestellt werden.

Die am ZIS Halle/S. durchgeföhrten Versuche bestätigten diese Ergebnisse, indem blecheben bearbeitete Stumpfnahtverbindungen ($s = 36$ und 52 mm) aus dem Stahl der Güte St 38 b ($\sigma_B \approx 38 \text{ kp/mm}^2$, beruhigt) eine Ebenbürtigkeit mit einer gleichartigen E-Schweißverbindung hinsichtlich der Biegeschwellfestigkeit ($\sigma_{Sch} \approx 25 \text{ kp/mm}^2$) und mit einer CO_2 -Stumpfnahtverbindung hinsichtlich der Biegewechselfestigkeit mit $\sigma_{bW} = 11 \text{ kp/mm}^2$ ergaben.

3. Beispiel der Anwendung der CO_2 -Schutzgasschweißung für Träger-Montage-Stöße

3.1. Ausbildung der Montage-Stöfe und Herstellung

Die Ausführung von vollgeschweißten Träger-Montage-Stößen, wie sie besonders im Brückenbau Anwendung finden, ist als Beispiel für einen Ver-

gleich der Handschweißung mit den Hochleistungs-Schweißverfahren gut geeignet.

Die bisherige E-Schweißung wird im Brückenbau in der letzten Zeit durch die UP-Schweißung, aber auch durch die ES- und CO₂-Schweißung ersetzt.

Nachstehend werden einige Möglichkeiten der Ausführung von Montage-Stößen mit der E-Schweißung und CO₂-Schweißung miteinander verglichen. Es wird hierfür als Beispiel ein symmetrischer I-Träger vorausgesetzt, obwohl die nachstehenden Ausführungen im Prinzip auch für andere Querschnitte gültig sind.

3.1.1. Bisherige Träger-Stöße mit der E-Schweißung

Ausführung 1 (E-Schweißung): Versetzter Trägerstoß (Fig. 5). Bei dem bisher in der Praxis wohl am meisten eingesetzten Montagestoß sind die Einzelstöße von Gurt und Steg versetzt angeordnet. Für den Ober- und Untergurt werden in der Regel V-Nähte (oder Steilflanken-Nähte) gewählt. Die Schweißung erfolgt von oben, bis auf die Überkopf-Wurzellage. Der Stegstoß (eine X- oder V-Naht) wird senkrecht von beiden Seiten geschweißt. Die Halsnähte, als Kehlnähte ausgeführt, werden am Stoß über die Gurt- und Stegstöße geschweißt. Im Brückenbau werden aus den bekannten Gründen keine Aussparungen des Steges an den Kreuzungen mit den Gurtstößen vorgenommen. Bekannt sind auch die geringfügigen Schwierigkeiten der Schweißausführung des Untergurt-Stoßes an der Steg-Blech-Unterkante und die hierfür maßgebenden Schweißfolgen und deren Einflüsse auf die Tragfähigkeit [2], S. 211, [13].

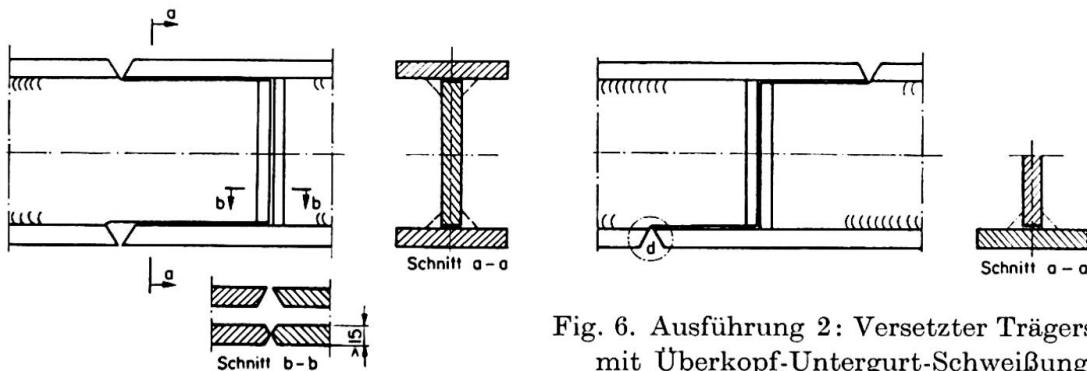


Fig. 5. Ausführung 1:
Versetzter Trägerstoß.

Fig. 6. Ausführung 2: Versetzter Trägerstoß
mit Überkopf-Untergurt-Schweißung.

Ausführung 2 (E-Schweißung): Versetzter Trägerstoß mit Überkopf-Untergurtschweißung (Fig. 6). In einigen Fällen wählte man in Abweichung von Ausführung 1 (E-Schw.) die Herstellung des Untergurtes als Überkopfnahrt (V-Naht). Damit wollte man ein besseres Durchschweißen des Untergurtstoßes an der Stegblechunterkante erreichen.

Ausführung 3 (E-Schweißung): Total-Trägerstoß (Fig. 7). In einigen Ländern ist der Total-Trägerstoß auch für Brücken eingesetzt worden. Ein Vorteil gegenüber Ausführung 1 (E-Schw.) entsteht durch das bessere Durchschweißen des Untergurtes an der Stoßstelle, wobei man jedoch weitere bekannte Nachteile in Kauf nimmt (14, 15].

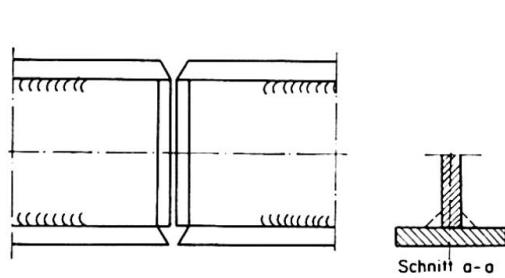


Fig. 7. Ausführung 3:
Total-Trägerstoß.

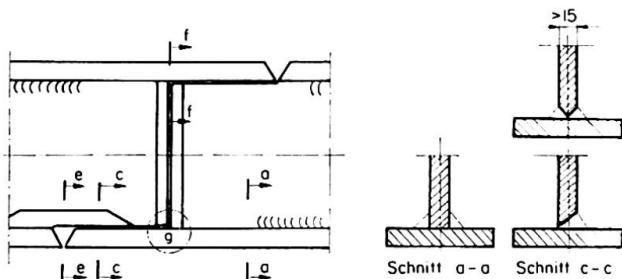


Fig. 8. Ausführung 4: Versetzter Trägerstoß mit
Halsnähten als K-Nähte.

Ausführung 4 (E-Schweißung): Versetzter Trägerstoß mit Halsnähten als K-Nähte (Fig. 8). In der DDR [16, 17] entwickelte sich in den letzten Jahren ein Trägerstoß, der eine Verbesserung der bisher kurz aufgezeigten Ausführungsarten herbeiführte. Im Bereich der versetzten Gurt- und Stegstöße wurde die untere Halsnaht als K-Naht ausgebildet. Bei dünnen Stegblechen (z. B. unter 15 mm) konnte man die K-Naht durch eine HV-Naht ersetzen. Diese Stöße wurden mit Erfolg bei mehreren Eisenbahn- und Straßen-Brückenbauwerken in der DDR eingesetzt.

Auf die weiteren Möglichkeiten der Montagestoß-Ausführungen z. B. mit eingesetzten, vorgewölbten Stegblech-Teilen u. ä. wird hier nicht eingegangen.

3.1.2. Trägerstöße mit der CO_2 -Schweißung

Die mechanisierte CO_2 -Schweißung ist durch ihren Einsatz für Überkopf- und Senkrechnähte gut für Brücken-Montagestöße geeignet. Bisher wurde die Herstellung mit CO_2 -Schweißung nach Ausführung 2 und 4 untersucht. Die wichtigsten Herstellungsmerkmale werden nachstehend kurz wiedergegeben.

Ausführung 2 (CO_2 -Schweißung): Versetzter Trägerstoß mit Überkopf-Untergurt-Schweißung (Fig. 6). Die Gesamtanordnung entspricht der Ausführung 2 (E-Schw.). Bei der Wahl der Nahtanordnung, wie sie aus den Fig. 9 und 10 hervorgeht, bringt der Einsatz der CO_2 -Schweißung keine Schwierigkeiten.

Ausführung 4 (CO_2 -Schweißung): Versetzter Trägerstoß mit Halsnähten als K-Nähte (Fig. 8). Es liegt nahe, den für die Herstellung günstigen Stoß, Ausführung 4, mit Hilfe des CO_2 -Schweißverfahrens herzustellen. Die Anordnung der Nähte und einige Beispiele ausgeführter Montageschweißungen zeigen

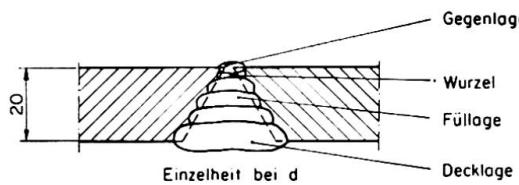


Fig. 9. Einzelheit «d» zu Fig. 6. Schematische Darstellung der CO₂-überkopfgeschweißten einzelnen Lagen des Untergurtes.

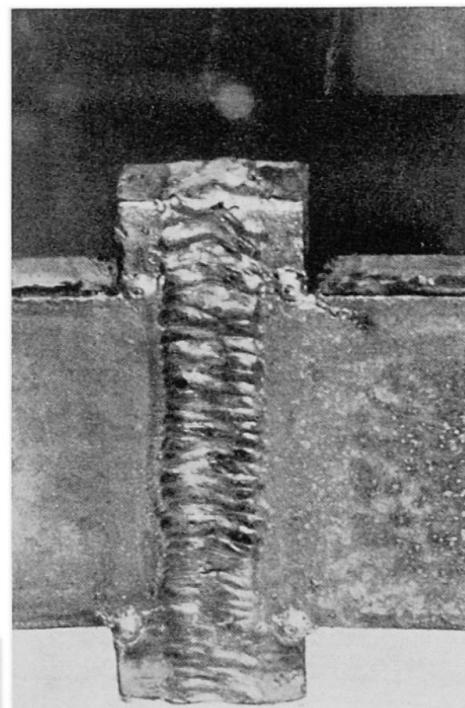


Fig. 10. Einzelheit zu Fig. 6. Decklage einer CO₂-Überkopf-Schweißung eines Untergurtes.

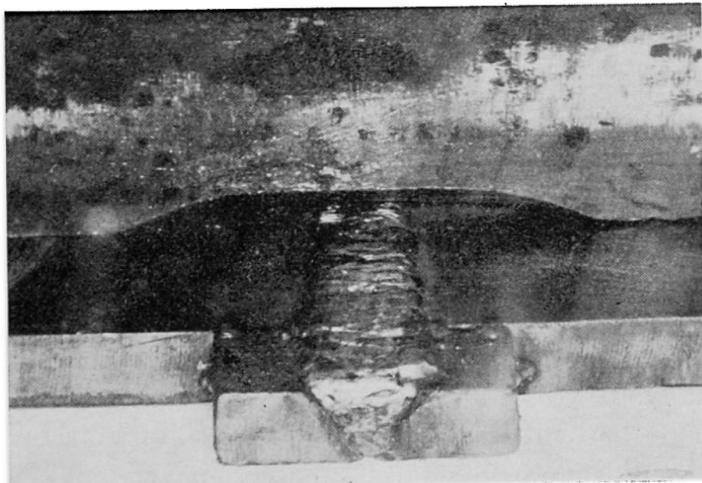


Fig. 11. Einzelheit zu Fig. 8. CO₂-geschweißte Decklage des Untergurtstoßes.

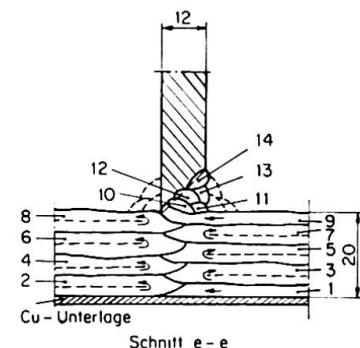


Fig. 12. Schnitt «e–e» zu Fig. 8. Schema des Nahtaufbaues der CO₂-Schw. am Untergurtstoß bei einer HV-Nahtausbildung des Stegbleches.

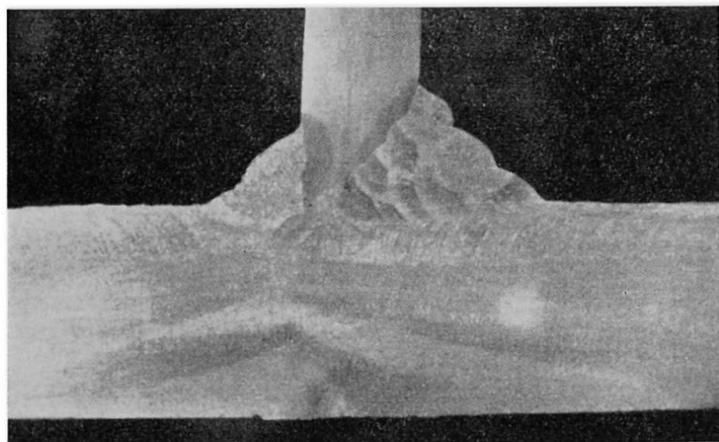


Fig. 13. Einzelheit zu Fig. 8. Makroschliff einer CO₂-Untergurt-Schweißung.

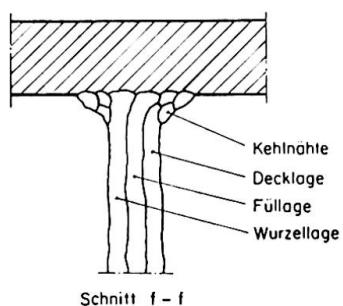


Fig. 14. Schnitt «ff» zu Fig. 8. Obergurtseite der CO₂-Steignaht.

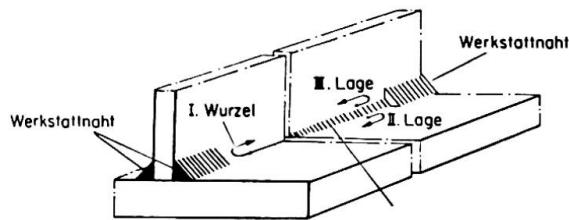
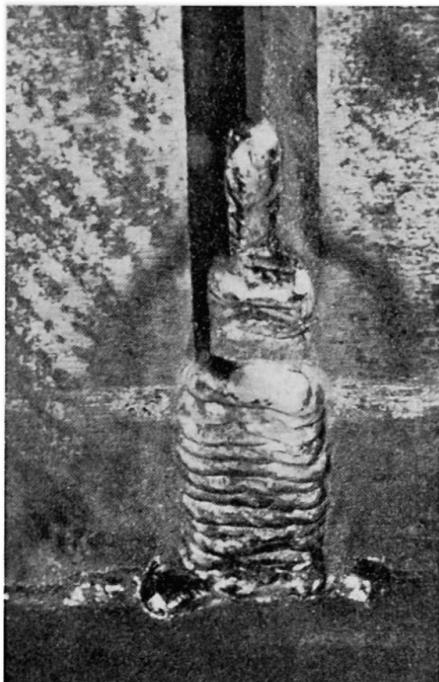


Fig. 16. Einzelheit zu Fig. 8. CO₂-Schweißfolge der Montage-Halsnaht.

Fig. 15. Einzelheit «g» zu Fig. 8. Nahtaufbau der CO₂-geschweißten Steignaht.

die Fig. 11 bis 16. Ein vollständiges Durchschweißen ist gewährleistet. Die Herstellung des Montagestoßes mittels der CO₂-Schweißung bei Beachtung aller für dieses Verfahren erforderlichen Maßnahmen ist ohne Fehlschläge durchführbar.

3.2. Vergleich der Dauerfestigkeitswerte

Für den Einsatz der verschiedenen Arten (Ausführung 1—4) von Träger-Montagestoßen ist für den Brückenbau in erster Linie die Tragfähigkeit bei dynamischer Beanspruchung, also die Dauerfestigkeit, maßgebend.

Mit der E-Schweißung ausgeführte Stumpfstoße wurden in der Vergangenheit umfangreich auf ihr Dauerfestigkeitsverhalten untersucht [2, 7, 13, 15, 17, 18] und weitere.

Im Zentralinstitut für Schweißtechnik Halle/S. wurden von Rosenkranz entsprechende Vergleichsuntersuchungen mit CO₂-geschweißten Trägerstoßen durchgeführt. Die Versuchsergebnisse sind mit den bekannten Werten der E-Schweißung, bezogen auf die reine Schwellfestigkeit für alle 4 Ausführungsarten (Fig. 4 bis 8) in Tafel 2 zusammengestellt.

3.3. Wirtschaftsvergleich und Schlußfolgerung

Ausgehend von den technologischen Werten der einzelnen Schweißverfahren, die in Abschnitt 1 kurz angegeben worden sind, wird ein *Vergleich der Schweißzeiten* als Beispiel für einen Brücken-Montagestoß mit der E- und CO₂-Schweißung in Tafel 3 gegeben. Vorausgesetzt ist ein Träger mit Gurten 400 × 30 mm und einem Steg 2500 × 15 mm.

Tafel 2. Vergleichswerte der reinen Schwellfestigkeit der E- und CO₂-Schweißung für Montage-Trägerstöße für Stähle mit $\sigma_B \cong 37 \text{ kp/mm}^2$

	Schwellfestigkeit (σ_{Sch}) (kp/mm ²)	
	E-Schweißung	CO ₂ -Schweißung
Ausführung 1: Versetzter Trägerstoß (Fig. 5)	17—19	—
Ausführung 2: Versetzter Trägerstoß mit Überkopf-Untergurt-Schweißung (Fig. 6)	12—15	—
Ausführung 3: Total-Trägerstoß (Fig. 7)	12—13	17—19
Ausführung 4: Versetzter Trägerstoß mit Halsnähten als K-Nähte (Fig. 8)	25—26	26—27

Da die Hilfszeiten (t_H) auf der Montage sehr unterschiedlich sein können, ist für den Vergleich die Grundzeit (t_G) angesetzt.

Es zeigt sich, daß mit dem Einsatz von nur einem Schweißer die Grundzeit (t_G) auf rund 50% durch die CO₂-Schweißung gegenüber der bisherigen E-Schweißung abgemindert werden kann. Eine Beeinträchtigung der Qualität findet nicht statt. Beim Einsatz von mehreren Schweißern gleichzeitig sind ähnliche Einsparungen möglich.

Tafel 3. Schweiß-Grundzeiten (t_G) in Minuten für Träger-Montage-Stoß (Gurte 400 × 30 mm; Steg 2500 × 15 mm) nach Ausführung 4 mit E- und CO₂-Schweißung

	Schweiß-Grundzeit t_G (min)	
	E-Schweißung	CO ₂ -Schweißung
Obergurt (Steilflankennaht; waagrecht)	78,4	30,0
Untergurt (Steilflankennaht; waagrecht)	78,4	30,0
Steg (X-Naht; senkrecht steigend)	203,0	108,0
Halsnähte oben und unten (Kehl- und K-Naht; horizontal und überkopf)	124,0	79,4
	483,8 Min. (100%)	247,4 Min. (51%)

Die Zeiteinsparungen wirken sich erheblich auf die Herstellungskosten von Träger-Montage-Stößen aus. Hierzu kommen die Kosteneinsparungen von Zusatzwerkstoffen.

Schlußfolgernd kann auf Grund der obengenannten Vergleiche der Herstellungsbedingungen, der Dauerfestigkeitswerte und der Schweißgrundzeiten allgemeingültig ausgesagt werden, daß die CO₂-Schweißung für Träger-Montagestöße außerordentlich gut geeignet ist.

Literaturverzeichnis

1. A. NEUMANN: «Schweißtechnisches Handbuch für Konstrukteure.» Teil I: Grundlagen. Verlag Technik, Berlin, und Fr. Vieweg und Sohn, Braunschweig 1961.
2. A. NEUMANN: «Schweißtechnisches Handbuch für Konstrukteure.» Teil II: Stahlbau. Verlag Technik, Berlin, und Fr. Vieweg und Sohn, Braunschweig 1961.
3. E. O. PATON: «Anwendung der automatischen Schweißung beim Bau einer großen, vollgeschweißten Straßenbrücke.» Verlag Akademie der Wissenschaften, Kiew 1954.
4. B. E. PATON: «Elektro-Schlacke-Schweißung.» Verlag Technik, Berlin 1957.
5. A. NEUMANN: «Festigkeit und Dauerfestigkeit von UP-Verbindungen und deren Berechnung.» Zeitschrift Schweißtechnik, Berlin, 8 (1958), S. 48—53.
6. J. MRYKA: «Die Dauerfestigkeit UP-geschweißter Verbindungen nach Versuchen des JS Gleiwitz.» Zeitschrift Schweißtechnik, Berlin, 8 (1958), S. 53—54.
7. A. NEUMANN: «Probleme der Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen.» Verlag Technik, Berlin 1960.
8. F. STÜSSI: «Zur Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen.» Schweizer Bauzeitung 75 (1957), Nr. 52.
9. F. STÜSSI: «Der Einfluß von Kerben auf die Ermüdungsfestigkeit.» Verlag V.S.B., Zürich 1961.
10. A. NEUMANN: «Die Dauerfestigkeit von CO₂-schutzgasgeschweißten Stumpfnähten.» Zeitschrift Schweißtechnik, Berlin, 9 (1959), S. 43—44.
11. BADER: «Die Dauerfestigkeit des Rohrfachwerkes.» ZIS-Mitteilungen, Heft 2, November 1959.
12. I. W. KUDRJAWCEW: «Dauerfestigkeitsuntersuchungen an elektroschlackegeschweißten Platten und Wellen mit großen Querschnitten.» Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Schwermaschinenbau, Magdeburg (1959), H. 1, S. 87—89.
13. F. STÜSSI und C. F. KOLBRUNNER: «Schrumpfspannungen und Dauerfestigkeit geschw. Trägerstöße.» Mitt. aus dem Institut für Baustatik d. ETH, Zürich, Nr. 18.
14. A. LAZARD: «Überblick über die Anwendung des Schweißens bei den Brückenbauten der französischen Eisenbahnen.» Referat auf der 1. Schw.-Tagung f. Leichtbau und Konstruktion, April 1956 in Halle/S.
15. W. H. MUNSE und J. E. STALLMRYER: "Fatigue in Welded Beams and Girders." Civil Engineering Studies Nr. 259 University of Illinois (USA), 1962.
16. W. KLIEMAND: «Montageschweißung an geschw. vollwandigen Eisenbahnbrücken.» Zeitschrift Deutsche Eisenbahntechnik 5 (1957), S. 451, Heft 10.
17. K. G. REINHARDT und W. KNAUER: «Das röntgensichere Schweißen von Montagestößen.» Zeitschrift Schweißtechnik, Berlin, 9 (1959), S. 378, und 10 (1960), S. 142.
18. G. BIERETT: «Untersuchungen zur Ermittlung günstiger Herstellungsbedingungen für die Baustellenstöße geschw. Brückenträger.» Berichte d. DAS, Heft 10, Verlag Springer, Berlin 1940.

Zusammenfassung

Die CO₂- und die ES-Schweißung erlangen in der Fertigung des Stahlbaues für den Werkstatt- und den Montage-Einsatz, neben der bisherigen E-Schweißung und UP-Schweißung, große Bedeutung.

Es werden die Gesichtspunkte der Herstellungs-Technologien, die Fragen des Einsatzes und der Schweiß-Zeiten der Hochleistungs-Schweißverfahren behandelt.

Die ermittelten Festigkeits- und Dauerfestigkeits-Werte für die einzelnen Schweißverfahren werden miteinander verglichen und Schlüsse für die Berechnungsgrundlagen gezogen.

Am Beispiel von Träger-Montage-Stößen werden einige Ausführungsarten in bezug auf die Herstellung, Dauerfestigkeit und Wirtschaftlichkeit verglichen.

Der Bericht zeigt die Vorteile der Anwendung von Hochleistungs-Schweißverfahren für Stahlkonstruktionen.

Summary

In the production of steel structures both in the fabricating shop and on the site the CO₂ and the slag welding processes are achieving considerable importance, in addition to the manual and submerged arc welding systems hitherto adopted.

The paper deals with the points of view of production technique and with the problems connected with the application of the high-power welding-processes and the welding times involved.

The strength-factors and fatigue limits for the individual welding-processes are compared with one another and conclusions drawn for the bases of calculation.

Using the example provided by girder-assembly joints, certain forms of construction are mutually compared as regards their production, endurance and economic advantages.

The report shows the advantages of using high-power welding-processes for steel structures.

Résumé

Outre les procédés courants de soudage manuel et sous flux, le soudage sous laitier et le soudage sous protection gazeuse de CO₂ ont pris une grande importance dans la construction métallique, aussi bien à l'atelier que sur le chantier.

On considère quelques aspects de la technologie de fabrication, les problèmes de mise en œuvre et les temps requis par le soudage à haut rendement.

On compare les résistances à la rupture statique et les résistances à la fatigue relatives aux différents procédés de soudage et on en tire des conclusions qui intéressent les bases du calcul.

A titre d'exemple, on décrit divers types de joints de montage pour des poutres à âme pleine et on les compare en ce qui concerne leur exécution, leur résistance à la fatigue et leur coût.

On fait ensuite ressortir les avantages que présentent les procédés de soudage à haut rendement dans la construction métallique.

IIe3

Nearly 90% Mechanised Bridge Welding

Soudage de pont, automatique ou semi-automatique à près de 90%

Zu fast 90% mechanisierte Schweißarbeiten im Brückenbau

GORO TANAKA
Dr., Tokyo

SYUICHI HASEGAWA
Tokyo

1. Fabrication Was Carried Out Almost Entirely by Welding

The Unionmelt welding method was freely used, not only in the butt welding of the plates, but also in the fillet welds, using various types of jig (Photograph 1).

According to the actual work already done by the Yokogawa Bridge Works, nearly 50% of the entire welding operations had been made automatic, but the rest had remained non-automatic, and still depended upon manual welding methods. But since 1954, the E. H. method (Photograph 2), which is a kind of semi-automatic welding method, has been adopted in such welding work as the welding of the longitudinal ribs of the box girders to the steel deck.

Furthermore, in addition to the adoption of the Arcos Welder (Photograph 3), a semi-automatic welding method using CO₂ gas and a sliding-holder-semi-automatic process, which is a type of semi-automatic welding process of Japanese invention, have come into increasing use since 1959.

Since 1961, semi-automatic welding methods, such as the Unionarc (Photograph 4) and the Philip methods, have been used in appropriate places and work which was formerly dependent upon manual welding has been made

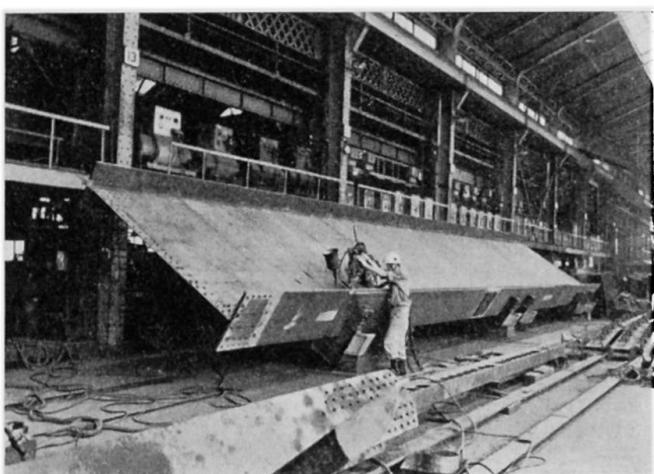


Photo 1.

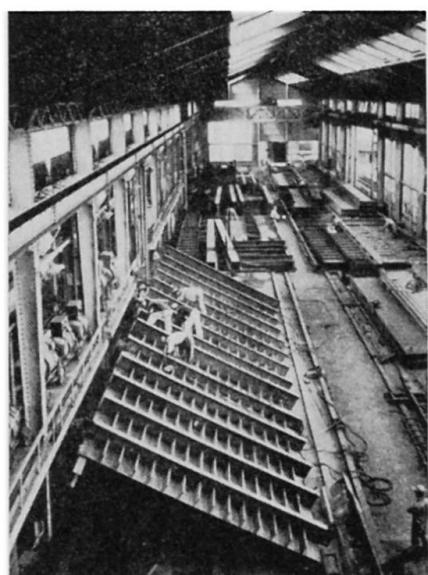


Photo 2.

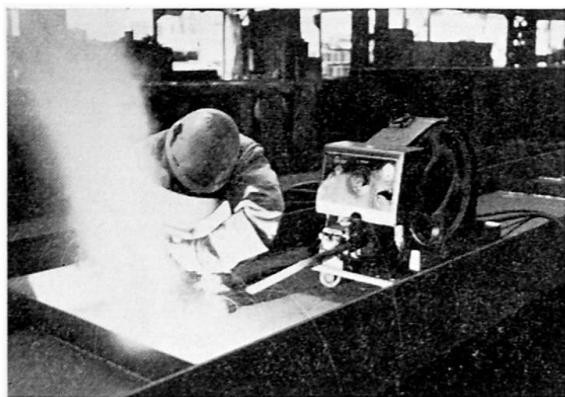


Photo 3.

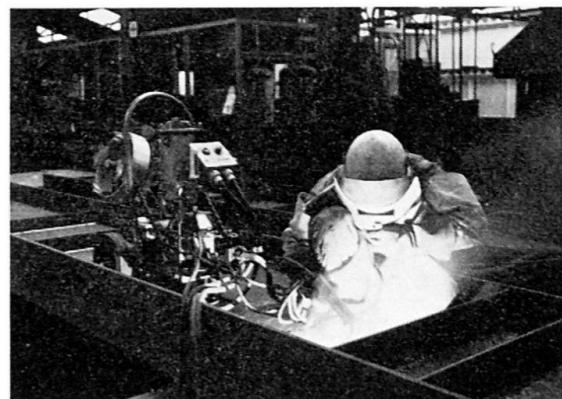


Photo 4.

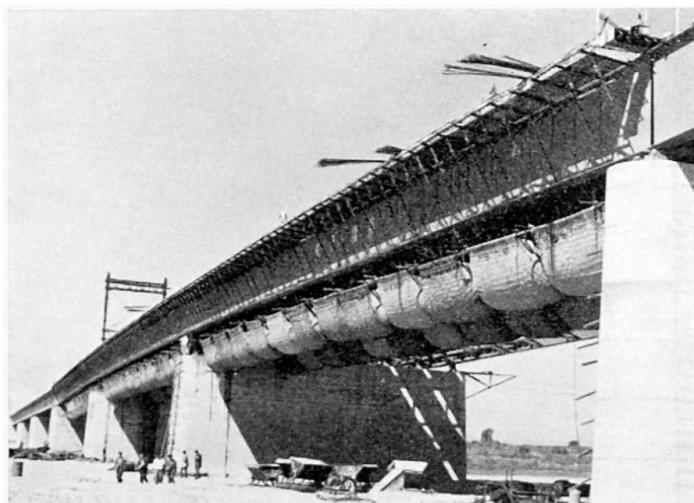


Photo 5.

semi-automatic. Consequently, nearly one-half of the welding work carried out in the factory is now undertaken by automatic and semi-automatic welding methods.

At present, the operation of semi-automatic welding methods using CO₂ gas is somewhat complicated, although there is some difference in the degree of complexity according to the process employed. In addition, the appearance of the beads is not entirely satisfactory. If an all-purpose welding machine could be devised by means of which the above-mentioned disadvantages could be removed and any simple and easy welding operation could be performed economically, 100% of the welding work on steel bridges could be mechanised.

2. Welding Work on the Kisogawa Bridge

2.1. Synopsis

As an example of bridges to which automatic, or semi-automatic welding has been applied, we shall take the Kisogawa Bridge on the Nagoya-Kobe trunk road.

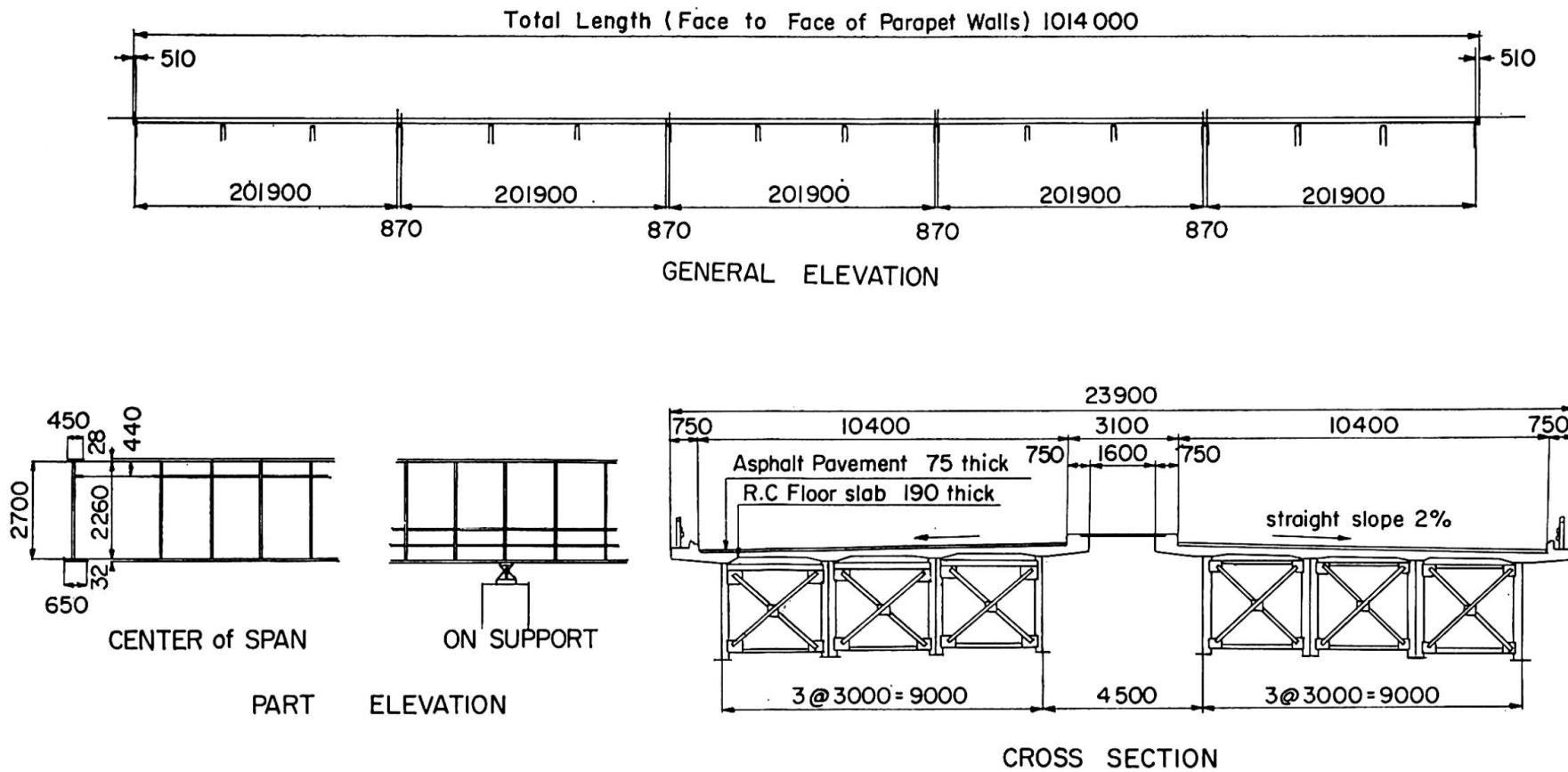


Fig. 1. Outline of super structure.

Table 1. List of Materials Used in the Superstructure of the Kisogawa Bridge

Materials	Weight (t)	Use	
SS-41	648.3	handrail, lateral bracing, sway bracing	
SM-41 A	530.9	main girders	
SM-41 B	75.6	main girders	
SM-50 B	3250.2	main girders	
HT-60	1164.2	main girders	
SV-34	10.7	rivets	
SV-41 A	21.9	rivets	
SC-46	132.4	shoes	
S 20 C	50.3	roller	
cast iron	8.8	drainage	
SUS 22 (stainless steel)	1.4	drainage	
high strength bolts	4.7	joints in field	
Total	5899.4		
SS-41	1019.1 t	reinforcing bar	
piano wire	76.9 t	Freyssinet cable	
concrete ($28 = 400 \text{ kg/cm}^2$)	5524 m ³	deck slab	Deck slab

Table 2. Combinations of Welding Materials

Welding method	Electrode or wire		Flux		Base metal	Type of weld
	Brand	Dia.	Brand	Mesh size		
Manual	B-17	4—5 mm			SS 41	
	TB-24	4—5 mm			SM 41	fillet
	LB-55	4—5 mm			SM 50	
	L-55 F	4—5 mm			SM 50 + (SM 41, SS 41)	fillet
Union-melt	L-60	4—5 mm			HT 60	
					HT 60 + SM 50	
					HT 60 + SM 41	fillet
					HT 60 + SS 41	
Unionarc	Y-C	$\frac{5}{32}''$ $\frac{3}{16}''$	YF-15	20 × 206 20 × D	SM 50 SH 50 + SM 41 HT 60 HT 60 + SM 50	butt and fillet
Unionarc	Y-A	$\frac{3}{64}''$	C.S	20 × D		fillet

Fig. 1 shows an outline of the superstructure of the Kisogawa Bridge. This bridge consists of five, 3-span, twin continuous composite girders, each having a width of 10.4 m, a span of 67.3 m, and a total length of 1014 m.

As this bridge is a continuous composite girder structure, prestressing of the concrete slab was necessary. This prestressing had to be given by jacking up and down of the intermediate supports and by means of the Freyssinet system. In addition, a special process was adopted for placing the concrete slab.

2.2. Material Used for the Kisogawa Bridge

Table 1 shows the type and quantity of the material used for the girders and the deck slab of the bridge. Table 2 shows the brands of the electrodes, welding wires and fluxes that were employed and the purposes for which they were used.

The welding methods were as follows: The Unionmelt method was applied to all the butt welds and to the fillet welds connecting the flange plates with the web plates; the Unionarc method was employed for the welding of the stiffeners and the gusset plates; and manual methods were used for the remaining welds.

2.3. Use of HT 60

For this bridge about 1,200 tons of 60 kg/mm² class high-strength steel, WEL-TEN 60, strengthened by quenching and tempering were used. Prior to its use, the welding methods, electrodes, fluxes, CO₂ gas, pre-heating temperature and other conditions to be adopted had been determined by carrying out various kinds of tests and, at the same time, the properties of the steel material were closely studied.

The chemical compositions of the steel plates, 32 mm and 13 mm thick, are shown in Table 3, and their mechanical properties in Table 4.

To check the weldability of the steel, mechanical tests were carried out on butt and fillet welded specimens.

Table 3. Chemical Compositions of HT 60 Plates (%)

Thickness (mm)	Analys	C	Si	Mn	P	S	Cr	Ni	V	Equivalent carbon value
32	ladle	0.13	0.41	1.20	0.013	0.008	0.21	0.05	0.09	0.397
	check	0.14	0.45	1.20	0.018	0.004	0.21	0.04	0.013	0.403
13	ladle	0.12	0.44	1.18	0.011	0.009	0.19	0.05	0.09	0.381
	check	0.13	0.50	1.18	0.014	0.006	0.20	—	0.013	0.368

Table 4. Mechanical Properties of HT 60 Plates

Thickness (mm)	Tensile test			Bending test	Charpy test kg'm/cm ² 0°C
	Yield point (kg/mm ²)	Tensile strength (kg/mm ²)	Elongation (% l = 200)		
32	51	61	21	good	24.9
13	52	60	15	good	14.8

2.3.1. Hardness test: This test was conducted with 32 mm plates processed by manual and Unionmelt welding methods, with various wire-flux combinations, and varying the temperature of the base metal.

With regard to the 13 mm plates, manual welding, Unionmelt and Unionarc methods were tested, with variations in the welding conditions.

Only in the case of combinations of 32 mm plate, 0°C and manual welding was a value of Hv 350 exceeded (max Hv = 380). In the other cases the Hv value was 310 at most. In this bridge all the welding of thick plates was done by automatic methods, so that no difficulties arose. It was necessary to preheat the plates to 80°C by hand. With regard to the 13 mm plates, preheating was not necessary.

2.3.2. Tests on butt welded joints. The 32 mm and 13 mm plates were welded by the Unionmelt process, varying the edge preparation and the number of passes.

The test results on free bend, side bend and V-notched Charpy test specimens were all good, and we selected the best combination of wire and flux (Table 2).

In the Charpy test at 0°C, we found the values 11.4 kg'm/cm² for the deposited metal and 24.0 kg'm/cm² for the heat affected zone.

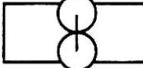
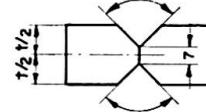
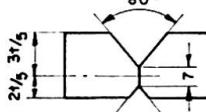
2.3.3. Tensile tests on fillet-welded specimens. The cross-shaped specimens were welded by the Unionmelt and Unionarc methods. Only the specimen welded by the Unionarc method was broken off at the fillet, and we found that the tensile strength of the fillet weld metal was at least 60—61 kg/mm².

2.3.4. Welding conditions and joint geometry of the butt weld. The standard joint geometry and welding conditions are shown in Table 5.

2.3.5. Preparation for welding. The vicinity of the welding joint was thoroughly cleaned by a grinder to remove water, oil and rust.

End tub, having the same edge as the base metal was preset up.

Table 5. Joint Geometry and Welding Condition of Butt Joint by Unionmelt

Thickness of plate (m/m)	Joint geometry	Diameter of wire (in)	Arc current (A)	Arc voltage (V)	Welding speed (cm/min)
9 ~ 11		5/32	600 650	32 34	30 35
12 ~ 18		5/32	600 650	32 34	30 35
19 ~ 27		3/16	750 800	31 31	25 20
28 ~ 40		3/16	800 900	31 32	20 15

A width of about 100 mm on both sides of the welding line was preheated by a flame of propane gas.

The standard preheating temperatures are shown in Table 6.

Table 6. Standard Temperatures of Preheat

Method	Type of steel and thickness of plate				
	Type HT 60			Type SM 50	
	t ≤ 15 mm	15 < t ≤ 25 mm	25 < t mm	25 ≥ t mm	25 < t mm
Manual	—	60°—80°C	80°—120°C	20°C	50°—100°C
Unionmelt	—	—	60°—80°C	20°C	50°—100°C
Unionarc	—	—	60°—80°C	20°C	50°—100°C

2.3.6. Welding operations. Welding operations were undertaken in the flat position. The welding method and procedure were selected so as to reduce the distortion and the residual stress.

The fillet weld between the flange and the web plate was welded by the Unionmelt process and the welding conditions are shown in Table 7.

Table 7. Welding Conditions for Fillet Welding by the Unionmelt Method

Size of fillet mm	Current A	Voltage V	Speed cm/min	Wire and flux	
				for SM 50	for HT 60
6	550	28	60	Y-CM $\frac{5}{32}$ " \varnothing	Y-CM $\frac{5}{32}$ " \varnothing
7	600	30	55	YF-15	YF-15
8	650	32	50	12 \times 65	12 \times 65

For welding the stiffeners the Unionarc Machine was used and the welding conditions employed are shown in Table 8.

Table 8. Welding Conditions for Fillet Welding by the Unionarc Method

Size of fillet mm	Brand of wire	Brand of flux	Current A	Voltage V	Speed cm/min	Consumption of CO_2 gas (l/min)	Ratio of wire to flux
6	Y-A	CS	200	28—30	0.6/1	40	20

2.3.7. The welding lengths. Table 9 shows the welding lengths of the members of the Kosogawa Bridge.

2.3.8. The quantities of welding materials required. The quantities of wire, flux and CO_2 gas required for welding are shown in Tables 10 and 11.

3. 86.6% Automatic and Semi-Automatic Methods

If the total weld deposit metal is assumed to be 174,000 m of 6 mm fillet weld, then 41.4% of the weld metal is deposited by automatic methods 45.2% by semi-automatic methods and 13.4% by manual welding.

Thus, in all, 86.6% of the total weld metal was deposited by mechanised welding.

Table 9. Summary of Welding Lengths of Each Member

Member	Weight of steel t	Total length of weld length of weld per ton of steel *		Proportion of automatic and semi-automatic welding		Manual by welded part
		L (m)	m/t	L (m)	ratio to total %	
main girder	4,877	137,709	28.2	126,464	92.0	stiffener + flange
sway bracing	330	21,655	65.8	13,224	60.8	horizontal stiffener + stiffener
lateral bracing	191	10,926	57.2	10,926	100.0	gusset plate, stiffener
expansion joint	45	1,870	42.0	121	6.7	all except butt weld
drainage	19	1,821	101.0	0	0	
bearing	203					
slab holder	108					
total	5,773	173,981				

* Calculated as 6 mm fillet weld.

Table 10. Welding Materials Required per Unit Length,
Calculated as 6-mm Fillet

Welding method	Shape of joint	Dia. of wire	Materials required		
			wire (kg/m)	flux (kg/m)	CO ₂ gas (l/m)
Unionmelt	x 13	3/16	0.90	0.72	
	x 22	1/4	1.43	1.10	
	x 25	1/4	1.65	1.32	
	x 28	1/4	2.16	1.72	
	x 32	1/4	2.40	1.92	
	Δ 7	5/32	0.21	1.16	
Unionarc	Δ 8	5/32	0.25	0.20	
	Δ 4-6	3/64	0.16	0.12	42.2
	Δ 8	3/32	0.36	0.22	63.0

Table 11. Total Welding Materials Required

Material	Unionmelt	Unionarc	Manual
wire	13,118 kgs	15,533 kgs	
flux	8,219 kgs	11,152 kgs	
CO ₂ gas	—	3,780 m ³	
electrode	—	—	6,507 kgs

Summary

The report first describes the recent tendency towards mechanization in bridge welding in Japan. About 50% of the total welding deposits on a bridge may be carried out by automatic methods, about 40% by semi-automatic methods, and only the remaining 10% need be undertaken by manual methods.

The report gives details regarding the materials and the welding methods employed and the tests made on the Kisogawa Bridge, a part of which was made of 60 kg/mm² class high strength steel.

Résumé

Les auteurs décrivent tout d'abord l'évolution de la mécanisation du soudage dans la construction des ponts au Japon. Le soudage d'un pont peut être exécuté au moyen de procédés automatiques dans une proportion correspondant à environ 50% du métal déposé, de procédés semi-automatiques dans une proportion de 40%, tandis que le soudage à la main n'est nécessaire que pour les 10% qui restent.

On donne le détail des matériaux utilisés et des procédés de soudage employés et on décrit les essais exécutés pour le pont de Kisogawa, réalisé en partie en acier à 60 kg/mm² de résistance.

Zusammenfassung

Die Verfasser beschreiben zuerst die Entwicklung der Mechanisierung bei Schweißungen im japanischen Brückenbau. Die Schweißarbeiten bei einer Brücke können zu ca. 50% des aufgebrachten Schweißgutes mit automatischen Verfahren ausgeführt werden, weitere 40% setzen halbautomatische Verfahren voraus und der Restbetrag von ca. 10% ist noch Schweißarbeit von Hand.

Am Beispiel der Kisogawa-Brücke, die teilweise aus hochwertigem Stahl mit einer Festigkeit von 60 kg/mm² besteht, werden die Einzelheiten der gewählten Werkstoffe und der verwendeten Schweißverfahren beschrieben und es werden die in diesem Zusammenhang durchgeföhrten Versuche angegeben.

II c 4

Versuche und Erfahrungen mit Stahl-Klebeverbindungen

Tests and Experiences with the Connection of Steel with Adhesives

Essais et expériences sur des assemblages collés

G. AURNHAMMER

Dipl.-Ing., Abteilungspräsident beim Bundesbahn-Zentralamt München

1. Grund des Interesses am Kleben

Alle bisher gebräuchlichen Verbindungsmittel des Stahlbaues schädigen die verbundenen Querschnitte, entweder durch Lochschwächung oder durch die Kerbwirkung des Schweißens. Beides kann, besonders bei Beanspruchung auf Dauerfestigkeit, eine empfindliche Schwächung bedeuten. Das Kleben hätte keine derartigen schädlichen Nebenwirkungen. Daher wuchs mit dem Aufkommen von Klebern höherer Festigkeit verständlicherweise der Wunsch, sie auch im Stahlbau zu verwenden.

Solange ihre Eigenschaften für die hohen Beanspruchungen in Kraftverbindungen des Stahlbaues nicht ausreichen, gilt es solche Anwendungsmöglichkeiten zu finden, bei denen die störende Wirkung anderer Verbindungsmittel besonders fühlbar ist, andererseits erhofft werden kann, daß eine Klebeverbindung den auftretenden Beanspruchungen genügt. Diese Voraussetzungen treffen in besonderem Maße für die unmittelbare Befestigung des Gleises auf dem Fahrbahn-Flachblech von Eisenbahnbrücken zu, wo das bisher übliche Aufschweißen der Schienenunterlagsbleche neben einer Herabsetzung der Dauerfestigkeit auch störende Höhenunterschiede bringt. Das Aufkleben dieser Bleche vermeidet beide Nachteile; durch Verwendung eines Klebemörtels größerer Dicke lassen sich sogar die im Flachblech schon vorhandenen Höhendifferenzen ausgleichen.

Die nachstehend beschriebenen Versuche sind daher besonders auf diese Anwendungsmöglichkeit ausgerichtet.

2. Statische und Dauerfestigkeitsversuche mit geklebten Stahlverbindungen

Die im Jahre 1957 vom Bundesbahn-Zentralamt München durchgeführten Versuche mit geklebten Stahlverbindungen sind als Vorversuche zu werten. Die ersten statischen Festigkeitsversuche (Zugversuche) wurden mit zwei-seitigen Laschenverbindungen der Formen nach Fig. 1 und Fig. 2 vorgenommen.

Der Werkstoff dieser Probekörper war Kesselblech I nach DIN 17 155

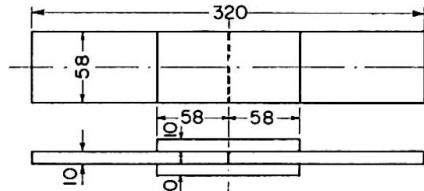


Fig. 1.

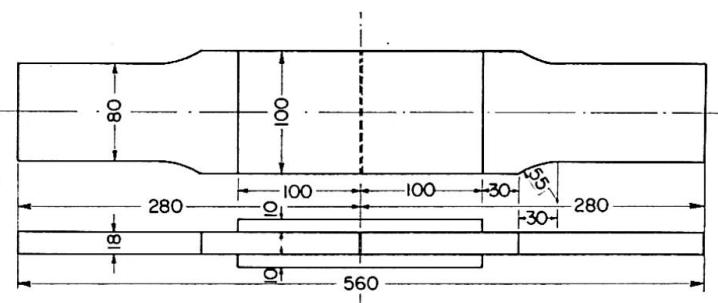


Fig. 2.

(35—40 kg/mm²). Die Berührungsflächen von je 6 Prüfstäben beider Formen wurden mit Stahlkies der Körnung 2—3 mm bei 5—6 atü gestrahlt, bis sie metallisch rein waren, dann mit einem kalthärtenden Polyesterharz verklebt.

Weitere 6 Prüfstäbe der Prüfform nach Fig. 1 wurden flammgestrahlt und mit einem kalthärtenden Äthoxylinharz verklebt.

Ein Teil der statischen Versuche wurde mit zentrischer, ein Teil mit gering exzentrischer Einspannung ausgeführt, letztere um den Einfluß von geringen Biegespannungen zu ermitteln.

Das Ergebnis der statischen Festigkeitsversuche ist der Tafel 1 zu entnehmen.

Die teilweise exzentrische Einspannung ließ keinen wesentlichen Einfluß erkennen. Die Zahl der Prüfkörper war allerdings zu gering, um hieraus endgültige Schlüsse ziehen zu können. Zum Vergleich wurden auch Zugschwellversuche, gleichfalls mit zweierlei Prüfstabformen, durchgeführt. Die Klebefläche der kleineren Form entsprach genau derjenigen nach Fig. 1. Für die größere Form wurden die Seitenlängen der Klebefläche auf 142×142 mm vergrößert, so daß sich eine Klebefläche $F = 201,6 \text{ cm}^2$, also das Doppelte der Klebefläche nach Fig. 2, ergab.

Werkstoff und Oberflächenbehandlung waren die gleichen wie bei den statischen Versuchen. Als Kleber wurde kalthärtendes Polyesterharz verwendet. Für Ursprungsfestigkeit (Unterlast = 0) wurden die in Fig. 3 und 4 dargestellten Wöhlerlinien ermittelt.

Bei einer Lastwechselzahl von $2 \cdot 10^6$, einer Zahl, die anscheinend auch bei Klebeverbindungen für die Angabe der Dauerfestigkeit ausreicht, lassen sich Scherfestigkeiten

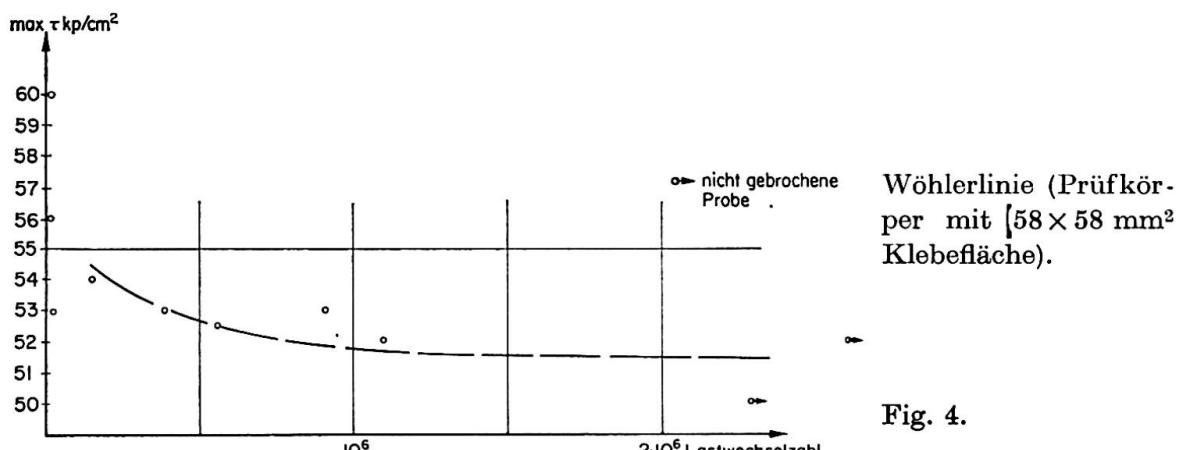
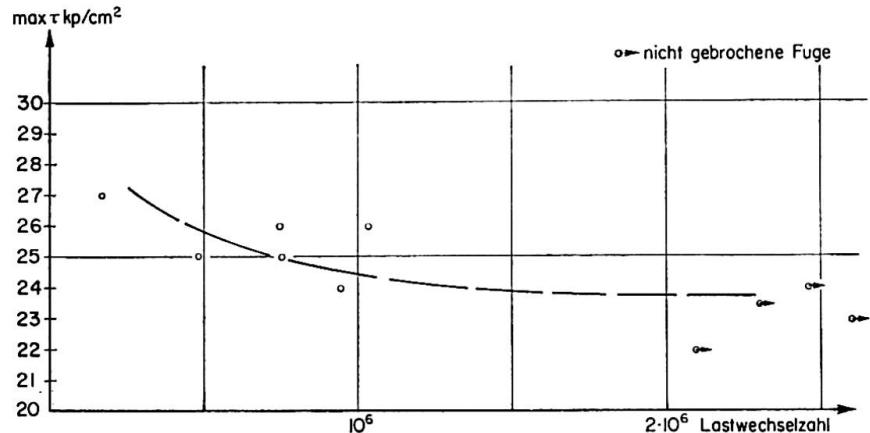
bei den kleinen Probestäben mit $F = 33,6 \text{ cm}^2$ von 51 bis 52 kp/cm²,
bei den größeren Probestäben mit $F = 201,6 \text{ cm}^2$ von 23 bis 24 kp/cm²
angeben.

Der Festigkeitsabfall gegenüber statischer Belastung ist unverkennbar, ebenso der Abfall bei Vergrößerung der Klebelänge.

Diese Ergebnisse entsprechen noch nicht den Festigkeiten, die für tragende Verbindungen im Stahlbau erforderlich sind. Bestenfalls waren die Kleber für Heftverbindungen verwendbar. Die Weiterentwicklung der Kunstharzkleber wurde jedoch im Auge behalten.

Tafel 1

Klebefläche cm ²	Stab-Nr.	3			4		
		Polyesterharz			Äthoxylinharz		
		Exzentri- zität mm	Bruch- last kp	Scher- spannung kp/cm ²	Exzentri- zität mm	Bruch- last kp	Scher- spannung kp/cm ²
33,6 nach Bild 1	1	0	9280	138	0	8700	129
	2	0	8400	125	0	9400	140
	3	0	8550	127	0	7100	106
	4	2	8950	133	0	7250	108
	5	4	8150	121	0	7300	109
Mittelwert				125,7			118,0
100 nach Bild 2	1	0	23400	117			
	2	0	21700	108			
	3	0	21400	107			
	4	4	20500	102			
	5	4	21800	109			
	6	4	18000	90			
Mittelwert				105,5			



Eine praktische Anwendungsmöglichkeit für geklebte Stahlverbindungen sah die Deutsche Bundesbahn, aus den unter Abschnitt 1 angeführten Gründen, nach einer Verbesserung der Festigkeit der Kleber darin, die Unterlags- bzw. Ausgleichsplatten unmittelbarer Schienenbefestigungen auf mittragende Fahrbahnbleche stählerner Brücken anstatt zu schweißen, zu kleben.

Die Eignung der Klebetechnik für diesen Zweck war durch Versuche zu klären.

3. Statische und Dauerversuche mit auf stählerne Grundplatten aufgeklebten Schienenausgleichsplatten

Auch diese Versuche sind als Vorversuche zu werten.

Die Prüfkörper bestanden aus Grundplatten der Abmessungen $600 \times 300 \times 20$ mm und auf sie aufgeklebten Ausgleichsblechen von 440×250 mm Grundfläche mit aufgeschweißten Rippenspurplatten des normalen Eisenbahnoberbaus. Als Kleber wurden Epoxydharz und Polyesterharz (kalthärtend) verwendet. Die Berührungsflächen wurden vorher entfettet und mit Sand gestrahlt. Einige Probekörper wurden mit Kunstharzmörtel als keilförmige Ausgleichsplatten gefertigt. In diesem Fall wurde der Kunstharzkleber mit Quarzmehl, Kreide oder Glasfaser als Füllstoff angereichert. Bei einigen Proben wurden die elastischen Zwischenlagen in Form der üblichen Gummiplatten $d = 15$ mm durch Stahlplatten ersetzt. Es sollte damit

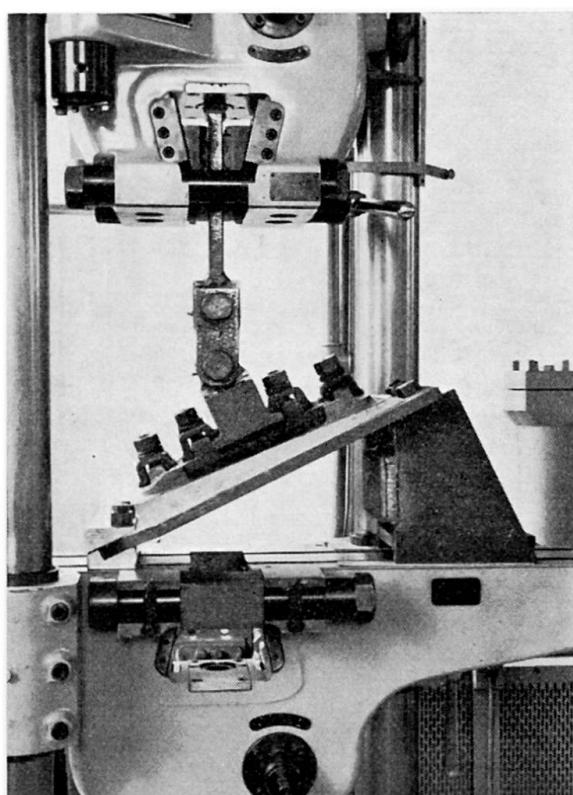


Fig. 5.

festgestellt werden, wie sich die Belastungen auswirken, wenn die Federung durch die Gummizwischenlage fehlt.

Die Versuchsanordnung ist aus Fig. 5 ersichtlich.

Die Grundplatten wurden 26° geneigt in den Pulsator eingespannt, um die Beanspruchung unter dem rollenden Rad nachzuahmen.

Tafel 2

1 Probe- Nr.	2 Kleber oder Klebemörtel	3 Zwischen- lage	4 Statische Belastung + 1,1 Mp - 7,6 Mp + 1,1 Mp	5 Frequenz n U/sec	6 Lastspiel- zahl N bei +1,1 Mp Oberlast und -7,6 Mp Unterlast	7 Be- fund
1	Polyester- harzkleber	15 mm Stahl	0	8,3	240 420	X
2	Epoxydharz- kleber	„	0	8,3	2 004 000	O
3	„	15 mm Gummi- platte	0	5—10	2 012 940	O
4	Polyester- harzkleber	„	0	25	10 000	X
5	„	„	0	25	40 000	X
6	„	„	0	10	10	X
7	„	„	0	10	350 000	X
8	Epoxydharz- kleber	„	0	10	67 000	X
9	„	„	0	10	72 000	X
10	Polyester- harzklebe- mörtel Füllstoff: Kreide 30% (Keilform)	15 mm Stahl- platte	0	5	1 980	X
11	„	15 mm Gummi- platte	0	25	5 000	X
12	Polyester- harzklebe- mörtel Füllstoff: Kreide 40%	„	0	10	2 100 000	X
13	„	„	0	10	2 700 000	X

Bezeichnung: O Probe nicht gebrochen.

X Probe gebrochen.

In der lotrechten Richtung wirkte auf die Schienenkopfmitte die zwischen 1,1 Mp Zug und 7,6 Mp Druck wechselnde Kraft, die sich rund im Verhältnis 2 : 1 in eine senkrechte und eine parallel zur Klebefuge wirkende Komponente zerlegte. Die dabei auftretende Scherbeanspruchung von 3 kp/cm² ist praktisch bedeutungslos. Maßgebend für die Dauerfestigkeit der Verbindung ist der Haftwiderstand gegen Abheben bei der Zugbeanspruchung.

Pulsiert wurde mit Lastspielfrequenzen von 5—25 U/sec.

Vor dem Dauerversuch wurden sämtliche Probestücke statisch belastet.

In der Tafel 2 sind die Versuchsergebnisse zusammengestellt. Von 27 Probekörpern fielen schon 4 bei der statischen Belastung aus. Nur in 4 Fällen wurde eine Lastspielzahl von $2 \cdot 10^6$ erreicht (Taf. 2, Probe-Nr. 2, 3, 12, 13).

4. Dauerversuche mit geklebten Schienenstützungen an praxisnahen Versuchskörpern

Die Ergebnisse des eben beschriebenen Vorversuchs ließen die praktische Brauchbarkeit geklebter Schienenstützungen für den Fall erhoffen, daß die entscheidende Abhebekraft in Wirklichkeit nicht die im Versuch angewandte Größe erreicht.

Bei der elastischen Nachgiebigkeit von Flachblechfahrbahnen durfte auch angenommen werden, daß tatsächlich der größte negative Auflagerdruck *unter* 1 Mp bleiben würde. Für die Hauptversuche wurde daher ein Versuchs-

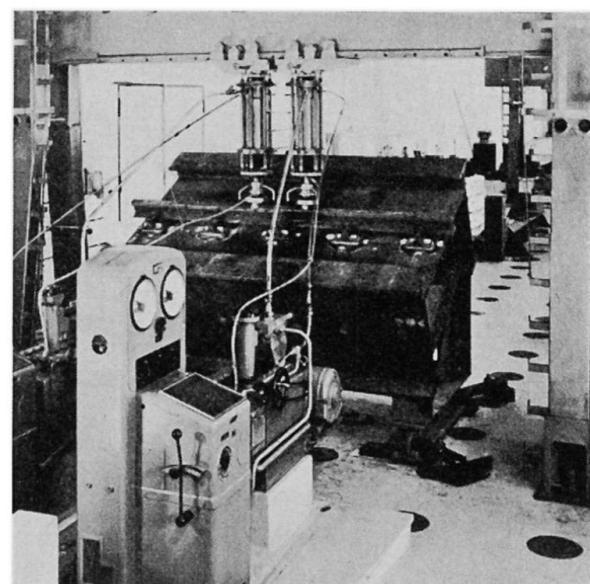
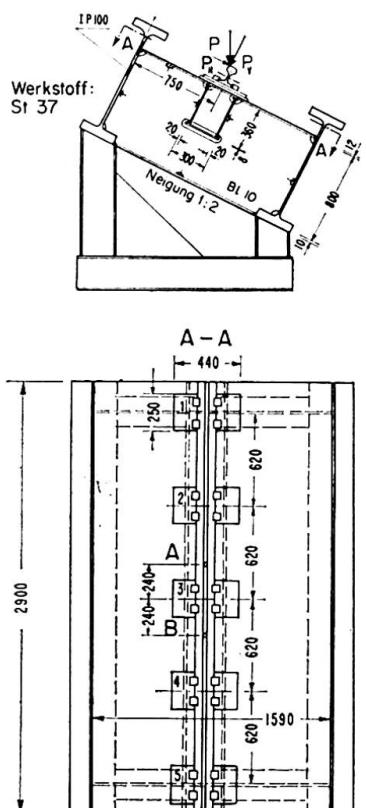


Fig. 7.

Fig. 6.

körper angefertigt, der einem Ausschnitt aus einer Flachblechfahrbahn samt Oberbau in natürlicher Größe entspricht. Die Versuchsanordnung zeigt Fig. 6.

Die zu klebenden Berührungsflächen wurden zuerst durch eine Vacublast-Anlage mit Stahlkies, Körnung 0,75 mm, gestrahlt. Dann wurden die Ausgleichsbleche mit 440×250 mm Grundfläche mittels Epoxydharz bei einer Schichtdicke von 1—2 mm auf das Fahrbahnblech aufgeklebt.

Versuch 1

Der Dauerversuch Nr. 1 wurde mit 2 Pulsatoren und 2 30-Mp-Kolben (Fig. 7) durchgeführt, die in 2 benachbarten Feldern auf die Schiene abwechselnd wirkten.

Diese beiden gleichartigen Pulsatoren wurden so miteinander gekoppelt, daß sie eine Phasenverschiebung von einer halben Umdrehung hatten, das heißt daß jeweils ein Kolben die Oberlast (16 Mp) erreichte, wenn der andere gerade an der Unterlast (3,3—4,2 Mp) war und umgekehrt. Die Größen der Ober- und Unterlast für diesen und die folgenden Versuche sind in Taf. 3 zusammengestellt.

Die angestrebte Nachahmung der Wirkung eines über die Schienenstützung rollenden Eisenbahnrads ließ sich bei diesem Versuch nicht ganz erreichen, da sich die Unterlast aus versuchstechnischen Gründen nicht unter den Wert 3,3 Mp senken ließ. Geringe negative Auflagerdrücke könnten daher höchstens in den äußersten Schienenstützungen auftreten. Besser nachgeahmt ist die Kippwirkung auf die mittlere und die benachbarten Schienenstützungen.

Die niedrigste Umdrehungszahl der Pulsatoren war 5,6 U/sec, so daß die Lasten einander im zeitlichen Abstand von 0,09 sec folgten. Dies entspricht bei 0,48 m Abstand zwischen den Lastangriffspunkten der Geschwindigkeit eines darüberrollenden Rades von ~ 20 km/h.

Der Versuch wurde bei $\sim 5,5 \cdot 10^6$ Lastwechseln abgebrochen, ohne daß an den Klebefugen des Probekörpers irgendwelche Schäden festgestellt werden konnten (Taf. 3, Versuchs-Nr. 1).

Versuch 2

Um die Aufhebung etwaiger negativer Auflagerdrücke durch die zweite Last auszuschließen, wurde bei diesem Versuch mit nur einem 30-Mp-Kolben im Punkt B mit 16 Mp belastet. Der Versuch wurde bei $3,4 \cdot 10^6$ Lastwechseln beendet, ohne daß Schäden am Probekörper aufgetreten waren (Taf. 3, Versuch 2).

Versuch 3

Da bei den genannten Lasten keine Schäden an den Klebefugen aufgetreten waren, wurde unter Verwendung eines 60-Mp-Kolbens die Last verdoppelt. Sie griff nur im Punkt A an mit Oberlast 31,3 Mp und Unterlast 1,4 Mp

(Tafel 3, Versuch-Nr. 3). Dabei brach nach $0,374 \cdot 10^6$ Lastwechseln die Schiene. Für die praktische Verwertung war es nicht nötig, den Versuch mit erneuter Schiene fortzuführen, da sich die Klebung bereits als der weniger gefährdete Teil erwiesen hatte.

Versuch 4

Ein 4. Versuch mit Lastangriffspunkt über der Schienenbefestigung 3 brachte wegen der für die Klebefuge günstigen Belastung erwartungsgemäß bei insgesamt $5,172 \cdot 10^6$ Lastwechseln keine Schäden an den Klebefugen, dagegen verschiedene Brüche an Stahlteilen.

Versuche bei hohen und tiefen Temperaturen

Um die Einwirkung hoher und tiefer Temperaturen auf die Klebung feststellen zu können, wurden noch 2 Versuche mit Laststellung wie bei Versuch 4 bei den praktisch vorkommenden extremen Temperaturen angefügt.

Versuch 5

Es wurden nach Aushärtung des Klebers durch Infrarotstrahler, die über und unter der Schienenbefestigung 3 angebracht waren, die Klebefugen auf $+60^\circ\text{C}$ erwärmt. Es konnten bei $+57^\circ$ bis $+63^\circ\text{C}$ $2,066 \cdot 10^6$ Lastwechsel ohne Beschädigung der Klebefuge erreicht werden (Taf. 3, Versuch Nr. 5 und Fig. 8).

Versuch 6

Nach Aushärten des Klebers und nach dem Abdämmen des Probekörpers mittels Isoliermatten und Zeltplanen gegen die Außenluft wurde CO_2 -Eis auf das Fahrbahnblech und in die Längsträger gelegt. Dadurch gelang es, die Temperaturen an der Klebefuge zwischen -22° und -41°C zu halten. Bei durchschnittlich -30°C konnten $2,075 \cdot 10^6$ Lastwechsel gefahren werden, ohne daß Schäden an der Klebemasse festgestellt werden konnten (Taf. 3,

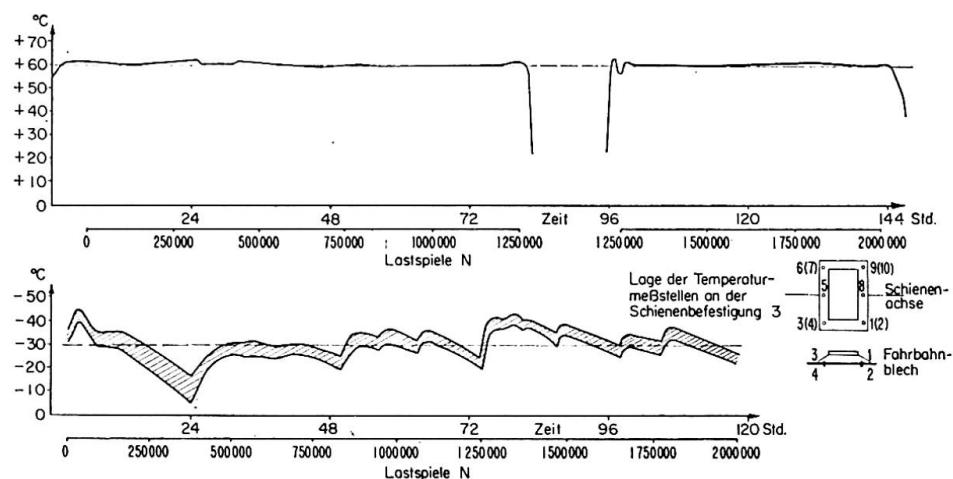


Fig. 8.

Versuch Nr. 6 und Fig. 8). Nach $1,2 \cdot 10^6$ Lastwechseln brachen jedoch die Schiene und eine Klemmplatte direkt unter der Lasteinleitungsstelle.

Versuch 7, Schlagversuch

Die Schienenstützung durch wiederholte Schläge mit einem Vorschlaghammer von der Klebefuge zu lösen, gelang nicht. Dagegen gelang dies mit Schlägen auf einen an einer Ecke der Unterlagsplatte angesetzten Meißel.

Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Es wurden bei normalen Raumtemperaturen bei verschiedenen hohen Belastungen insgesamt $14,433 \cdot 10^6$ Lastwechsel und bei $+60^\circ\text{C}$ und -30°C weitere $4,627 \cdot 10^6$ Lastwechsel gefahren, ohne daß sichtbare Schäden an den Klebefugen festgestellt werden konnten.

Die Durchbiegungen des Fahrbahnbleches betragen bis zu 0,9 mm.

Die Versuche wurden ebenso wie die in Abschnitt 5 und 6 besprochenen beim Otto-Graf-Institut der Technischen Hochschule Stuttgart durchgeführt.

Tafel 3. Ergebnisse der Dauerversuche mit geklebten Schienenbefestigungen

Ver- suchs- Nr.	Lastanord- nung	Temperatur $^\circ\text{C}$	Belastung		Anzahl der Last- wechsel N	Fre- quenz f U/sec	Be- fund
			Ober- last P_0 Mp	Unter- last P_u Mp			
1		Raumtemp. $+16,5$ bis $+21,0$	16,0	3,3 bis 4,2	$5,472 \cdot 10^6$	5,6	
2		Raumtemp. $+16,0$ bis $+18,0$	16,0	5,9 bis 6,2	$3,415 \cdot 10^6$	5,6	
3		Raumtemp. $+17,0$ bis $+19,5$	31,3	1,4	$0,374 \cdot 10^6$	3	
4		Raumtemp. $+19,0$ bis $+21,0$	31,3	1,4	$4,294 \cdot 10^6$	3	
5		$+57,0$ bis $+63,0$	21,0	1,0	$4,915 \cdot 10^6$ $5,172 \cdot 10^6$	5	
6		$-10,0$ bis $-45,0$	21,0	1,0	$2,066 \cdot 10^6$ $2,075 \cdot 10^6$	5	

5. Dauerversuche von mit Kunstharzmörtel geklebten Schienenstützungen

Mit dem gleichen Prüfkörper nach Fig. 6 wurden auch einige Dauerversuche mit Kunstharzmörtel, als Ausgleichsschicht ($d = 30$ mm) zwischen den Schienenunterlagsplatten und dem Fahrbahnblech, durchgeführt.

Die Vorbehandlung der Berührungsflächen erfolgte in gleicher Weise wie bei den bereits beschriebenen Versuchen durch Strahlen mit Stahlkies, Körnung 0,75 mm. Dann wurde Epoxydharz mit Pinsel dünn auf die Kontaktflächen aufgetragen und der Klebemörtel — eine Mischung aus Epoxydharz und Quarz der Körnungen 0 bis 0,2 und 2 mm, im Verhältnis 1 : 4 — zähflüssig eingebracht. Die freien Mörtelränder wurden durch einen Anstrich mit einer Chlor-Kautschukmasse gegen Eindringen von Feuchtigkeit geschützt. Die Aushärtezeit betrug 6—8 Tage.

Die bisherigen Versuche beschränken sich auf die Lasteintragung über der Schienenstützung 3. Versuche mit ungünstigerer Laststellung stehen noch aus.

Versuch 1

Bei Raumtemperaturen von im Mittel $+16^{\circ}\text{C}$ wurden (siehe Taf. 4, Versuch Nr. 1) $10,861 \cdot 10^6$ Lastwechsel erreicht, ohne daß der Klebemörtel eine Beschädigung erkennen ließ, während bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln die Schiene unter der Lastüberleitungsstelle 3 vom Schienenfuß aus und nach $4 \cdot 10^6$ Lastwechseln die darunterliegende Rippenplatte brach. Außerdem mußten die Gummiplatten öfter ausgewechselt werden.

Versuch 2

Die Versuchseinrichtung war die gleiche wie beim Wärmeversuch mit unvermischem Kleber. Bei $+58^{\circ}$ bis $+63^{\circ}\text{C}$ wurden $2,515 \cdot 10^6$ Lastwechsel gefahren (Taf. 4, Versuch 2 und Fig. 9). Es war danach keine Veränderung an den Keilplatten aus Klebemörtel zu bemerken. Nach $1,5 \cdot 10^6$ Lastwechseln trat ein Riß im Schienenkopf auf.

Versuch 3

Auch hier war die Versuchsdurchführung die gleiche wie beim Kälteversuch mit reinem Kleber. Bei den von -20° bis -41°C durchgeführten Versuchen mit $2,317 \cdot 10^6$ Lastwechseln wurden keine Schadensmerkmale an den Klebemörtelplatten festgestellt (Taf. 4, Versuch 3 und Fig. 9). Es traten hier jedoch wieder Beschädigungen anderer Teile auf.

Insgesamt wurden bei den 3 Versuchen mit dem gleichen Prüfkörper mit Kunstharzmörtelklebung $15,7 \cdot 10^6$ Lastwechsel erreicht, ohne daß Veränderungen an den Klebemörtelplatten festgestellt werden konnten.

Versuch 4, Schlagversuch

Durch kräftige Schläge mit einem schweren Hammer konnte der Klebemörtel nicht von den Stahlflächen gelöst bzw. auseinandergesprengt werden.

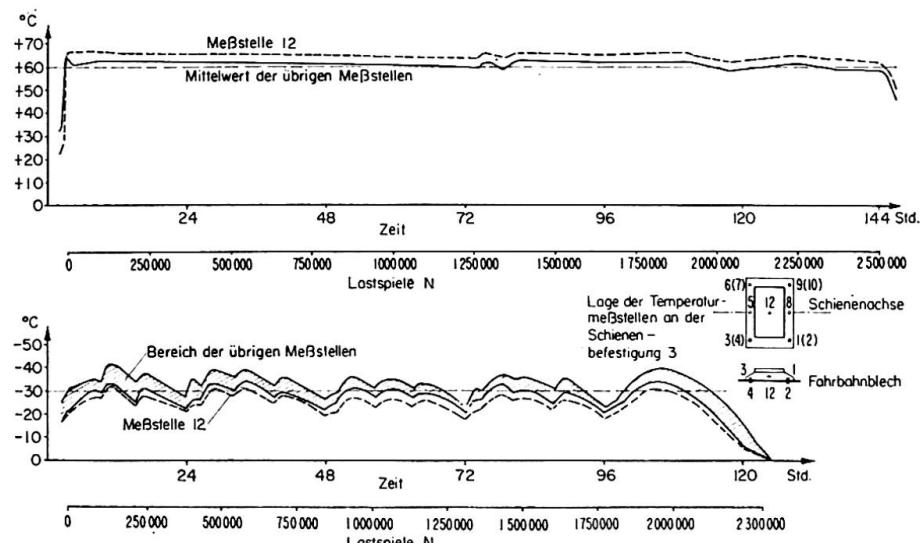


Fig. 9.

Tafel 4. Ergebnis der Dauerversuche mit Klebemörtel-Keilplatten

1 Ver- suchs- Nr.	2 Last- anordnung	3 Temperatur ° C	4 Ober- last P_0 Mp	5 Unter- last P_u Mp	6 Last- wechsel N	7 Fre- quenz f U/sec	8 Befund
1 2 3		Raumtemp. + 11 bis + 21	21	1	$10,861 \cdot 10^6$	5	keine Schäden an Klebemör- telfugen
		+ 58 bis + 63 Meßstelle 12: 63 bis 67	21	1	$2,515 \cdot 10^6$	5	„
		- 20 bis - 41 Meßstelle 12: - 18 bis - 32	21	1	$2,317 \cdot 10^6$	5	„

6. Einfluß der Aushärtedauer und der während des Aushärtens herrschenden Temperaturen

Die Klebungen aller bisher behandelten Versuchskörper konnten bei Raumtemperatur genügend lange aushärten.

Aus der Praxis ergab sich die Notwendigkeit, zu prüfen, welchen Einfluß kürzere Aushärtezeiten und ungünstigere Aushärtetemperaturen haben. Deshalb wurden Versuche durchgeführt, um die Scherfestigkeiten von Klebe- und Klebemörtelfugen, die bei Lufttemperaturen von 3°, 6°, 10°, 15° bzw. 20° aushärteten, jeweils festzustellen. Verwendet wurde Epoxydharzkleber

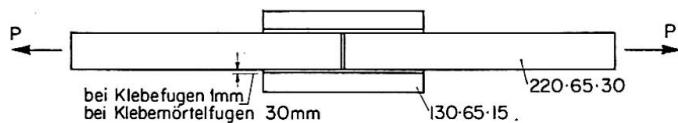


Fig. 10.

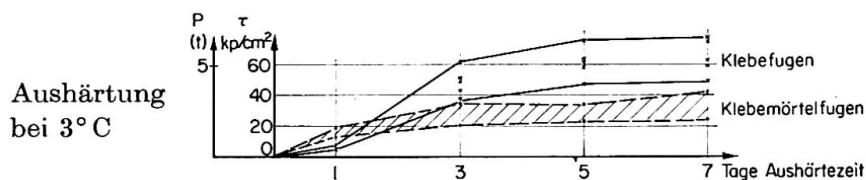


Fig. 11.

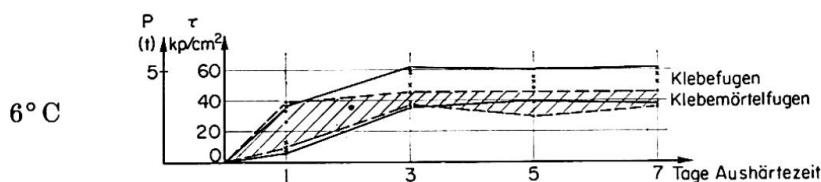


Fig. 12.

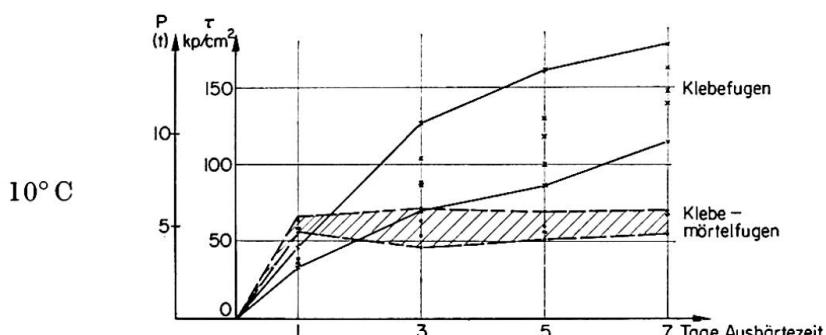


Fig. 13.

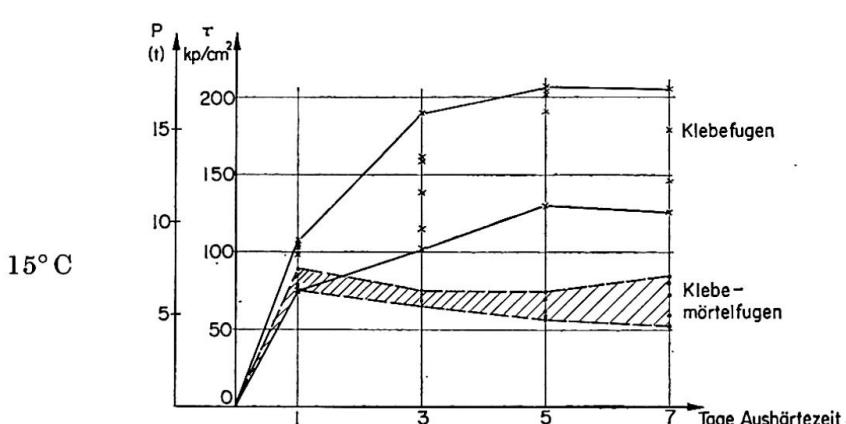


Fig. 14.

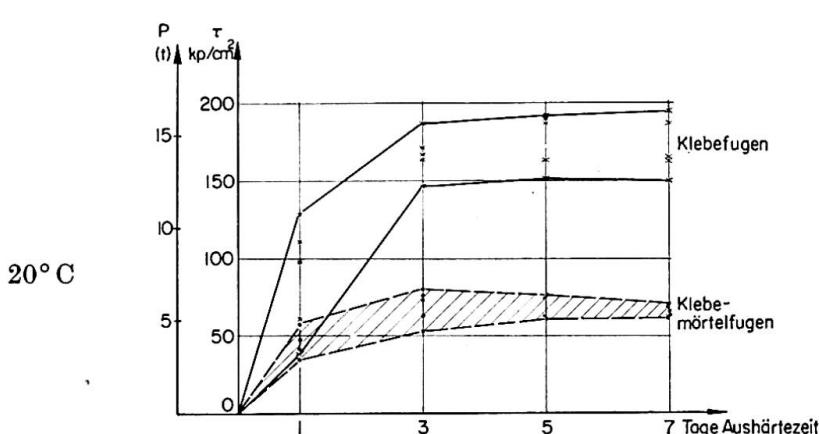


Fig. 15.

und Epoxydharzmörtel mit Quarz. Die Form der Prüfkörper aus St 37 ist der Fig. 10 zu entnehmen. Von den insgesamt 200 Probekörpern standen je 5 für die verschiedenen Prüfungen zur Verfügung.

Die Ergebnisse dieser Versuche sind den Darstellungen in den Fig. 11—15 und der Taf. 5 zu entnehmen.

Tafel 5

Aushärte- temp. °C	Kunstharzkleber (Epoxydharz)		Kunstharzmörtel (Epoxydharz + Quarz)	
	Max. Scherfestig- keit (im Mittel) τ kp/cm ²	bei einer Aus- härtezeit in Tagen	Max. Scherfestig- keit (im Mittel) τ kp/cm ²	bei einer Aus- härtezeit in Tagen
3	60	7	30	7
6	50	7	40	3
10	150	7	60	1
15	180	5	80	1
20	180	5	70	3

Diese Ergebnisse enthalten zweifellos viele Zufälligkeiten, die bei einer größeren Zahl von Versuchskörpern verschwinden würden. Keiner der in Taf. 5 gebildeten Mittelwerte kann daher strenge Gültigkeit beanspruchen. Erst recht gilt dies für die Anzahl der Tage, in denen die Höchstfestigkeit erreicht war. Immerhin lassen die Darstellungen folgendes erkennen:

In dem untersuchten Temperaturbereich bis zur Raumtemperatur steigt die erreichte Scherfestigkeit mit steigender Lufttemperatur, in der die Erhärtung vor sich gehen konnte, an. Die Wirkung niedriger Temperaturen wird innerhalb der Beobachtungszeit nicht durch zunehmendes Alter der Kleber- oder Mörtelschichten ausgeglichen. Die Tragkraft der Stoßverbindung mit 30 mm dicker Mörtelfuge erreicht nur rund 50% derjenigen mit dünner Klebefuge. Dabei ist bei der Mörtelfuge die Umrechnung der Tragkraft in Scherfestigkeit nur eine grobe Vereinfachung, da es sich in Wirklichkeit nicht nur um Scherbeanspruchung handelt.

7. Erfahrungen mit geklebten Schienenstützungen auf Fahrbahnen ausgeführter Stahlbrücken

Zu gleicher Zeit wurden auf mittragende stählerne Fahrbahnen einiger im Betrieb befindlicher Eisenbahnbrücken versuchsweise Schienenstützungen mit Kunstharz- bzw. Kunstharmörtel geklebt, um deren Verhalten unter dem Zugbetrieb zu beobachten. In allen Fällen wurden noch Sicherungen getroffen, um die Spurhaltung und sichere Gleislage auch dann noch zu ge-

währleisten, wenn die Klebung an einer oder mehreren Schienenstützungen versagen würde.

Am besten kann die Bewährung der aufgeklebten Schienenstützungen an dem Überbau über eine Straßenunterführung beobachtet werden. Bei einer Stützweite von 32 m wurden auf einer Strecke von 20 m Länge sämtliche Stützungen unter beiden Schienen aufgeklebt. Alle zur Sicherung gegen Horizontalverschiebungen und Abheben zusätzlich aufgeschweißten Nocken usw. haben soviel Spiel, daß die Klebung die Lasten allein zu tragen hat. Sie treten erst nach Versagen der Klebung in Wirksamkeit. Von 75 geklebten Schienenstützungen wurden $\frac{1}{3}$ mit Epoxydharz und $\frac{2}{3}$ mit Polyesterharz geklebt.

An einem anderen Überbau, der über 10 m + 38 m + 10 m durchläuft, wurden je in Widerlagernähe, über den Stützen und in Feldmitte der Hauptöffnung jeweils unter nur *einer* Schiene bis zu 7 hintereinander liegende Schienenstützungen aufgeklebt. Die Sicherung besteht darin, daß die gegenüberliegenden Stützungen unter der anderen Schiene aufgeschweißt sind und die beiden Schienen im Bereich der geklebten Unterstützungen durch ein Winkelprofil zur Sicherung der Spurhaltung verbunden sind. Als Kleber wurde Epoxydharz verwendet.

Bei einer dritten Brücke mit 3×45 m Stützweite wurde jede zweite Schienenunterlagsplatte mit Epoxydharz aufgeklebt.

Die anderen Schienenstützungen sind aufgeschweißt. Dabei wurde auf weitere Sicherungen der geklebten Schienenstützungen verzichtet. Da die Ausführung in die Wintermonate fiel, wurden die Klebearbeiten unter einem Zelt ausgeführt. Durch Infrarotstrahler wurde die Stahltemperatur während des Klebens auf rund $+50^\circ\text{C}$ gebracht.

Kurz erwähnt werden soll, daß bei einer Rheinbrücke zwischen das Fahrbahnflachblech und die Schienenunterlagsplatten jeweils eine Ausgleichsschicht aus Kunstharmörtel angebracht wurde, um die Höhendifferenzen auszugleichen. Die Klebewirkung dieser Mörtelschicht wird aber kaum beansprucht, da die Schienenunterlagsplatten mit dem Flachblech verschraubt sind.

Sämtliche geklebten Schienenstützungen haben im Betrieb bereits eine Liegezeit von 1—2 Jahren hinter sich, ohne daß irgendwelche Schäden an den Klebungen aufgetreten wären. Die Ränder der Klebefugen bei allen geklebten Verbindungen haben einen Schutzanstrich gegen Einwirkungen von Feuchtigkeit und anderen Einflüssen erhalten.

Zusammenfassung

Es wird über Versuche der Deutschen Bundesbahn an einer Reihe von Versuchskörpern und über praktische Erfahrungen mit aufgeklebten Schienenstützungen berichtet. Frühere Vorversuche deuten an, daß die Scher-

festigkeit je Flächeneinheit geklebter Stahlverbindungen mit zunehmender Klebelänge abnimmt und daß die Dauerfestigkeit, besonders bei größeren Flächen, erheblich hinter derjenigen bei ruhender Belastung zurückbleibt. Umfangreiche Versuche, die die Beanspruchung aufgeklebter Schienestützungen unter dem befahrenen Gleis nachahmen, haben die Zuverlässigkeit des Aufklebens bei Verwendung geeigneter Kunstharzkleber und Einhaltung gewisser Voraussetzungen ergeben. Auch die versuchsweise praktische Erprobung dieser Gleisbefestigung auf den Flachblechen stählerner Brücken hat während einiger Jahre keine Mängel gezeigt. Andere Versuche zeigten, daß die erreichbaren Scherfestigkeiten absinken, wenn das Aushärten bei Temperaturen wenig über 0°C stattfinden muß.

Summary

This report deals with tests, which were carried out by the D.B. on a number of test specimens and refers also to practical experiences, which were gained with adhesive track supports. Earlier preliminary tests indicated that the shear strength per unit area of adhesive steel connections decreases with increase of bonding length and that the fatigue strength — particularly with larger areas — is considerably less than the strength under static load. Extensive tests, which imitated the stress on adhesive track supports under the loaded track, proved the reliability of adhesive connections, if the proper synthetic resin adhesives are used and if certain requirements are adhered to. The practical testing of such adhesive track supports on steel bridges also showed no defects over several years. Other tests showed, that the obtainable shear strength decreases under hardening at temperatures, but little in excess of 0°C.

Résumé

L'auteur décrit des essais effectués par la D.B. sur différentes éprouvettes ainsi que les expériences faites avec des fixations de voie collées directement sur un platelage métallique. Des essais préliminaires indiquent que, dans les assemblages en acier réalisés par collage, la résistance au cisaillement diminue par unité de surface quand la longueur de l'assemblage augmente. En outre la résistance à la fatigue, particulièrement s'il s'agit d'assez grandes surfaces, est notablement inférieure à la résistance statique. De nombreux essais, simulant la sollicitation des assemblages soumis à une charge roulante, ont montré que le collage donne des résultats satisfaisants lorsque l'on utilise une résine synthétique convenable, en observant exactement des conditions déterminées. En pratique, on a essayé ces fixations de voie collées sur des platelages métalliques; aucun défaut n'a été constaté au cours de quelques années. D'autres essais ont montré que les résistances au cisaillement diminuent lorsque les couches collantes doivent durcir à des températures peu supérieures à 0°C.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIc5

Glued Metal Joints

Assemblages métalliques collés

Geklebte Stöße im Metallbau

J. W. PAULL

Caulfield, Victoria (Australia)

Introduction

A series of tests were conducted at The University of New South Wales on glued metal joints to supplement the information already available to the fabricator and designer of this type of construction. This had mainly consisted of a report of the work carried out at the Karlsruhe Technical University in connection with the design of the Lippe Canal pedestrian and pipe-carrying bridge. Most importantly the investigation included the effect of using aluminium as the adherend material as well as mild steel.

Choice of Adhesive

The opinion that had been expressed by those associated with the Lippe Canal bridge design that in most civil engineering applications a glue not requiring heat or the use of high pressures would be preferable was considered justified and the choice of adhesive for these tests was confined to those of this type. The one selected, Araldite 113, would not be entirely satisfactory for structural use because of the marked loss in strength that occurs with even a moderate increase in temperature but since in all other respects it was typical of acceptable adhesives and since the information sought could be obtained at room temperatures there could be no objection to it on these grounds. On the other hand a particularly good feature of the adhesive was that it was available in a two-component paste form and required only 1 : 1 mixing.

Size of Specimen

The governing conditions on the size of the specimen to be tested were that they should be of structural dimensions and with a length of sufficient magnitude to ensure that any eccentricity in loading would not be significant. Double-strap butt joints were adopted because at the present stage in the

development of structural glue jointing they represent the typical connection. The sizes actually used are shown in Fig. 1.



Fig. 1.

Surface Treatment

After some preliminary trials with emery-cloth roughening, acid etching and rough grinding it was decided to use sand-blasting which continually produced joints with perfect adhesion, was practicable for civil engineering structures and could be used equally well with both mild steel and aluminium.

It was found that some limit had to be placed on the interval between sand-blasting and the making-up of the joints due, no doubt, to the effects of oxidation. This limit could, however, be as much as three hours before failures of adhesion began to occur rather than failures of cohesion. In making structural connections with this adhesive there seemed to be no real excuse for not ensuring that the full cohesive strength of the adhesive is utilised.

Cleaning

The specimens had to be cleaned after sand-blasting because of the subsequent handling. It was found adequate to move the specimens to and fro in a standard grade tri-cloreethylene bath about twenty times.

Application

Spatulas proved too flexible for the application of the adhesive and in actual fact portions of hacksaw blades proved more convenient.

The specimens were made at room temperature as opportunity occurred with no attempt being made to control temperature or humidity although these were measured. The adhesive was somewhat sensitive to low temperatures during its application and initial cure and one could say that it would be inadvisable to use the adhesive for structural purposes when the temperature was below 68°F and preferably not when it was below 70°F. An upper limit on humidity could be set at about 85%.

G-clamps were used to hold the joint assemblies during the initial cure.

Pot-Life

An endeavour was not made to increase pot-life although this would possibly be standard procedure in a fabricating shop whenever liquid or paste components were used. Either a cooling jacket or an internal cooling coil are practicable.

What appeared significant and does not appear to have been previously reported was an increase in strength with increased delay time between the preparation of the adhesive in the pot and its application to the adherends. The increase in strength continued even when the adhesive was stiffer than would normally be considered applicable and had become so difficult to spread that one had to doubt whether the joint could have any strength at all. At the risk of being thought facetious this effect could be termed the "Paull effect".

Apparently the adhesion properties of the adhesive are not significantly affected by the delay while the cohesive strength is increased because the cross-linking of the resin molecules can take place during the initial stages under more favourable circumstances than if some of them were under the influence of surface chemical and electro-magnetic effects.

Seam Thickness

The thickness of the glue seam was measured on only two specimens and no correlation was sought with joint strength. It varied over the surface of a joint by factors of the order of two because of unevenness in the surfaces to be joined and because of non-uniformity in the application of the pressure.

It is also very difficult to measure even with an optical micrometer because of the significant sizes of the pits caused by the sand-blasting. In the measurements made it varied between 0.4 mm and 0.8 mm and appeared to warrant no further consideration in these tests.

Testing

Tension tests were performed in a Universal Testing Machine at a normal loading rate of 1050 lb./min. This was slightly faster than the standard rate prescribed for the testing of standard specimens of glued joints in timber (between 300 and 600 lb./min.) but with these joints generally larger and stronger than those in the timber testing time became a factor since even with this increased speed it was taking 20 minutes to test one specimen.

Results

1. An initial test was made to obtain an indication of the sensitivity of the specimen strengths to operator differences. Three operators were compared and it was found that there were no significant differences in the mean strength obtained but that there were in the variability of each operator's results. It appears that it would be desirable for some consideration to be given to studying details of application techniques and instructing operators in the best practices.

2. A test was made to determine whether any advantage would be gained by "buttering" both surfaces to be joined in the joints tested. However strengths were, if anything, slightly less than those obtained by "buttering" only one side. In addition, of course, considerably more adhesive would be used.

3. Three grades of sandblasting were available: fine, coarse and shot (very coarse). A test series was run to determine which gave the highest strengths and was to be preferred there being little difference in cost. As might be expected because of the increased area made available for adhesion shot blasting appeared superior to the other two.

4. Out of a series of tests made without control of temperature or humidity but with variations of the adherend material, the adherend thickness and the strap length those results were selected which from graphs of strength vs. strap length for each particular material and adherend thickness (since these curves would be similar and of a known shape) were obviously "satisfactory" results. In this sense they would be approximating the maximum strength that could be obtained with the materials being used and the methods and general controls adopted.

Eleven out of eighteen were chosen but three at the limits of the range were not included in the determination of the regression line because of their larger dispersion compared with the other eight. This curve is shown in Fig. 2.

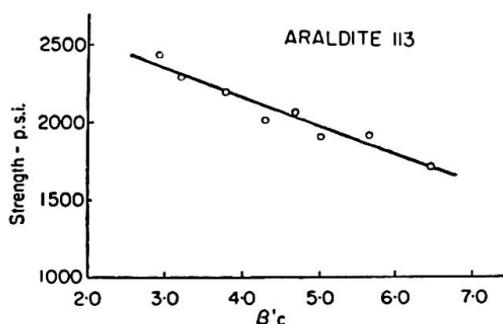


Fig. 2.

These strengths were plotted against the parameter $\beta' c$

$$\text{where } \beta' = \sqrt{\frac{4}{E} \left(\frac{2}{t_1} + \frac{1}{t_2} \right)} \cdot 10^3;$$

E = Young's Modulus of the adherend;

t_1 = thickness of the plates being joined;

t_2 = thickness of the strap-plates;

c = length of the adhesive seam.

and found to lie close to a straight line. It was considered therefore that $\beta' c$ may be a suitable parameter for the characterisation of the joint strength when using a particular adhesive, certainly for aluminium and mild steel and most probably for a majority of materials having identifiable E values.

The parameter $\beta' c$ plays an important role in the equation of stress distribution in the elastic range in a double-strap butt joint since an analysis similar to that carried out by Goland and Reissner for a lap joint yields the equation:

$$\tau_0 = -\frac{G T}{2 E \eta \beta \sinh \beta c} \left\{ \frac{2}{t_1} \cosh \beta \left(x - \frac{c}{2} \right) + \frac{1}{t_2} \cosh \beta \left(x + \frac{c}{2} \right) \right\},$$

where τ_0 = shear stress at a distance x from the mid-length of the seam;

G = modulus of rigidity of the adhesive;

T = tensile force in the joint;

η = seam thickness;

$$\beta = \sqrt{\frac{4 G}{E \eta} \left(\frac{2}{t_1} + \frac{1}{t_2} \right)}.$$

References

1. K. MOEHLER: «Kleben von Stahl mit Kunsthärzklebern.» V.D.I., Jan. 1, 1959.
2. M. GOLAND and E. REISSNER: "The Stresses in Cemented Joints." J. Applied Mechanics. Vol. 11, No. 1, Mar., 1944.

Summary

The paper describes the results of a series of tests on the typical joint that would occur in a glued metal truss structure — the double-strap butt joint. The tests clarified some details of fabrication procedure and enabled a suitable parameter for characterising the joint strength to be determined which takes into account variations in average strength due to length of contact surface, thicknesses of main plates and straps, and also the elastic properties of the adherend. A property of adhesives not previously considered in structural work is described.

Résumé

L'auteur présente les résultats d'une série d'essais effectués sur un assemblage qui serait typique des constructions en treillis collées — l'assemblage à recouvrement symétrique. Les essais ont éclairci de nombreux détails relatifs au procédé de fabrication et permettent de déterminer un paramètre approprié, caractérisant la résistance de l'assemblage et tenant compte de la variation de la résistance moyenne en fonction de la longueur de l'attache, de l'épaisseur des pièces en contact et des caractéristiques élastiques du matériau collé. On décrit une propriété de la colle qui n'était pas encore considérée dans les applications.

Zusammenfassung

Der Verfasser beschreibt die Ergebnisse einer Versuchsreihe an zweiseitigen Laschenverbindungen, die den Normalfall bei geklebten Stahlfachwerken darstellen dürften. Die Versuche klärten einige Einzelheiten beim Herstellungs vorgang und gestatteten, einen Parameter zu bestimmen, der die Tragfähigkeit des Stoßes charakterisiert. Dieser Parameter berücksichtigt Variationen in der mittleren Festigkeit in Funktion der Länge der Kontaktfläche, der Stärken der Hauptplatten und der Laschen sowie der elastischen Eigenschaften der geklebten Materialien. Ebenfalls findet eine Eigenschaft der Klebstoffe, die bis anhin im Bauwesen nicht berücksichtigt wurde, Erwähnung.

II c 6

Berechnung der Tragfähigkeit von Klebverbindungen

Carrying Capacity of Glued Joints

Calcul des assemblages collés

F. SZÉPE

P. PLATTHY

Technische Universität für Bau- und Verkehrswesen, Lehrstuhl für Stahlbau, Budapest

Die für elastische Verbindungen entwickelte und seit etwa einem halben Jahrhundert bekannte Theorie wurde bereits mehrfach auf die Berechnung von geklebten Verbindungen angewandt. Aus der Fachliteratur ist das Volkersen-Verfahren in weitesten Kreisen bekannt. Nach dieser Theorie ist bei Fügeteilen mit konstantem Querschnitt das Verhältnis der maximalen Scherspannung (τ_{max}) und der mittleren Scherspannung (τ_m) unter anderem von dem Quotienten des Klebstoff-Schubmoduls (G) und der Klebschichtdicke (d) abhängig.

Das Verfahren kann auch zur Dimensionierung dienen, falls vorausgesetzt wird, daß der Bruch in der Verbindung bei $\tau_{max} = \tau_B$ erfolgt, wobei die Scherfestigkeit τ_B eine vom Klebstoff und von der Klebtechnologie abhängige Konstante darstellt.

Nach den von uns ausgeführten Versuchen sind jedoch die mit der Volkersen-Theorie erzielten Ergebnisse — vor allem bei Elementen mit großen Abmessungen — wesentlich ungünstiger als in der Wirklichkeit.

Das mag darauf zurückzuführen sein, daß τ_B und G auch von d abhängig sind oder, daß der Versuchswert von G zur Berechnung der Tragfähigkeit von Klebverbindungen nicht verlässlich genug ist.

Unseren Erfahrungen gemäß können bei einer Klebschichtdicke von $0,1 \div 1,0$ mm die Scherfestigkeit, die zu einer Überlappungslänge von Null gehört (τ_{B0}), und die Scherspannung, die eine Verschiebung der Größe Eins hervorruft (c), als Konstanten angesehen werden, und werden diese mittels Versuche festgestellt, so ist die Bruchlast leicht zu berechnen.

Bei Einführung des Faktors c erhält die Differenzialgleichung, mit der das Kräftespiel der zweischichtigen Klebverbindung (Fig. 1) sich allgemein beschreiben läßt, die Form:

$$\frac{d^2 P_1(x)}{dx^2} - \lambda^2(x) P_1(x) = -Q(x), \quad (1)$$

wo

$$\lambda^2(x) = \frac{c}{E} \left[\frac{1}{s_1(x)} + \frac{1}{s_2(x)} \right] \quad (2)$$

und

$$Q(x) = \frac{c}{E} \frac{1}{s_1(x)}. \quad (3)$$

Handelt es sich um Fügeteile mit konstantem Querschnitt — ist also $s_1(x) = s_1$, $s_2(x) = s_2$ — und mit der Breite Eins, so ergeben sich aus der Differentialgleichung (1) die größten Scherspannungen zu:

$$\tau_{0\max} = \tau_m \lambda a \frac{s_2}{s_1 + s_2} \left[\frac{\operatorname{ch} \lambda a + \frac{s_1}{s_2}}{\operatorname{sh} \lambda a} \right], \quad (4)$$

$$\tau_{a\max} = \tau_m \lambda a \frac{s_1}{s_1 + s_2} \left[\frac{\operatorname{ch} \lambda a + \frac{s_2}{s_1}}{\operatorname{sh} \lambda a} \right]. \quad (5)$$

Obzwar die vorgeführten Formeln zur Bemessung geeignet sind, empfiehlt es sich doch anstatt der Differentialgleichung (1) sich der Differentialgleichung

$$\frac{d^2 P_1(x)}{dx^2} - \frac{c}{E} P \left(1 - \frac{x}{a} \right) \left[\frac{1}{s_1(x)} + \frac{1}{s_2(x)} \right] + \frac{c}{E} \frac{P}{s_2(x)} = 0 \quad (6)$$

zu bedienen, die eine sehr gute Annäherung zuläßt und nachstehende Vorteile aufweist:

- a) Es können bedeutend einfachere Formeln als (4) und (5) abgeleitet werden, die aber eine gute Annäherung gewährleisten.
- b) Mit Hilfe der Annäherungsformeln können die Federkonstante (c) und der zu einer Überlappungslänge Null gehörige τ_{B0} -Wert auf dem Versuchsweg ohne Schwierigkeit festgestellt werden.
- c) Auch die Bruchlast von Klebverbindungen mit veränderlicher Blechdicke, ja sogar mit veränderlicher Breite, kann berechnet werden.

Bei einer zweischnittigen Klebverbindung prismatischer Elemente ergeben sich aus der Differentialgleichung (6) z. B. die größten Scherspannungen zu:

$$\tau_{0\max} = \tau_m \left[1 + \frac{c a^2}{3 E} \left(\frac{1}{s_1} - \frac{1}{2 s_2} \right) \right], \quad (7)$$

$$\tau_{a\max} = \tau_m \left[1 + \frac{c a^2}{3 E} \left(\frac{1}{s_2} - \frac{1}{2 s_1} \right) \right]. \quad (8)$$

Bei Laborversuchen werden zwei wichtige Spezialfälle geprüft:

1. Die Gesamtdicke der beiden Stoßlaschen ist gleich der Dicke des Fügeteils:

$$2 s_1 = 2 s_2 = 2 s, \text{ so ist } \tau_{0\max} = \tau_{a\max}.$$

2. Stoßlasche und Fügeteil sind von gleicher Dicke, also

$$s_1 = 2 s_2.$$

Im Fall 1 gestattet die Annäherungsformel bei $\frac{c}{E} \frac{a^2}{s} < 2$ eine Genauigkeit von etwa 1 bis 2%, im Fall 2 ist der Fehler etwas größer. Die Werte c (bzw. c/E) und τ_{B0} sind für denselben Kleb- und Werkstoff konstant. Zur Bestimmung dieser beiden Unbekannten sind zwei Gleichungen erforderlich. Um die beiden

Gleichungen anzusetzen, muß die Bruchlast von zwei mit verschiedenen Überlappungslängen (a_1 und a_2) geklebten Probestücken festgestellt werden. In Kenntnis der mittleren Spannungen lassen sich nämlich c/E und τ_{B0} aus der Formel (7) oder aus der Formel (8) bestimmen, und somit bietet sich die Möglichkeit sowohl zur annähernden als auch zur genauen Berechnung der Bruchlast von Klebverbindungen. Wird die Tragfähigkeit von keinem sonstigen Umstand (z. B. höhere Temperatur) beeinflußt, kann die Verbindung auch bemessen werden.

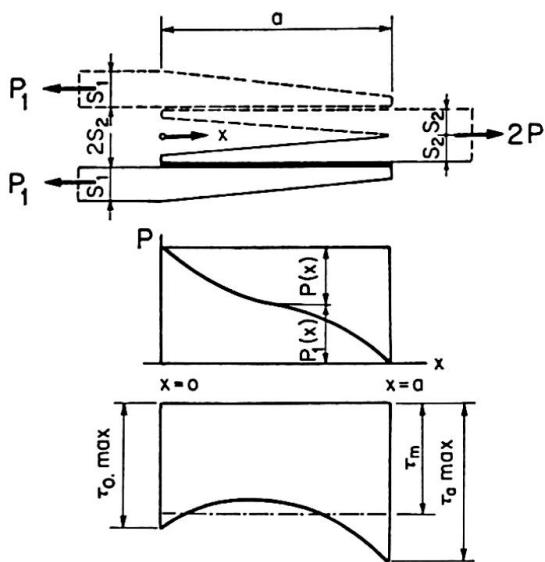


Fig. 1.

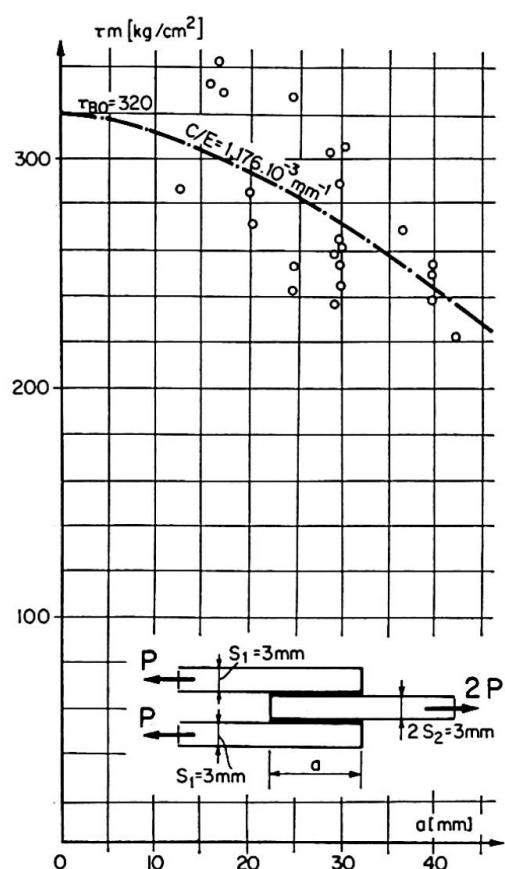
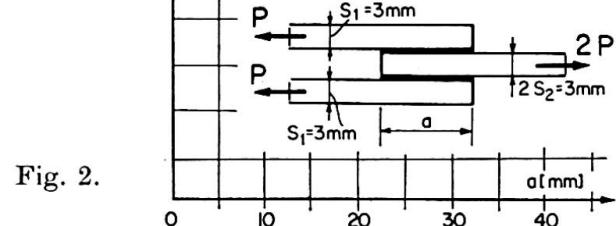


Fig. 2.



Die Versuche zur Bestimmung der Werte c/E und τ_{B0} erfordern hinsichtlich Meßgenauigkeit und Technologie eine sorgfältige Vorbereitung. Die Überlappungslängen sollen auf die Blechdicke abgestimmt gewählt werden, um den Fehler infolge Anwendung der Annäherungsformel vernachlässigen zu können. (Bei gleichen Blechdicken ist z. B. $a_{max} < 45 \sqrt{s}$.) Es ist gleichzeitig ein womöglich großer Unterschied zwischen a_1 und a_2 erwünscht. Bei der voraussichtlichen Bruchlast darf die im Blech auftretende Spannung die Proportionalitätsgrenze nicht erreichen. Deshalb kann die Anwendung von hochfestem Stahl zweckmäßig sein. Es empfiehlt sich mit der gleichen Überlappungslänge 10 Probstäbe anzufertigen und die mit fehlerhafter Klebung im vornherein auszuschalten, um für die mittlere Scherfestigkeit den verlässlichsten Wert zu erhalten.

Die Annäherungslösung gestattet auch die Berechnung von Klebverbindungen zwischen Blechen veränderlicher Dicke. Wenn z. B. die Dicke der Stoßlasche sich der Funktion

$$s_1(x) = s_1 \left(1 - \frac{x}{a} \right) \quad (9)$$

gemäß allmählich zu Null verringert, so ist

$$\tau_{0\max} = \tau_m \left[1 + \frac{c a^2}{2 E} \left(\frac{1}{s_1} - \frac{1}{3 s_2} \right) \right], \quad (10)$$

bzw. $\tau_{a\max} = \tau_m \left[1 + \frac{c a^2}{E} \left(\frac{1}{3 s_2} - \frac{1}{2 s_1} \right) \right]. \quad (11)$

Vergleicht man (10) und (11) mit den Formeln für prismatische Bleche, so ergibt sich, daß, falls $s_1 = s_2$, die Schwächung der Stoßlasche eine Verminderung der Traglast der Verbindung herbeiführt, da $\tau_{a\max}$ sich zwar verringert, dafür aber der Wert $\tau_{0\max}$ größer ist als im Falle von prismatischen Fügeteilen. Die Schwächung der Stoßlasche ist im Falle von $s_1 > s_2$ günstig, da so der maßgebende Wert von $\tau_{0\max}$ sich vermindert. Durch die richtige Wahl der Schwächung der Stoßlaschendicke können größte Scherspannungen von gleichem Wert erzielt werden.

Wie es für genietete Verbindungen bereits seit langem bekannt ist, ist es am zweckmäßigsten, wenn sowohl die Dicke der Stoßlasche als auch die des Fügeteils sich dem Ende zu verringert. So kann annähernd erzielt werden, daß $\tau_{max} = \tau_m$ sei.

Ist $s_1(a) \neq 0$, so gestalten sich die Formeln etwas komplizierter; annäherungsweise können sie aber auch bei veränderlichen Blechbreiten (z. B. Stabverbindung mit Knotenblech) angewandt werden.

Das dargelegte Berechnungsverfahren wurde durch die am Lehrstuhl für Stahlbau in den Jahren 1961 und 1962 durchgeführten Versuche nachgewiesen. Nach den Vorversuchen besitzt das Epoxydharz Epamin II eine Scherfestigkeit von $\tau_{B0} = 320 \text{ kg/cm}^2$, wobei der Faktor c/E bei geklebtem Stahl $1,176 \cdot 10^{-3} \text{ mm}^{-1}$ beträgt. Die Probestäbe wurden größtenteils aus hochfestem Stahlblech ($\sigma_B > 6000 \text{ kg/cm}^2$) mit konstantem Querschnitt 40×3 , 40×5 und $40 \times 6 \text{ mm}$ dem Berechnungsverfahren entsprechend mit praktisch biegungsfreier zweischichtiger Überlappung angefertigt.

Die erste Gruppe der Probestäbe wurde aus Blechen von 3 mm Dicke zusammengeklebt. Die erzielten Ergebnisse sind in Fig. 2 wahllos dargestellt. Die strichpunktisierte Linie zeigt die nach der vorgeführten Theorie ermittelten, die Kreise bedeuten die bei den Versuchen erhaltenen mittleren Bruchspannungen. Die Streuung kann nicht für beträchtlich angesehen werden.

Werden bei der Auswertung die offenbar fehlerhaften Probestäbe (z. B. Klebefehler) nicht berücksichtigt, so erhält man noch überzeugendere Ergebnisse. Bei der in Fig. 3 gezeigten Versuchsreihe wurden an ein 5-mm-Blech zwei Stoßlaschen von 3 mm Dicke geklebt. Die Anzahl der wegen fehlerhafter

Klebung bei der Auswertung nicht berücksichtigten Proben betrug 7; doch auch die bei diesen erhaltenen Ergebnisse wiesen keine starken Abweichungen gegenüber dem berechneten Wert auf (max. 14%).

Neben den Stahlblechen wurden auch Versuche mit Probestäben aus AlCuMg 4, Querschnitt 30×3 mm, durchgeführt. Diese Versuche waren deshalb von besonderer Wichtigkeit, weil bei den oben geschilderten Versuchen nur die Wirkung der Veränderungen in der Überlappungslänge und der Blechdicke beobachtet werden konnte, jedoch die Wirkung der Veränderung des für die Spannungsverteilung und somit für die Bruchlast sehr wichtigen Wertes c/E nicht. Ist das Elastizitätsmodul von Aluminium (E_{Al}) ein Drittel des Elastizitätsmoduls von Stahl, so ist

$$\frac{c}{E_{Al}} = 1,176 \cdot 10^{-3} \cdot 3 = 3,528 \cdot 10^{-3} \text{ mm}^{-1}.$$

Die Versuchsergebnisse und die theoretische Kurve sind in Fig. 4 dargestellt. Wegen der niedrigeren Festigkeit von Aluminium kann die Überlappungslänge nur zwischen engeren Grenzen geändert werden. Die Streuung erweist sich im Verhältnis zu den geschilderten Versuchen als größer, doch sind die Ergebnisse noch immer befriedigend.

Es wurden noch weitere Versuche mit Stahlblechen anderer Abmessungen bzw. veränderlicher Dicke und Breite durchgeführt. Bei Veränderung der

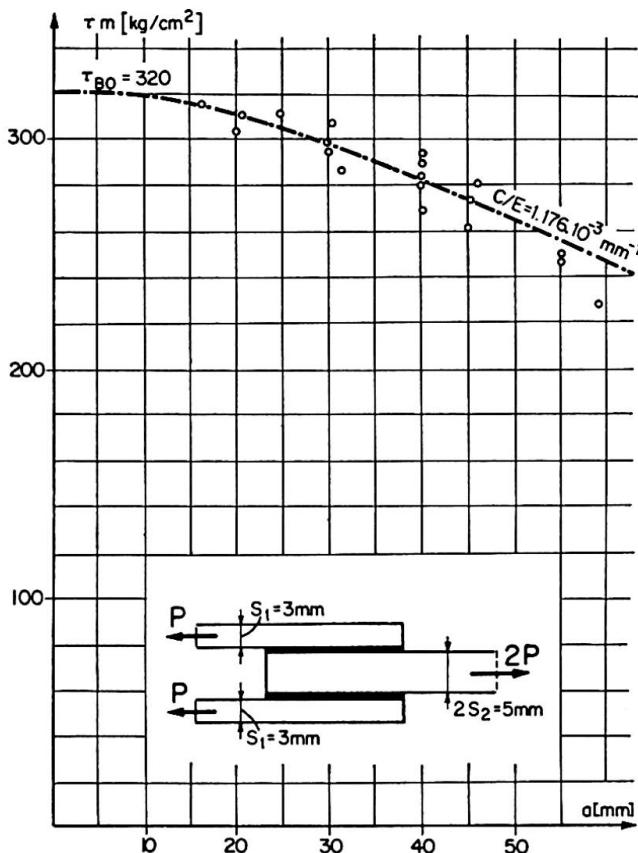


Fig. 3.

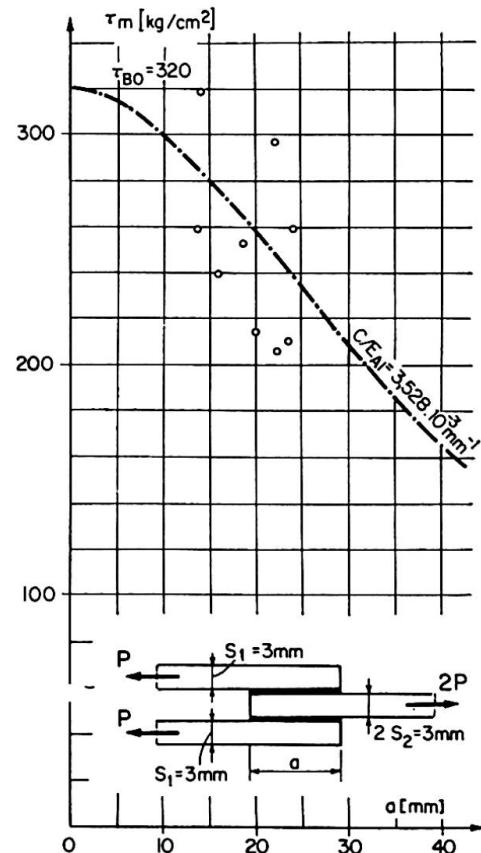


Fig. 4.

Stoßlaschendicke wurden die Annäherungsformeln durch die Versuchsergebnisse ebenfalls bestätigt. Beim Zusammenkleben von drei 3-mm-Blechen ($s_1 = 3,0 \text{ mm}$, $s_2 = 1,5 \text{ mm}$) erhöhte sich die mittlere Scherspannung durch die Schwächung der Stoßlaschen von 258 kg/cm^2 auf 285 kg/cm^2 , die Tragfähigkeit der Verbindung stieg also auf das 1,102fache. Derselbe Wert ergibt sich theoretisch zu 1,103.

Nach dem Obigen bieten die Werte c/E und τ_{B0} eine ausreichende Grundlage zur Berechnung der Tragfähigkeit von Klebverbindungen. Es ist zu erhoffen, daß mit dem dargelegten Verfahren, neben den bei Raumtemperatur auftretenden kurzfristigen Belastungen, auch andere Wirkungen (Temperatur-einflüsse, Alterung usw.) berücksichtigt werden können.

Wir erachten es aber für wahrscheinlich, daß zur Aufnahme der ständigen Last auch weiterhin die herkömmlichen Fügeverfahren zur Anwendung gelangen werden. Den Schrauben oder Nieten bzw. der Punktschweißung kommt auch hinsichtlich Vereinfachung der Montage eine wichtige Rolle zu.

Die herkömmliche Verbindung begünstigt bei der Montage, bei der Aufnahme der ständigen Last sowie bei der Schlagwirkung und, falls die herkömmliche Verbindung im Warmverfahren ausgeführt wird, beschleunigt sie sogar die Polymerisation. Gleichzeitig wird durch den Klebstoff die für die herkömmlichen Verbindungen kennzeichnende Spannungskonzentration und Kerbempfindlichkeit vermindert, was eine bessere Ausnutzung des geklebten Elementes gewährleisten wird.

Zusammenfassung

Es wird die Scherspannungsverteilung in geklebten Überlappungsverbindungen theoretisch untersucht. Dabei wird der Schubverformungswiderstand der Klebeschicht durch eine von deren Dicke unabhängige Konstante festgelegt. Diese Konstante sowie die zu einer Überlappungslänge von Null gehörende Scherfestigkeit können mit Hilfe von zwei Versuchsergebnissen ermittelt werden.

Die theoretische Untersuchung zeigt eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen von verschiedenen Versuchen.

Summary

The distribution of shear-stresses in glued lap joints is investigated theoretically. The resistance of the adhesive layer to shearing-deformation is established by a constant independent of its thickness. This constant, as well as the shear strength corresponding to a lap length of zero, can be determined by means of two test-results.

There is a satisfactory measure of agreement between the results of the theoretical investigation and those of various tests.

Résumé

Les auteurs étudient la répartition des contraintes de cisaillement dans les assemblages par recouvrement collés. Ils proposent à cet effet de définir la rigidité au cisaillement de la couche collante par une constante indépendante de l'épaisseur. Cette constante ainsi que la résistance au cisaillement pour un recouvrement nul peuvent être déterminées à partir des résultats de deux essais.

L'étude théorique est confirmée par de résultats expérimentaux.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II d 1

Fatigue Life of Bridge Beams Subjected to Controlled Truck Traffic

Résistance à la fatigue de poutres de ponts soumises à des essais de passage de camions

Dauerfestigkeit von Brückenträgern für Testlastenzüge

JOHN W. FISHER

Research Instructor, Lehigh University,
Bethlehem, Pa., U.S.A.

IVAN M. VIEST

Structural Engineer, Bethlehem Steel Co.,
Bethlehem, Pa., U.S.A.

Introduction

Although almost no fatigue failures of highway bridges have been reported, the increasing frequency of heavy trucks on modern highways suggests that the past experience may not be indicative of future trends. A fairly extensive body of laboratory data has been available on the fatigue life of structural members. However, the scarcity of failures in the field left unanswered the question of how to apply the results of the laboratory research to practical design problems, and gave rise to some doubt concerning the need for fatigue considerations in the design of highway bridges.

To explore the subject of the fatigue life of highway bridges, the American Association of State Highway Officials undertook tests of eighteen bridges under repeated overstress. The experiment was a part of the AASHO Road Test, a study of highway pavements and bridges under controlled truck traffic.

The principal objective of the bridge research program was to gather information on the effects of repeated overstress. In the past, many investigations of the fatigue life of beams were made on small laboratory specimens. Such tests covered wide ranges of pertinent variables. Could these laboratory tests be applied to bridges in actual service? Given characteristics of the materials and a reasonable estimate of the number, weight, and arrangement of the vehicle loads, could one make a reasonably good prediction of the usable life of the structure?

The combination of the precise knowledge of the materials, the design of the structures and the control of the loading made possible to study these and other items at the Road Test. The tests afforded the rare opportunity to compare the results of simpler laboratory experiments with the behavior of actual bridge structures. This paper deals only with five bridges with steel beams that showed fatigue distress.

Description of Tests

Bridge Tests

Each superstructure consisted of three steel beams and a reinforced concrete deck. The beams were fabricated from 18-in. deep wide-flange sections rolled of A 7 structural steel. In three bridges the beams were independent of the slab. A treatment of the top surface of the top flanges inhibited formation of natural bond between the slab and the steel beams. In two bridges the steel beams were connected to the slab with channel connections.

Beams of one noncomposite bridge and of the two composite bridges had partial-length cover plates on the bottom flange only, while the beams of the other two noncomposite bridges had partial-length cover plates on both the top and bottom flanges. All plates were welded to the flange with $\frac{5}{16}$ -in. continuous fillet welds along the longitudinal edges. The ends of the plates were square and had no end welds.

The mean yield point of the flanges of the wide-flange beams varied from 32,500 to 37,900 psi and the mean ultimate strength from 59,500 to 64,900 psi from bridge to bridge. The chemical composition of the steel was 0.20—0.24% Carbon, 0.41—0.71% Manganese, 0.007—0.014% Phosphorus and 0.023 to 0.040% Sulfur. The estimated mean residual stresses in the flanges, caused by rolling the wide-flange sections, varied from a compression of 7,400 psi to a tension of 11,300 psi.

Individual mean values of the material properties for a particular beam, bridge, or slab and their standard deviations may be found in an earlier report¹⁾. The report contains also a description of the test methods and details of the construction procedures.

During a two-year period of test traffic, the bridges were tested with tractor semi-trailer trucks which traveled around the loops at approximately 30 mph. The time interval between individual passages of the vehicles over a bridge varied from one to two minutes. This resulted in over half a million passages of the test vehicles. Details of the test structures and experiments may be found elsewhere²⁾.

The maximum stresses in the steel beams occurred just off the ends of the cover plates. The stresses at these critical locations varied during the vehicle trip. A typical variation of stress at the end of a cover plate during the trip of a vehicle over a bridge is illustrated in Fig. 1.

After a vehicle crossed a bridge, the bridge continued to vibrate causing alternate upward and downward deflections of decreasing amplitude. These

¹⁾ "The AASHO Road Test, Report 2, Materials and Construction", *Highway Research Board, Special Report 61B, 1962*.

²⁾ "The AASHO Road Test, Report 4, Bridge Research", *Highway Research Board, Special Report 61D, 1962*.

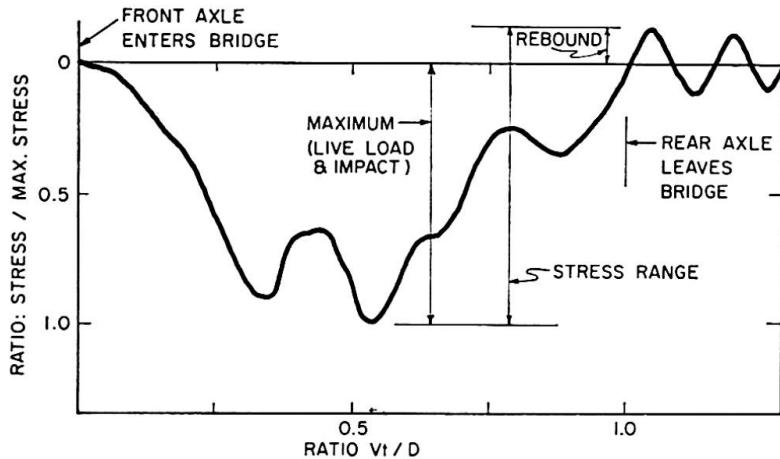


Fig. 1. Variation of stress near end of cover plate on passage of vehicle.

deflections caused stress fluctuations (Fig. 1). The maximum amplitude of the first negative half cycle of the stress fluctuation was designated the rebound stress. The rebound stress was of a sign opposite to that of the stress observed while the vehicle was on the bridge and thus increased the range of the fluctuating stress. The ratio of the sum of the maximum transient stress and the rebound stress to the maximum transient stress was in excess of 1.1 for non-composite bridges and less than 1.1 for composite bridges.

Laboratory Tests

The fatigue characteristics of steel beams with partial-length cover plates with no welds across the end were evaluated by studies of the results of flexural fatigue tests of ten small welded beams having similar welded details as the bridge beams. Details of the experiments are given elsewhere³⁾.

The beams were fabricated from A 373 plate steel. The yield point of the beam flanges was 38,700 psi and the ultimate strength was 63,400 psi. The steel had 0.18—0.23% Carbon, 0.53—0.94% Manganese, 0.007—0.023% Phosphorus and 0.019—0.030% Sulfur. These properties were similar to those of the beams in the Road Test bridges.

All beams were 12-in. deep and 11-ft. long I-beams. Six specimens were built up of two $\frac{3}{4}$ -in. thick flanges welded to a $\frac{3}{16}$ -in. web; $\frac{1}{2}$ -in. thick cover plates were attached to both the tension and the compression flanges with $\frac{1}{4}$ -in. fillet welds. Four specimens were built up of two $\frac{3}{8}$ -in. thick flanges welded to a $\frac{1}{4}$ -in. web and a $\frac{1}{4}$ -in. thick cover plate attached to the tension flange with $\frac{3}{16}$ -in. fillet welds. The welding was done manually with low hydrogen electrodes conforming to AWS Specification E-7016.

³⁾ MUNSE, W. H., and STALLMEYER, J. E.: "Fatigue in Welded Beams and Girders", Highway Research Board, Bulletin 315, 1962.

The specimens were tested in flexure on a span of 8 ft. 6 in. in an Illinois walking beam fatigue testing machine. The load was applied at a rate of 180 cycles per minute as two concentrated loads located 6 in. each side of midspan.

Test Results

Bridge Structures

The stresses caused by dead loads and by regular test traffic at the critical sections in the bridge beams are summarized in Table I. The minimum stress was obtained as the difference between the dead load stress and the rebound stress (Fig. 1). The dead load stresses were calculated with actual weights of the materials and were checked by strain measurements on several bridges. The stress range was obtained as the sum of the maximum live load and impact stress and the rebound stress (Fig. 1).

The stress range varied from one passage of the test vehicle to another as is shown by the standard deviations in Table 1. However, the variations in the stress range were smaller than one would expect to find under mixed traffic on bridges in the highway system.

Fatigue cracks were first discovered late during the period of the regular test traffic. The number of vehicle trips at the time the cracks were found is listed in the last column of Table 1. The fatigue cracks first appeared in the bottom surface of the rolled section at the toe of the welds connecting the cover plate and were usually $\frac{1}{4}$ to $\frac{1}{2}$ in. long. The cracks were determined by visual inspection of the critical areas with a magnifying glass.

Except for the crack at the approach end of the plate on the interior beam of Bridge 2 B, the cracks changed either very little or not at all during the remainder of the traffic. The one crack on Bridge 2 B spread through one quarter of the bottom flange as shown in Fig. 2. By the end of regular test traffic Bridges 1 A, 2 B and 3 B were subjected to approximately 556,000 vehicle trips. Bridge 1 A had ten fatigue cracks, Bridge 2 B had five cracks and Bridge 3 B had two cracks at that time. Two fatigue cracks were found on Bridge 9 A and one on Bridge 9 B: these two bridges were subjected to approximately 478,000 vehicle trips.

The number of stress cycles, N , at first detection of fatigue cracks varied from 478,000 to 606,000. The corresponding $\log N$ was 5.679 to 5.783. Hence, the total variation in the logarithmic life was only 1.8%. Because of the small variation on the logarithmic life, the regression line in Fig. 3, including all test data, can be considered as corresponding to the average $\log N$ or 530,000 stress cycles.

It can be seen from Fig. 3 that an increase in the minimum stress from 5,000 to 20,000 psi caused no change in the number of cycles to fatigue cracking

Table 1. Fatigue Strength of Steel Bridges

Bridge	Beam	Critical Section	Min. Stress ksi	Stress Range		Cycles to Cracking
				Mean ksi	Std. Dev. ksi	
1 A	Interior	Approach	10.7	13.3	1.20	556,900
	Center	Approach	13.8	13.6	0.92	536,000
	Exterior	Approach	16.5	12.8	0.94	536,000
	Interior	Exit	10.5	15.5	1.17	557,300
	Center	Exit	13.6	15.7	0.98	536,000
	Exterior	Exit	16.1	15.1	1.04	536,000
2 B	Interior	Approach	14.0	15.9	1.75	531,500
	Center	Approach	18.0	15.8	1.74	531,500
	Exterior	Approach	21.1	15.2	1.80	606,000
	Center	Exit	18.0	15.4	1.39	531,500
3 B	Center	Approach	15.0	14.0	2.08	535,500
	Exterior	Exit	17.9	13.4	1.59	557,800
9 A	Exterior	Approach	9.4	16.1	1.44	477,900
	Exterior	Exit	9.2	16.4	0.21	477,900
9 B	Center	Approach	6.7	17.6	1.40	477,900

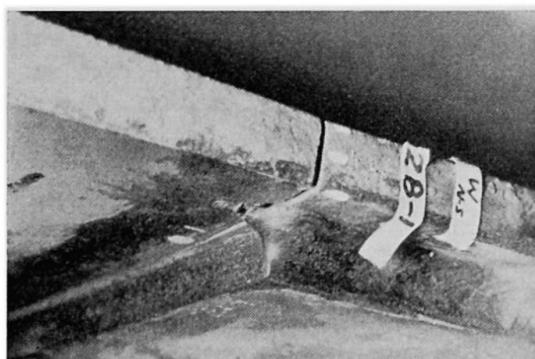


Fig. 2. Propagation of fatigue crack.

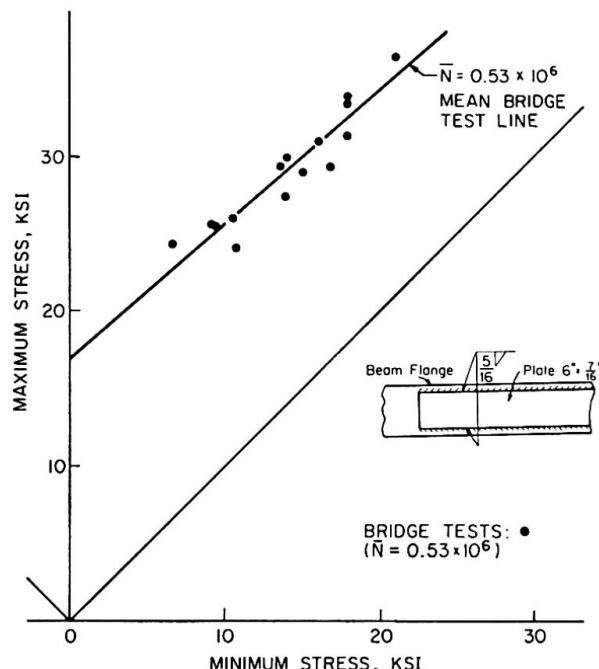


Fig. 3. Results of bridge tests.

when accompanied by a decrease in the stress range from 16,500 to 14,500 psi. Apparently a large change of the minimum stress accompanied by no change in the stress range may be expected to produce only a small change in the

number of cycles to fatigue cracking. In other words, the minimum stress appeared to have only a small effect on the fatigue life.

Laboratory Beams

The results of the laboratory fatigue tests of beams with partial-length cover plates are given in Table 2. Six beams were tested at the minimum stress of 400 psi and four were tested at the minimum stress of 15,400 psi. The maximum stress was so chosen that one-half of the specimens, at each level of minimum stress, failed above 1,000,000 cycles and the other half below 400,000 cycles. All fatigue cracks started at the toe of the longitudinal weld connecting the cover plate and propagated transversely and vertically through the beam flange.

Table 2. Laboratory Fatigue Tests of Beams

Test Specimen	Minimum Stress, ksi	Maximum Stress, ksi	No. of Cycles To Failure	No. of Cycles To Last Inspection Prior to Failure
CPDF-1	0.4	13.2	1,431,500	1,000,100 *)
CPDG-1	0.4	13.3	2,819,300	2,308,500 **)
CPCD-1	0.4	14.3	1,308,600	1,126,400
CPDF-2	0.4	23.9	291,800	220,700
CPAD-1	0.4	24.9	256,700	160,800
CPCD-2	0.4	26.0	260,200	241,600 **)
1	15.6	28.0	1,378,400	1,312,800
4	15.4	27.7	1,524,500	1,150,900
2	15.4	36.0	350,200	307,400
3	15.4	36.7	285,200	222,100

*) Specimen had a crack 1 1/2 in. long.

**) Specimen had a crack 1/4 in. long.

The number of cycles at which the crack became visible in the laboratory specimens was not determined. However, at the last inspection prior to failure small cracks, 1/4 to 1 1/2 in. long, were found in three beams while no cracks were found in the remaining seven beams. Apparently, had the inspections been more frequent, cracks in the seven specimens would have been found somewhere between the "last inspection" and the "failure".

The number of cycles to last inspection is listed in Table 2 in addition to the number of cycles to failure. As all last inspections were made relatively close to failure, the number of cycles to last inspection will be considered as the number of cycles to fatigue cracking.

Analysis of Test Results

Laboratory Tests

The experimental data from Table 2 are plotted in Fig. 4 in which the stress range is given as a function of the logarithm of the number of cycles to cracking. A separate plot is included for each minimum stress level.

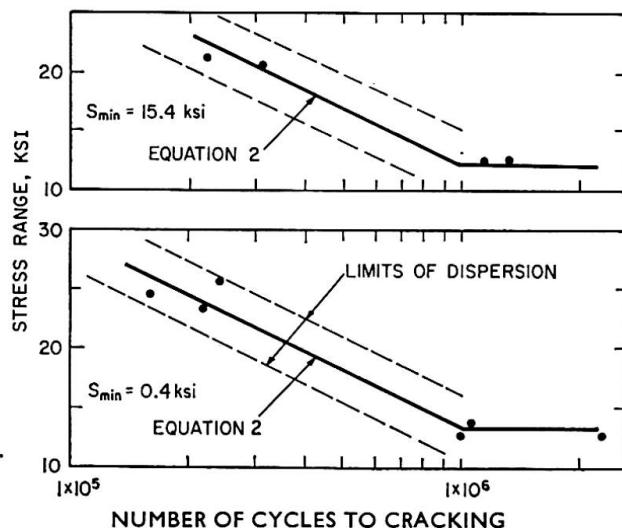


Fig. 4. S-N diagrams of laboratory data.

The relationship between the stress range and the logarithm of the number of cycles to failure was assumed to be represented by two straight lines: a sloping line up to 1,000,000 cycles (fatigue strength) and a horizontal line beyond 1,000,000 cycles (endurance limit).

The sloping line was expressed by the following mathematical model:

$$\log N = A + B S_r + C S_{min} \pm E, \quad (1)$$

in which

S_r	=	$S_{max} - S_{min}$; range of stress, ksi
S_{min}	=	minimum stress, ksi
S_{max}	=	maximum stress, ksi
N	=	number of cycles to failure
A, B, C	=	empirical constants
E	=	estimate of experimental error

Coefficients A , B , and C of Eq. 1 were evaluated by regression analysis of the laboratory data.

The analysis was based on the number of cycles to the last inspection before failure. For specimens with N larger than 1,000,000, the value of $\log N = 6.0$ was used in the analysis. The following equation was obtained for the number of cycles to fatigue cracking:

$$\log N = 6.827 - 0.0620 S_r - 0.0056 S_{min} \pm 0.180. \quad (2)$$

The error term at the end of the equation is equal to twice the standard error of estimate.

Equation 2 applies only up to 1,000,000 cycles. The stress range corresponding to cracking at 1,000,000 cycles represents the endurance limit. Both Eq. 2 and the endurance limit are shown in Fig. 4.

An examination of the coefficients of Eq. 2 reveals the relative significance of the stress range and the minimum stress. For example, a decrease in the stress range of 10 ksi increases the logarithmic life by 0.62; but the same decrease in the minimum stress increases the logarithmic life only by 0.056 or less than one-tenth as much as the change in the stress range. The relatively small effect of the minimum stress on fatigue life is illustrated in Fig. 5 containing the two mean regression lines for the laboratory tests and the limits of dispersion.

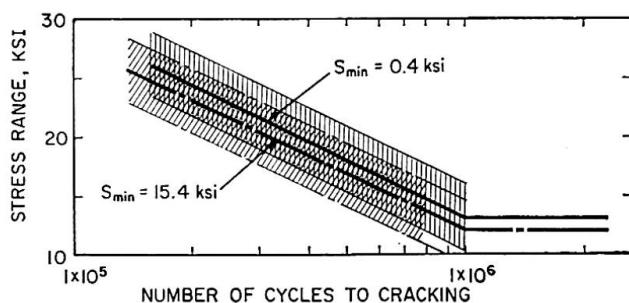


Fig. 5. Effect of minimum stress on fatigue life.

Comparison of Laboratory and Bridge Tests

Fatigue cracking of the bridge beams furnished data for quantitative comparisons with the results of the simpler laboratory tests.

In the laboratory tests the stress fluctuations followed a simple sine wave; in the bridge tests the shape of the time-stress curve was irregular including major stress waves caused by the weight of the moving vehicles, minor stress waves caused by vibration of the bridge, and rest periods corresponding to the intervals between the trucks and to periodic breaks in the test traffic. Finally, in the laboratory tests the duration of one stress cycle was of the order of one second or less while in the bridge tests the intervals of the major stress cycles were of the order of 40 seconds or more. Thus the stress histories of the bridge tests differed considerably from those of the laboratory tests.

In comparing quantitatively the results of the bridge tests with laboratory data, the only characteristics of the stress histories considered were the minimum stress and the stress range. The effects of the speed of loading, rest periods, and vibrations were disregarded because of lack of methods which would permit their inclusion in the analysis.

The results of the individual comparisons are shown in Fig. 6 in which the ratio of the observed to the computed number of cycles to fatigue cracking is plotted for every beam section with a fatigue crack detected during the traffic period. The individual comparisons are plotted corresponding to the sequential

listing of the observed number of cycles to cracking in Table 1. The computed values were obtained by three methods: the bars in Fig. 6, each representing one beam cross-section, show the results for all three methods.

The method designated as "Miner's Hypothesis" accounted for the variations in the stress range with the aid of Miner's Hypothesis of cumulative damage⁴⁾. In this analysis, use was made of the minimum stress and both the mean and the standard deviation of the stress range (Table 1). Details of this method may be found elsewhere²⁾.

The method designated in Fig. 6 as "Mean Stress Range" neglected the variations in the stress range. Values of N were calculated from Eq. 2, neglecting the error term, with the minimum stress and the mean stress range.

Finally, the method designated as "Rebound Neglected" used the same approach as the method "Mean Stress Range" except that the minimum stress was taken equal to the dead load stress and the stress range was taken as the live load and impact stress. In other words, the rebound stress (Fig. 1) was neglected in the computations.

Fig. 6 includes also the limits of dispersion of the test data computed from the error term in Eq. 2. It will be noted that all but two ratios based on Miner's Hypothesis and on Mean Stress Range fall within these limits. Furthermore, the values calculated with the aid of Miner's Hypothesis were in the best agreement with the laboratory data. Finally, the data in Fig. 6 demonstrate the need to consider the rebound stress in the analysis.

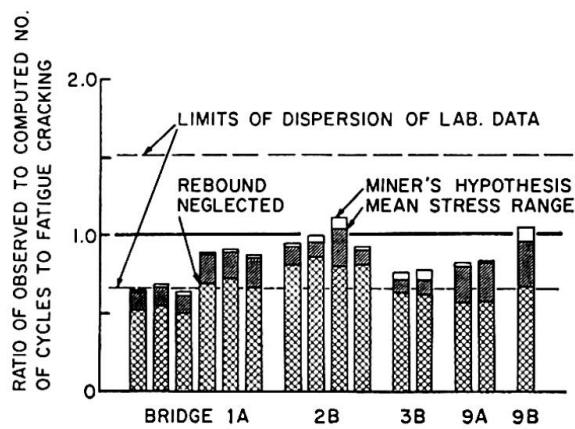


Fig. 6. Comparison of individual bridge test results with laboratory data.

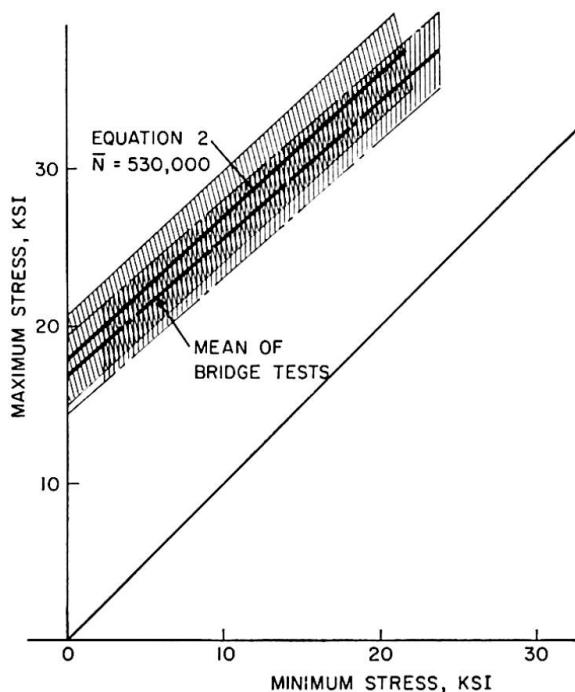


Fig. 7. Overall comparison of bridge and laboratory tests.

⁴⁾ MINER, M. A.: "Cumulative Damage in Fatigue", *Journal of Applied Mechanics*, September, 1945.

The results of the overall comparisons are shown in Fig. 7. The regression line for the bridge tests is compared with a line computed from Eq. 2 for 530,000 cycles. The means as well as the limits of dispersion, equal to twice the standard error of estimate, are included for both the bridge tests and the laboratory data. The scatter bands for the two series of tests show a substantial overlap.

The comparisons in Fig. 6 and 7 show that the results of the bridge tests were in excellent agreement with the results of the simple laboratory fatigue tests. However, the bridge beams appeared to be slightly weaker in fatigue than the laboratory specimens. Fortunately, the differences were too small to be of practical engineering significance.

The comparisons show further that it should be satisfactory to base the engineering analysis of the fatigue strength of structures solely on the magnitude of the minimum stress and the stress range. Of the two, the effect of the stress range appears to be considerably more important and therefore should be estimated with greater accuracy: it should include not only the live load and the impact stresses but also the rebound stress. Furthermore, for structures with large variations of the stress range it may be necessary to consider the effects of the so-called cumulative damage.

Comparison of Test Results with Design Specifications

It has been shown in the preceding discussion that the fatigue strength of beams with partial-length cover plates is satisfactorily represented by Eq. 2. Thus the equation may be used to examine the design stresses permitted for such members by current design specifications. As all test beams were made of structural grade steel, the comparisons are limited to such steels.

Fig. 8 shows allowable stresses for 2,000,000 cycles used in Great Britain (steel BS 15)⁵), U.S.A. (A 36)⁶), U.S.S.R. (ST 3)⁷) and West Germany (ST 37)⁸). The figure includes also the mean fatigue strength and the limits of dispersion of test data for 2,000,000 cycles.

The allowable stresses are represented by a sloping line (or a series of sloping lines) and a horizontal line. Except for the allowable stresses specified by the American Welding Society, there is little variation between the allowable stresses. The sloping lines fall slightly below and follow reasonably well the slope of the mean fatigue strength. However, they are within the scatter band of the test data.

⁵) British Standard 153: 1958, "Steel Girder Bridges" (with Amendments 1, 2, 3 and 4), 1962.

⁶) American Welding Society, "Specification for Welded Highway and Railway Bridges", 1963.

⁷) TUPIN-SV-55, "Specification for the Design and Construction of Welded Railway Bridges", 1955.

⁸) DV 848, "Regulations for Welded Railway Bridges", 1955.

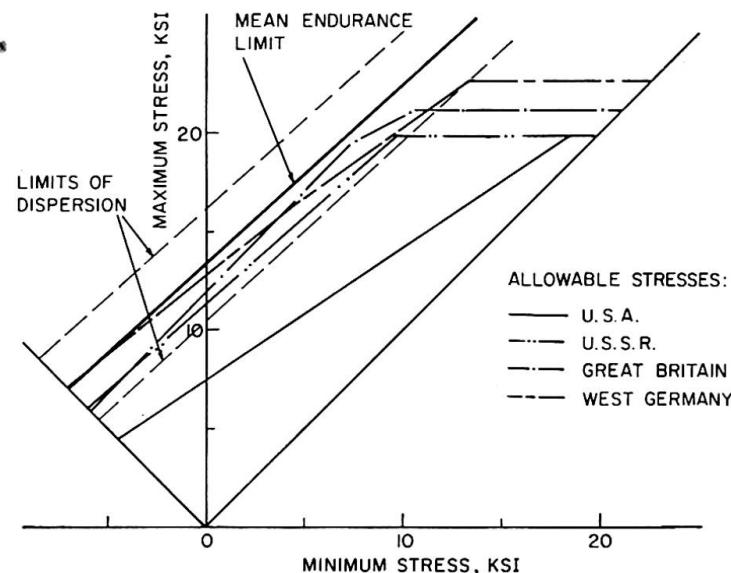


Fig. 8. Fatigue strength and allowable stresses for 2,000,000 cycles.

The horizontal lines represent the limitation imposed by the basic design stress, a condition independent of fatigue considerations. For the four mild steels considered, the basic design stress varied from 20 to 22.7 ksi.

The allowable stresses specified by the American Welding Society are considerably more conservative. While the factor of safety may be considered satisfactory for the case of full stress reversal, the divergence of the sloping line from the mean fatigue strength results in a prohibitively large factor of safety.

Generalized Design Approach

Current design rules specify the allowable stresses for fatigue loading in terms of maximum and minimum stress. Separate sets of values are usually given for different weld details, different desired lives of the structure and different grades of steel. Studies carried out in conjunction with the tests reported here indicate that this seemingly endless procession of design equations may be replaced by a single formula based on classic concepts of fatigue strength and a different set of two empirical coefficients for each different category of weld details.

Several investigators have reported that the fatigue lives of beams of different steels, having the same type splice configuration, were approximately the same⁹⁾. Recently GURNEY¹⁰⁾ concluded on the basis of an extensive

⁹⁾ GURNEY, T. R.: "Fatigue Strength of Fillet Welded Joints in Steel", *British Welding Journal*, March 1960; STALLMEYER, J. E., NORDMARK, G. E., MUNSE, W. H., NEWMARK, N. M.: "Fatigue Strength of Welds in Low Alloy Structural Steels", *Welding Journal*, Vol. 35, January 1956.

¹⁰⁾ GURNEY, T. R.: "Fatigue Tests of Butt and Fillet Welded Joints in Mild and High Tensile Structural Steels", *British Welding Journal*, November 1962.

investigation that the fatigue strength of *similar welded details* in mild steel and high tensile steel can be represented by the same *S-N* curve. This point is illustrated in Fig. 9 presenting the results of fatigue tests of tension joints with transverse butt welds in mild (BS 15 and A 7, $F_y = 35,000$ psi⁹),¹⁰ low-alloy (BS 968 and A 242, $F_y = 54,000$ psi⁹),¹⁰ and constructional alloy (N-A XTRA 100, $F_y = 93,000$ psi¹¹) steels. The principal difference among the different grades of steel is the point at which the curve starts to deviate appreciably from the straight line. As this point of departure is generally above the yield point of the material, it is only of academic interest.

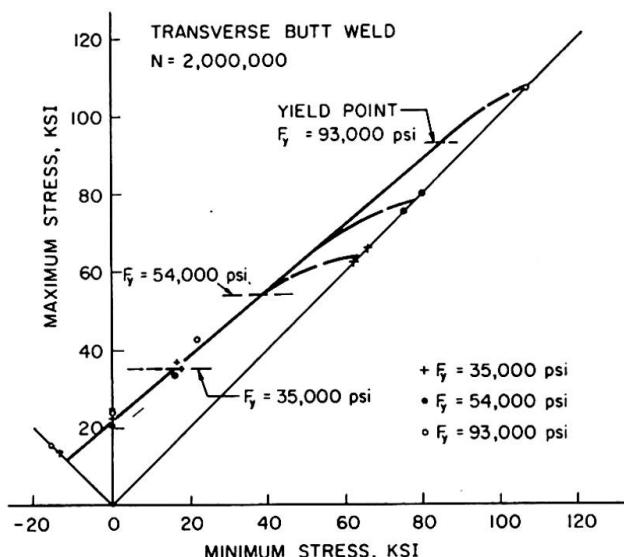


Fig. 9. Effect of steel strength on fatigue strength of welded joints.

Therefore, the same sloping line representing a specific fatigue life is applicable to all steels irrespective of their yield point or ultimate strength. This sloping line can be represented by a general design formula. The horizontal cut-offs will be different for various steels since they are usually determined by applying a uniform factor of safety against the static strength of the material. This consideration is independent of the fatigue strength.

The general design formula for fatigue strength may be expressed in several different terms¹²⁾ but for the purposes of this discussion the following form

¹¹⁾ SCOTT, G. R., STALLMEYER, J. E., and MUNSE, W. H.: "Fatigue Strength of Transverse Butt-Welded Joints in N-A XTRA 100 Steel", University of Illinois, 1963.

¹²⁾ For example, one of the better known variations of this formula is:

$$S_{max} = \frac{\alpha}{1 - \beta k},$$

where $k = S_{min}/S_{max}$ and the symbols " α " and " β " are empirical coefficients.

was chosen:

$$S_r = C_1 - (1 - C_2) S_{min}, \quad (3)$$

- S_r = permissible stress range
- S_{max} = maximum stress
- S_{min} = minimum stress
- C_1 = maximum permissible stress for a 0 to tension loading and N cycles
- C_2 = slope of the permissible stress line

Empirical coefficients C_1 and C_2 must be evaluated for each category of weld details. This may be done by a statistical analysis of the test data using the relationship given by Eq. 1. The coefficients C_1 and C_2 may then be evaluated as:

$$C_1 = \frac{\log N - A'}{B}, \quad (4)$$

$$C_2 = \frac{B - C}{B}, \quad (5)$$

where A' is the empirical constant A (Eq. 1) corrected for the error term (or its multiple). *The correction for the error term decreases the probability of fatigue failure and thus provides the necessary factor of safety.*

An item of particular interest is the magnitude of coefficient C_2 : its value is often close to 1.0. For example, for beams with partial-length cover plates (Eq. 2) it is equal to 0.91. The substitution of $C_2 = 1.0$ in Eq. 3 provides an approximate rule for guarding against fatigue failure: the stress range must not exceed a certain allowable value which depends only on the category of weld detail and the desired life of the structure.

Summary

Tests of five slab and beam steel bridges with partial-length cover plates are discussed. All bridges were subjected to 480,000 or 560,000 passages of test trucks. The number of stress cycles at fatigue cracking of steel bridge beams are compared with laboratory fatigue data.

Four current specification requirements for design against fatigue are compared with the results of these tests, and a generalized approach to the problem of fatigue design is outlined.

Résumé

Les auteurs analysent les résultats d'essais exécutés sur cinq ponts, constitués d'une dalle reposant sur des poutres métalliques renforcées par des semelles sur une partie de leur longueur. Tous les ponts ont été sollicités par

le passage de 480.000 ou 560.000 camions. On compare les essais sur ponts et ceux au laboratoire en considérant le nombre de cycles précédent la formation de fissures dues à la fatigue.

On compare également les résultats de ces essais aux sollicitations admissibles à la fatigue fixées par quatre règlements; on expose en outre, dans ses grandes lignes, une méthode généralisée de calcul de la résistance à la fatigue.

Zusammenfassung

In diesem Beitrag werden an fünf Brücken mit stählernen Hauptträgern, gebildet aus durch aufgeschweißte Gurtplatten teilweise verstärkten I-Walzprofilen und einer Stahlbeton-Fahrbahnplatte, durchgeführte Versuche besprochen. Alle Brücken werden entweder 480 000 oder 560 000 Überfahrten von Testlastenzügen unterworfen. Die Lastwechselzahlen für das Auftreten von ErmüdungsrisSEN an den Stahlträgern werden mit den Werkstattergebnissen verglichen.

Vier zur Zeit geltende Dauerfestigkeitsvorschriften werden den Ergebnissen dieser Versuche gegenübergestellt und anschließend wird eine allgemeine Näherungslösung für den Dauerfestigkeitsnachweis gegeben.

II d 2

Life Estimate of Fatigue Sensitive Structures

Estimation de la durée de service d'ouvrages sensibles à la fatigue

Lebensdauer von ermüdungsempfindlichen Tragwerken

A. M. FREUDENTHAL

Columbia University, New York

1. Introduction

Metal structures subject to a large number of repeated loads of statistically variable intensity S may fail in either of two modes:

- a) By excessive deformation, instability or sudden fracture resulting from the single occurrence of an unexpectedly high rare load intensity.
- b) By progressive damage produced by repeated loads of operational intensity, in the form of distributed micro-cracks coalescing into localized macro-cracks, terminated by the occurrence of a load of high, but not unexpected intensity by which the damaged structure is destroyed.

While the first mode is usually referred to as "ultimate load failure" and the second as "fatigue failure", the latter is, in essence, also an ultimate load failure but one involving the fatigue-damaged structure, and therefore occurring under a terminal load of considerably lower intensity and of much higher frequency of occurrence than the "ultimate load" producing failure in mode a).

In this differentiation it is implied that the spectrum of operational loads which produce fatigue damage differs from the spectrum of "ultimate loads" which produces both the ultimate load and the fatigue failure in such a way that the latter cannot be obtained from the former by simple extrapolation towards very low probabilities of occurrence. In essence the spectrum of ultimate loads could however be considered as a spectrum of extreme values of large samples of operational loads. By this assumption a quantitative relation between the two load spectra could be established.

It should be noted that this concept of "fatigue failure" only applies to repeated *variable* load intensities. If a constant load intensity is repeated, as in a conventional fatigue test, fatigue failure occurs when the progressive damage in $(N - 1)$ load repetitions has reduced the resisting section to such an extent that it can no longer carry the load at its N^{th} repetition. In this case the statistical variation of the load intensity, which produces the formal similarity between ultimate-load- and fatigue-failures, vanishes as a design

parameter and the statistical variation of the fatigue life is due entirely to the variation in the rate of progressive damage $(\frac{dD}{dn})$ resulting from the "inhomogeneity" of the polycrystalline structure of the metal. It is assumed that this rate of damage per load cycle is proportional to the difference between the applied stress level and a "threshold stress" (endurance limit); under constant load intensity S the effective stress increases as the initial cross section A is reduced by progressive damage to $(A - A_r)$. Introducing $D = (1 - \frac{A_r}{A})$, the stress increases therefore as $(1 - D)^{-k}$, where $0 < D < 1$ is a measure of fatigue damage and $1 < k < 2$ characterizes the effect of the reduced cross section on the resultant stress intensity. The damage rate can therefore be expressed by

$$\frac{dD}{dn} = f \left[\frac{S}{(1 - D)^k} \right]. \quad (1)$$

2. Return Period of Ultimate Load Failure

The life estimate of structures failing in mode a) can be based on the evaluation of the "return period" of ultimate failure. Since the probability of such failure P_U is related to the safety factor ν considered as the quotient of two statistical variables [1]

$$\nu_U = \frac{R}{S}, \quad (2)$$

where R is the structural resistance under ultimate load conditions with distribution $P_1(R)$, and S the "ultimate load" with distribution $P_2(S)$, by the assumption that

$$P_U = \int_0^{\nu_U} p(\nu_U) d\nu_U = P(\nu_U) \quad \text{for } \nu_U = 1 \quad (3)$$

the mean "return period" of ultimate failure

$$\bar{T}_U = P_U^{-1} \quad (4)$$

expresses the mean number of repetitions of the statistical load S required, on the average, to produce one failure in nominally identical structures of statistical resistance R . The probability distribution of the return period, which expresses the probability that failure will occur before T_U load repetitions

$$P(T_U) = 1 - (1 - P_U)^{T_U} \quad (5)$$

since $(1 - P_U)^{T_U}$ is the probability that failure will not occur in T_U load repetitions. If P_U is small and T_U is large Eq. (5) may be written

$$P(T_U) = 1 - \exp \left(- \frac{T_U}{\bar{T}_U} \right). \quad (6)$$

Hence the probability that failure with mean return period \bar{T}_U will not occur before T_U load repetitions, which is the probability of survival

$$L(T_U) = [1 - P(T_U)] = \exp\left(-\frac{T_U}{\bar{T}_U}\right) \quad (7)$$

or, for small $P(T_U)$

$$P(T_U) = \frac{T_U}{\bar{T}_U}. \quad (7a)$$

If the structure is to survive the “mean return period” of ultimate failure with a probability $[1 - P(T_U)]$ the return period of failure to be used for design is

$$\bar{T}_{UD} \sim \frac{T_U}{P(T_U)} = [P_U P(T_U)]^{-1}. \quad (8)$$

In other words if the structure shall survive a specified return period of failure with a specified probability of $[1 - P(T_U)]$, its design return period \bar{T}_{UD} should be associated with a safety factor that ensures a probability of failure of $[P_U P(T_U)] \ll P_U$. Hence the “risk of ultimate failure” r_U , which is the probability of ultimate failure of a structure that has survived T_U load repetitions

$$r_U = \frac{p(T_U)}{L(T_U)} = -\frac{d L(T_U)}{L(T_U)} = -\frac{d}{dT_U} \ln L(T_U) = \bar{T}_U^{-1}$$

is constant. If the structure is designed for a return period of ultimate failure $\bar{T}_{UD} \gg \bar{T}_U$, the risk of failure is reduced by the factor of $[P(T_U)]^{-1}$.

3. Return Period of Fatigue Failure

While practically all metal structures subject to repeated loads will show fatigue damage if the number of repetitions is large enough, fatigue is a significant design criterion only if the “return period” of fatigue failure under repeated variable load intensity is considerably shorter than the return period of ultimate failure. The safety factor of a structure subject to fatigue damage is no longer a stationary statistical variable but decreases with increasing number n of load repetitions which gradually reduce the resistance R to ultimate load failure. Hence, instead of Eq. (2) where ν_U is independent of n , ν is now a function of n

$$\nu_F = R(n)/S = \nu(n) \quad (9)$$

through the fatigue damage $D(n)$ which expresses the reduction of the resistance R by changing the distribution $P_1(R)$ to a family of distributions

$$P_1[R(n)] = P_1[R[1 - D(n)]^k], \quad (10)$$

where $D(0) < D \leq D(n)$, with $D(0) = 0$ and $D(n) = 1$.

The distribution of

$$\frac{R}{S} [1 - D(n)]^k = \nu_U [1 - D(n)]^k \quad (11)$$

necessarily differs from the distribution of the quotient (R/S) because $[1 - D(n)]^k$ is not a constant but a statistical variable due to the statistical character of the damage function $D(n)$. Only if the distributions of both ν_U and $[1 - D(n)]^k$ are logarithmic-normal, the distribution of ν_F is also logarithmic-normal.

Under the simplifying assumption of non-statistical linear damage accumulation $D(n)$ the resulting relation between the distribution functions

$$P(\nu_U) = P\left[\frac{\nu_F}{[1 - D(n)]^k}\right] \quad (12)$$

implies that the probability of fatigue failure P_F at which $\nu_F \leq 1$, is at the abscissa of the function $P(\nu_U)$ at which $\nu_U \leq [1 - D(n)]^{-k}$. Thus the distribution functions $P(\nu_U)$ computed under various assumptions [2] for the distribution functions $P_1(R)$ and $P_2(S)$ and for the "central safety factor" of the design $\nu_{U_0} = R_0/S_0$, can be used to determine the probability of fatigue failure under the ultimate load spectrum S as a function $P_F[D(n)]$ of prior fatigue damage produced by the operational load spectrum. Since $[1 - D(n)]^{-k} > 1$, the probabilities $P_F > P_U$.

Thus, for instance, for logarithmic-normal distributions $P_1(R)$ and $P_2(S)$ with $\nu_{U_0} = (\check{R}/\check{S})$ being the ratio between the median values of R and S , the probability function

$$P(\nu_U) = \Phi\left[\frac{1}{\delta} \log\left(\frac{\nu_U}{\nu_{U_0}}\right)\right], \quad (13)$$

where the error integral

$$\Phi(t) = \int_{-\infty}^t \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}t^2\right) dt \quad (14)$$

and the resulting standard deviation

$$\delta = [\sigma(\log R) + \sigma(\log S)]^{1/2}. \quad (15)$$

The probability of fatigue failure therefore according to Eqs. (12) and (11)

$$P_F = P\{[1 - D(n)]^{-k}\} = \Phi\left\{\frac{1}{\delta} \log[(1 - D)^{-k} (\nu_{U_0})^{-1}]\right\} = \Phi\left[\frac{1}{\delta} \log\left(\frac{1}{\nu_{F_0}}\right)\right]. \quad (16)$$

Since $\nu_{F_0} = [1 - D(n)]^k \nu_{U_0}$ is a function of $D(n)$, the probability of fatigue failure P_F become functions of the damage D , and thus functions of the number n of load cycles applied.

Using the diagram $P(\nu)$ computed [2] for logarithmic-normal distributions of R and S with $\sigma_s/\check{S} = 0.30$ and $\sigma_R/\check{R} = 0.10$ for various ultimate load design values ν_{U_0} between 1.0 and 4.5 (Fig. 1) the following approximate values are

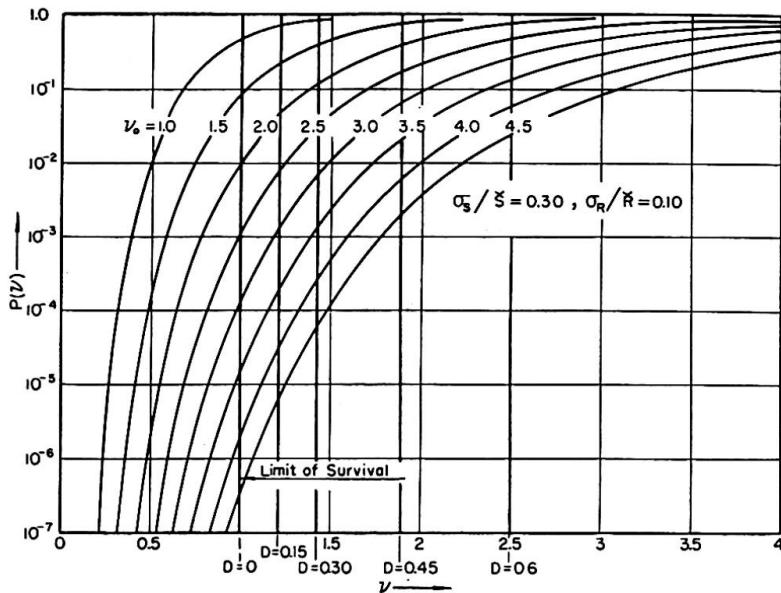


Fig. 1.

obtained for P_F as a function of D for the ultimate load design safety factors $\nu_{U_0} = 2, 3$ and 4 :

Table I

D	0.0	0.15	0.30	0.45	0.60
P_F	$\nu_0 = 2$	10^{-2}	5×10^{-2}	10^{-1}	5×10^{-1}
	$= 3$	2×10^{-4}	10^{-3}	8×10^{-3}	8×10^{-2}
	$= 4$	3×10^{-6}	3×10^{-5}	3×10^{-4}	8×10^{-3}

For the relation of D and the total number $n = \sum_i n_i$ of load cycles at the different stress levels S_i different assumptions can be made; the simplest is that of quasi-linear damage accumulation with stress interaction factors ω_i to compensate for the damaging ($\omega_i > 1$) or strengthening ($\omega_i < 1$) effect of interaction between high and low stress intensities [3] and with minimum lives N_{0i} delimiting the ranges of crack initiation and crack propagation [4]

$$D = \sum_i \left(\omega_i \frac{n_i - N_{0i}}{N_i - N_{0i}} \right) \quad \text{for } N_{0i} < n_i < N_i. \quad (16)$$

For $n_i < N_{0i}$, $D = 0$.

With the aid of Eqs. (16) and (12) the relation between P_F and n can be established: with increasing value of damage D the probability of failure increases rapidly, as illustrated by Table I, and the mean return period of failure \bar{T}_F

$$\bar{T}_F(n) = [P_F(n)]^{-1} \quad (17)$$

decrease accordingly. Thus there is a mean return period of fatigue failure $\bar{T}_F[D(n)] = \bar{T}_F(n)$ associated with each damage level $D(n)$, and the ratio

$$\frac{P_F(n)}{P_U} = \frac{\bar{T}_U}{\bar{T}_F(n)} = f(n) > 1 \quad (18)$$

can be considered as a "fatigue sensitivity" factor of the structure. Obviously, the fatigue sensitivity increases with increasing damage, but for the same amount of damage also with increasing design safety factor for ultimate load design. This can be illustrated by converting Table I into a table of "fatigue sensitivity" factors f , dividing all rows by the value P_U which is identical with P_F for $D=0$

Table II

D	0.0	0.15	0.30	0.45	0.60
$f(D)$	$v_0 = 2$	1	5	10	50
	$= 3$	1	5	40	400
	$= 4$	1	10	100	2670
					26700

The return period of fatigue failure at constant damage has a distribution similar to that of ultimate load failure according to Eq. (6):

$$P(T_F) = 1 - \exp(-T_F/\bar{T}_F) \quad (19)$$

$$\text{or} \quad L(T_F) = \exp(-T_F/\bar{T}_F) \quad (20)$$

and therefore the "design return period" of fatigue failure will depend on the selected probability of surviving the mean return period, which might be considered as the specified design life of the structure.

The value of \bar{T}_F depends strongly on the damage function $D(n)$ which, in turn, is strongly affected by the "minimum fatigue life" $N_{0i} = N_0(S_i)$, which delimits the fatigue initiation period. Since the length of the fatigue initiation period in relation to the total fatigue life at constant stress or variable stress is a characteristic of the structural material as well as of residual stress fields in the fatigue-critical parts of the structure produced by previous load history or arbitrary prestraining [5], both effects can be introduced into the damage factor and thus into the estimate of the probability of fatigue failure under the relevant spectra of operational and "ultimate loads".

References

1. ALFRED M. FREUDENTHAL: "Methods of Safety Analysis of Highway Bridges." Preliminary Publication Sixth Congress IABSE, Stockholm 1960, pp. 656—664.
2. ALFRED M. FREUDENTHAL: «Die Sicherheit der Baukonstruktionen.» Acta Technica, Acad. Sc. Hung., Budapest 1964 (in print).
3. ALFRED M. FREUDENTHAL and R. A. HELLER: "On Stress Interaction in Fatigue and a Cumulative Damage Rule." J. Aerospace Sc., Vol. 26 (1959), pp. 431—442.

4. ALFRED M. FREUDENTHAL and E. J. GUMBEL: "Minimum Life in Fatigue." *J. Am. Statist. Ass.*, Vol. 49 (1954), pp. 575—597.
5. W. WEIBULL: "A Theory of Fatigue Crack Propagation in Sheet Specimens." *Acta Metallurgica*, Vol. 2 (1963), p. 751.

Summary

By defining fatigue failure as an "ultimate load failure" of a structure damaged in fatigue by operational loads, the estimate of fatigue life can be reduced to that of a "mean return period" of an ultimate load type of failure for which statistical methods of safety analysis have already been developed. By applying such methods in conjunction with a simple fatigue damage function the fatigue sensitivity of a structure can be evaluated in terms of the ratio of the return periods of fatigue failure and ultimate load failure.

Résumé

En considérant la rupture par fatigue comme la «ruine sous une charge limite» d'un ouvrage déjà fatigué par l'action des charges de service, on peut ramener l'estimation de la durée de service à celle du «nombre moyen de répétitions de charges données» relatif à un type de ruine sous une charge limite pour lequel on connaît des méthodes statistiques qui permettent le calcul de la sécurité. Si on applique ces méthodes en utilisant une fonction d'endommagement par fatigue mathématiquement simple, on pourra évaluer la sensibilité à la fatigue d'un ouvrage en fonction des nombres de répétitions des charges relatifs à la rupture par fatigue et à la ruine sous une charge limite.

Zusammenfassung

Durch die Definition des Ermüdungsbruches als einen «statischen» Bruch des durch Ermüdungsbeanspruchungen unter Betriebslasten geschädigten Tragwerkes kann die Abschätzung der Lebensdauer unter Ermüdungsbeanspruchungen zurückgeführt werden auf die Bestimmung einer mittleren «Rückkehrzeit» eines «statischen» Bruches, für welchen statistische Methoden der Sicherheitsberechnung bereits entwickelt wurden. Durch Anwendung dieser Methoden im Zusammenhang mit einer einfachen Ermüdungsschädigungsfunktion wird es möglich, die Ermüdungsempfindlichkeit eines Tragwerkes auszuwerten und als das Verhältnis der «Rückkehrzeiten» von Ermüdungsbruch und statischem Bruch darzustellen.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II d 3

Kabel mit hoher Ermüdungsfestigkeit für Hängebrücken

Suspension Bridge Cables with Higher Fatigue Strengths

Câbles à haute résistance à la fatigue pour ponts suspendus

FRITZ LEONHARDT

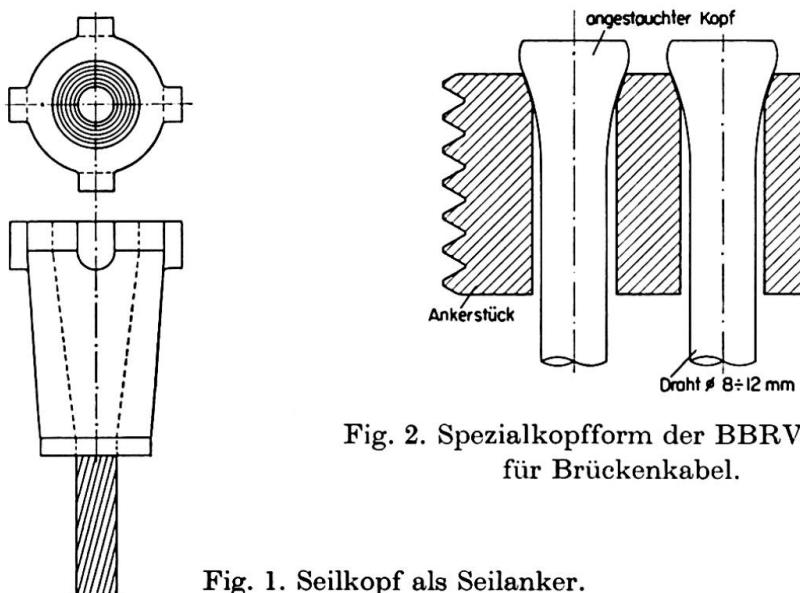
Stuttgart

1. Einleitung

Für Hängebrücken oder Schräkgabelbrücken werden in Deutschland vorzugsweise patentverschlossene Seile verwendet, die zur Verankerung mit Weißmetall in Seilköpfen vergossen werden (Fig. 1). In anderen Ländern verwendet man sogar normale, offene Drahtseile oder Litzenseile mit Seilköpfen, sofern nicht bei großen Spannweiten in den USA und England Paralleldrahtkabel aus dünnen Drähten gesponnen werden.

Die großen Brücken werden in zunehmendem Maße mit den in Deutschland entwickelten Leichtfahrbahnen (orthotrope Platte) gebaut. Das Eigengewicht wird daher immer leichter, während die Verkehrslasten zunehmen. Entsprechend wird die Schwingbreite der Spannungswechsel unter Verkehrslasten im Vergleich zur Grundspannung infolge Eigengewicht immer größer. Dies bedeutet, daß die Ermüdungsfestigkeit solcher Seile oder Kabel eine zunehmende Rolle spielt.

Nun ist es bekannt, daß die Seile an ihren Verankerungen mit Seilköpfen, insbesondere infolge der hohen Temperatur des Vergußmetalles, keine sehr



hohe Ermüdungsfestigkeit haben. Bei patentverschlossenen Seilen wurde selbst bei sorgfältiger Ausführung der Verankerung eine Schwingbreite von rund 1400 bis 1600 kp/cm² über einer unteren Grundspannung von 2500 kp/cm² bei einer mittleren Seilfestigkeit von 14 000 kp/cm² ermittelt [1]. Bei offenen Seilen liegt diese Schwingbreite noch niedriger.

Die paralleldrähtigen Kabel der Amerikaner mit schlaufenartiger Verankerung sind hinsichtlich ihrer Ermüdungsfestigkeit diesen Seilen mit Seilköpfen zweifellos überlegen. Sie haben jedoch andere Nachteile, so insbesondere die Notwendigkeit der Stoßmuffen und die mangelhafte und zeitraubende Ordnung der dünnen Drähte beim Herstellungsverfahren, die befürchten läßt, daß manche Drähte im Kabel sich kreuzen und beim hydraulischen Zusammenpressen mehr oder weniger abgequetscht werden.

2. Neue Kabelanker

Aufbauend auf den Erfahrungen, die beim Spannbeton gesammelt wurden, werden neuerdings Paralleldrahtkabel mit größeren Drahtdurchmessern, z. B. Ø 8 bis Ø 12 mm, aus kaltgezogenem, hochfestem Stahl hergestellt, die an ihren Enden mit einer speziellen BBRV-Verankerung versehen werden (Fig. 2)

Bei dieser im Spannbeton sehr bewährten Verankerungsart werden bekanntlich an den rechtwinklig abgeschnittenen Drahtenden Köpfchen kalt angestaucht, die sich gegen ein Ankerstück legen, wobei viele Drähte durch eng nebeneinander liegende Bohrungen hindurchgeführt werden. Das Ankerstück ist außen mit einem Gewinde versehen, das die Ankermutter bzw. den Stellring trägt, der die Kabelkraft auf die Ankerplatte überträgt (Fig. 3). Diese Anker brauchen weniger Platz als die Seilköpfe.

Während die Köpfchen bisher etwa Kugelform hatten, werden nunmehr auf Anregung des Verfassers die Köpfchen mit einem konischen Übergang angestaucht, so daß die Ankerkraft eine starke radiale Pressung in dem konischen Sitz des Ankerstückes hervorruft. Diese radiale Pressung hat zur Folge, daß das Köpfchen im Dauerschwingversuch nicht mehr abgescherzt wird und daß eine Ermüdungsfestigkeit der Verankerung erreicht wird, die etwa der Ermüdungsfestigkeit des Drahtes selbst entspricht. Versuche an der EMPA, Zürich, haben gezeigt, daß man über einer unteren Spannung von rund 3500 kp/cm² eine Schwingbreite bis zu 2800 kp/cm² erreichen kann, also rund die doppelte Schwingbreite der im Seilkopf vergossenen Seile. Man kann damit in Brücken die Festigkeit dieser Drähte wieder voll ausnützen, während man bisher im Hinblick auf die schwingenden Beanspruchungen die obere maximale Spannung herabsetzen mußte. Mit dieser neuen Verankerungsart werden also wesentliche Vorteile für den Großbrückenbau erreicht.

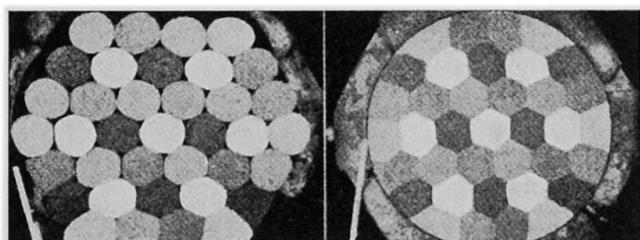
Derartige Kabel können nun bis zu Längen von 40 oder 50 m genau so hergestellt werden wie Spannglieder für Spannbeton, indem man die parallelen

Drähte in Hüllrohren führt und sie nachträglich zum Schutz gegen Temperaturänderungen und Korrosion mit Zementmörtel auspreßt. Bei der Anwendung solcher Kabel für den Fußgängersteg über die Schillerstraße in Stuttgart [2] wurden Hüllrohre aus dem Kunststoff Hostalen (Polyäthylen) verwendet, wodurch ein haltbarer Schutz erzielt wurde.

3. Neue Herstellungsart der Kabel

Für größere Kabellängen, insbesondere für Kabel von Hängebrücken oder weitgespannten Schräkgabelbrücken wird eine neue Herstellungsart empfohlen, die der Verfasser schon 1941 aus Beobachtungen an einem Versuchsstück der Kabel für die San-Francisco-Bay-Brücke ableitete [3, 4]. Die Amerikaner legen bekanntlich etwa kreisrunde, gebändselte Drahtbündel mit je 60 bis 90 Stück 5-mm-Drähten zu dem ungefähr kreisrunden Kabel zusammen (Fig. 4 a) und pressen dieses Kabel hydraulisch auf einen möglichst kleinen Querschnitt radial zusammen (Fig. 5), wonach das ganze Kabel mit Draht umwickelt wird.

Fig. 3. BBRV-Anker für viele Drähte.



a) b)

Fig. 4.

- a) Aus Drahtbündeln zusammengelegtes Kabel einer US-Hängebrücke vor dem Zusammenpressen.
- b) Form der ursprünglich etwa kreisrunden Bündel des Bildes a) nach dem Pressen.

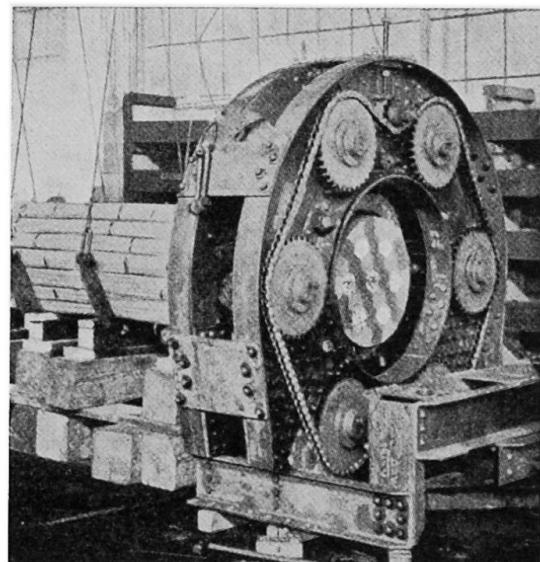
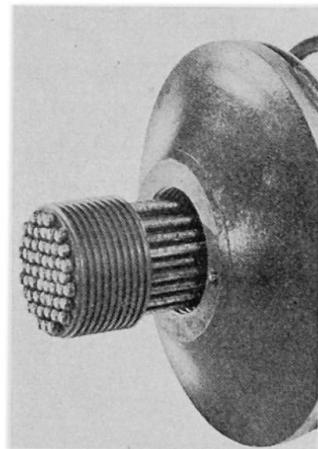


Fig. 5. Das Kabel wird mit großen hydraulischen Pressen radial auf Kreisquerschnitt gepreßt.

Der Versuch zeigte nun, daß beim Zusammenpressen die ursprünglich etwa kreisrunden Drahtbündel im inneren Bereich des Kabels sechseckig wurden (Fig. 4 b). Dies ist ganz natürlich, weil Drähte in sechseckiger Anordnung jeweils das Hohlraum-Minimum ergeben. Es liegt nun nahe, die Drähte von vornherein in sechseckigen Bündeln anzutragen (Fig. 6). Dies kann leicht geschehen, indem alle Drähte eines sechseckigen Bündels gleichzeitig von ihren Ringen abgezogen und durch Führungen auf die sechseckige Anordnung gebracht werden. Das Bündel läuft dabei zwischen sechs mit Gummi belegten Rollen hindurch, die die Drähte radial eng zusammenpressen. Unmittelbar dahinter wird das Bündel mit einem dünnen Draht bei verhältnismäßig großer Ganghöhe wendelartig umwickelt bzw. gebändert. Das Bündel behält dann auch beim Transport seinen sechseckigen Querschnitt, selbst wenn es über Krümmungen hinweggeführt wird. Man kann ein solches Kabel mit ausreichend großem Krümmungsradius auch über gekrümmte Kabelsattel endgültig verlegen, weil schon geringe Unterschiede der Längsspannungen die verschiedene Drahtlänge im Krümmungsbereich ausgleichen, zudem sich die Drähte auch längs gegeneinander etwas verschieben können.

Diese Sechseckbündel können daher, ähnlich wie Seile, über Rollengänge und Hilfsstege als Kabel für Hängebrücken verlegt werden. Da heute sehr große Drahtlängen geliefert werden, brauchen die Drähte innerhalb des Kabels nicht gestoßen werden.

Aus diesen Sechsecken kann man nun mit Futterleisten am Rand ein tadelloses rundes Kabel zusammenbauen (Fig. 7), bei dem sich beim späteren Zusammenpressen und Umwickeln keine Drähte mehr gegenseitig verschieben müssen. Für große Kabel können außen sogar Teile von Sechsecken als Bündel zugelegt werden (Fig. 8), wenn man entlang der Teilungslinie des Sechseckes

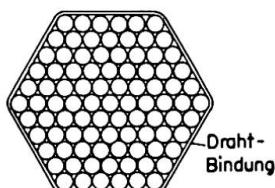


Fig. 6. Sechseckiges Drahtbündel, straff umwickelt, lässt sich wie ein Seil verlegen.

Fig. 7. Kabel aus sechseckigen Drahtbündeln.

a = Sechseckige Drahtbündel.

b u. c = Futterstäbe, z. B. aus Beton.

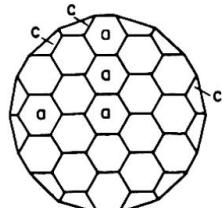
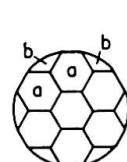
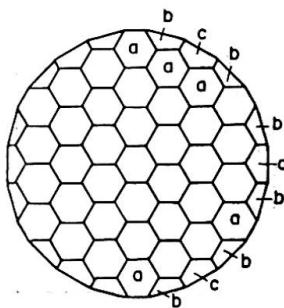


Fig. 8. Kabel aus 37 vollen, sechseckigen Bündeln a, am Rand ergänzt mit Teilbündeln.

a = Sechseckige Drahtbündel, 37 Stück.

b = $\frac{1}{3}$ -Bündel, 12 Stück.

c = $\frac{1}{2}$ -Bündel, 6 Stück.



in gewissen Abständen biegesteife Platten legt, welche die Form des Teilstabes sichern. Diese biegesteifen Platten werden nach der Montage des Kabels kurz vor dem endgültigen Umwickeln wieder weggenommen.

Parallele Drähte haben den großen Vorteil, daß der Elastizitätsmodul innerhalb der Gebrauchsspannungen konstant und hoch ist, während bei Seilen die Spannungsdehnungslinie am Anfang etwas flach verläuft (Seilreck), dann nur kurz gerade ist und frühzeitig in den gekrümmten Bereich der plastischen Verformungen übergeht. Der *E*-Modul ist dabei im Mittel wesentlich niedriger als beim geraden Draht. Die Verformungen von parallelen Drahtkabeln sind daher kleiner und lassen sich zuverlässiger berechnen als diejenigen von Seilen.

Derartige Hängebrückenkabel haben folgende Vorteile:

1. Hoher konstanter *E*-Modul, also klar berechenbare, kleine Verformungen.
2. Hohe Ermüdungsfestigkeit, auch an den Verankerungen, daher volle Ausnutzbarkeit der Drahtfestigkeit, selbst bei Brücken mit leichten Fahrbahnen.
3. Einwandfreier und haltbarer Korrosionsschutz in allen Teilen.
4. Einfache Herstellung und verhältnismäßig niedrige Kosten.

Schrifttum

1. H. K. HAVEMANN: «Die Seilverspannung der Autobahnbrücke über die Norderelbe. — Bericht über Versuche zur Dauerfestigkeit der Drahtseile.» Der Stahlbau, 31 (1962), Heft 8, S. 225—232.
2. F. LEONHARDT und W. ANDRÄ: «Fußgängersteg über die Schillerstraße in Stuttgart.» Die Bautechnik, 39 (1962), Heft 4, S. 110—116.
3. K. SCHAECHTERLE und F. LEONHARDT: «Hängebrücken III.» Die Bautechnik, 19 (1941), Heft 12/13, S. 125—133.

Zusammenfassung

Die bisher üblichen Seile zeigen an ihrer Verankerung mit Seilköpfen eine verhältnismäßig niedrige Ermüdungsfestigkeit, so daß die Kabel großer Brücken oft im Hinblick auf die erwartete Schwingbreite der Spannungen nicht voll ausgenutzt werden. Es wird gezeigt, wie Kabel auf kleinstem Raum verankert werden können und wie dabei durch geschickte Formgebung der Anker die Schwingbreite um etwa 40% gesteigert werden kann. Ferner wird ein günstiges Herstellungsverfahren für große Paralleldrahtkabel aus sechseckigen Drahtbündeln beschrieben.

Summary

In large suspension bridges built hitherto with ropes it has not been possible to utilise fully the dynamic stress range permitted in the cable, since the anchor details of the ropes have a lower fatigue strength than the wire in the rope.

The paper shows how the anchor detail may be made smaller and the range of fatigue stress increased by 40 per cent.

In addition the production of large parallel cables composed of small hexagonal strands is described.

Résumé

Dans les grands ponts suspendus, la résistance à la fatigue des câbles au droit de leur culot d'ancrage est relativement faible, ce qui interdit souvent de tirer pleinement parti de leur résistance à cause de la variation des contraintes. Dans ce mémoire, il est montré comment on peut réaliser un ancrage de plus petites dimensions et ainsi augmenter en même temps de 40% l'amplitude des contraintes. On décrit en outre un procédé de fabrication de gros câbles à fils parallèles composés de torons hexagonaux.

II d 4

The Behaviour of Steel Beams Under Slow Repeated Loading

Le comportement des poutres métalliques soumises à des répétitions de charge lentes

Das Verhalten von Stahlträgern unter langsam wiederholter Belastung

J. W. RODERICK

Professor

University of Sydney, Sydney, N.S.W., Australia

B. RAWLINGS

Introduction

In the investigation described in this paper the load deformation relationship and the mode of failure have been determined for a series of mild steel flexural members subjected to slow repeated loading of sufficient magnitude to produce some degree of plasticity. Some tests have been carried out on plain bars but the greater number were on specimens with a weld at the centre of the span. The frequency of loading, namely 2000 cycles per day, closely corresponds to that adopted by BAIRSTOW¹⁾ in his classical series of tests on axially loaded specimens. In the early tests, commenced some years ago, work was confined to central concentrated loads applied to plain and welded specimens which had been cut out of the flanges of an 8 inch × 6 inch rolled steel joist. These early tests provided some guidance for a more recent programme, in which both plain and welded specimens are being loaded under central and two-point loads. As the mode of testing is slow, attention so far has been confined to tests under severe conditions in which the beams are loaded well beyond the yield moment. Ultimately it is intended to test additional specimens at lower loads to determine the effect of reducing the degree of overstrain.

Description of Tests

a) Testing Machine

The testing machine used for loading the specimens is shown in Fig. 1. The specimen, of rectangular cross section and 20 inch (50.8 cm) simply supported span, rests on knife edges on rollers and is loaded to bend about the major axis, by dead load, applied and removed by an overhead rocking beam. The motion of this rocking beam is actuated by an eccentric which is

¹⁾ L. BAIRSTOW: "The Elastic Limits of Iron and Steel under Cyclical Variations of Stress." Phil. Trans. Roy. Soc., A. Vol. 210, 1909—1910, p. 35.

chain-driven from a 1000 to 1 reduction gearbox driven by a 1425 r.p.m. squirrel cage induction motor. The frame supporting the gearbox, motor and rocking beam is made independent of that supporting the specimen in order to isolate the specimen from any vibration which might develop.

An overload cutout is installed, to stop the motor in the event of any seizure of the equipment, and limit switches set below the specimen will stop the machine if the specimen deforms to an extent in excess of a selected maximum value. Locating stops are also provided to prevent the specimen from wandering whilst the test is in progress.

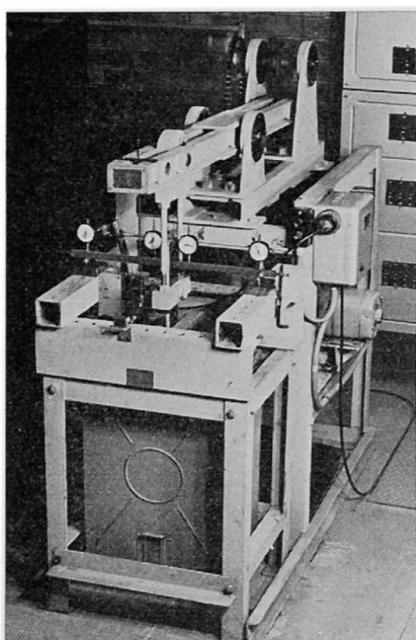


Fig. 1.

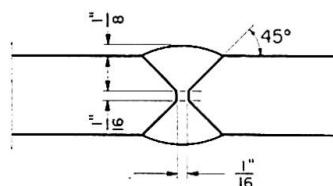


Fig. 2.

Deflections of the beams were recorded by four 0.001 inch dial gauges, mounted above the specimen supports and at points 2 inches from each side of the centre of the span. For the purposes of plotting graphs, the beam deflection was taken as the mean of the inner gauge readings minus the mean of the readings of the support gauges. A cycle counter of the manual reset type was fitted to operate from the rocker beam.

The cycle selected for these tests was such that the load was applied to the specimen for approximately 50% of the total time.

b) Specimens

In an early series of tests, the specimens were cut from the flanges of a length of 8 inch \times 6 inch @ 35 lb./ft. British Standard rolled steel joist. The flanges were removed and one was oxy-cut into parallel strips, subsequently ground to provide specimens $3/4$ inch \times $1/2$ inch (1.90 cm \times 1.27 cm) in cross section. The second flange was divided transversely at the centre, double V butt-welded, and cut into specimens ground to the same section. These latter

specimens proved to have been badly welded, and were used mainly for a pilot run on the machine. In addition a number of plain specimens were tested, some as static control specimens, some under repeated loading, and using a central concentrated load in both cases.

As it was felt desirable to study behaviour under conditions of pure flexure, two-point load spreaders were introduced and a second and more extensive series of tests was planned. In this case, specimens were cut from a piece of $\frac{7}{8}$ inch thick mild steel plate and both plain and welded specimens were prepared. For the latter, a 2' 9" length was taken, cut down the centre and prepared for welding. A double V-butt arc weld was made in accordance with Fig. 2, the first run being with a number 10 "Aircraft" E. M. F. electrode and subsequent runs with a number 8 electrode. These electrodes were claimed by the manufacturers to have the following properties:

Yield stress	=	25—27 ton/in. ²
Ultimate stress	=	32—36 ton/in. ²
Izod impact	=	45 ft.-lb.

Finally the plate was divided by flame cutting into thirty specimens. These were ground down to the dimensions of $\frac{3}{4}$ inch depth $\times \frac{1}{2}$ inch width, the $\frac{3}{4}$ inch being in the direction of the thickness of the plate. The reduction of section in the last few passes of the specimens through the grinder was kept to a minimum in order to reduce the risk of severe work-hardening of the surface. It should be emphasised that the welding operation was carried out manually and no special care was taken to ensure freedom from defects. An X-ray of the weld revealed that the penetration had been complete but there was some evidence of a few small inclusions, and the presence of these was confirmed after the beams were tested and broken apart.

The welded specimens were subsequently tested with the weld at the centre of the span, under central or two-point loading. In the hope of improving the performance under repeated loading, a number of the welded specimens were normalised at 900°C for an hour prior to the final grinding process, and these also were ground carefully to the same surface finish as the other specimens. These specimens were subsequently tested under repeated central concentrated load.

Behaviour of Specimens

a) Static Tests

The details of the various specimens and results of static tests are summarised in Table 1. Typical curves plotted from these results are shown in Fig. 3. The value of full plastic moment accepted for the central point load tests was that corresponding to the point *P* (Fig. 3) at which the curve just entered the inclined region of strain-hardening behaviour. It will be seen that this value

Table 1. Static Test Results

Specimen Number	Type	Breadth b inches	Overall Depth $2d$ inches	Plastic Section Modulus $S = bd^2$ inches 3	Loading Condition	Load Corresponding to Full Plasticity lb.	Full Plastic Moment of Resistance M_p kip-in.	$\frac{M_p}{S}$ kip/sq. in.
FA 5	Plain	0.492	0.745	0.0681	Single point	500	2.50	36.8
P 2	Plain	0.502	0.751	0.0710	Two point	690	2.76	38.8
P 3	Plain	0.501	0.751	0.0708	Single point	540	2.70	38.2
W 1	Welded	0.502	0.752	0.0711	Single point	620	3.10	43.5
W 2	Welded	0.501	0.751	0.0708	Two point	715	2.86	40.5
W 19	Welded-normalised	0.467	0.726	0.0615	Single point	440	2.20	35.8

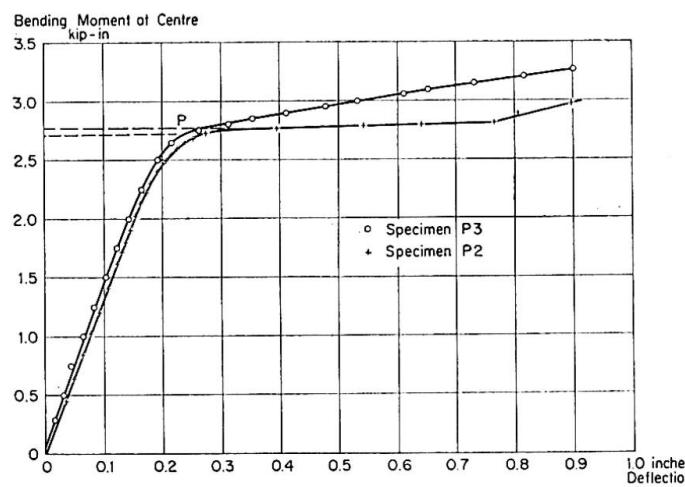


Fig. 3.

agreed fairly closely with that obtained from a uniform flexure test on the same type of specimen.

b) Tests under Repeated Loading

The results of the repeated loading tests, including details of the specimen dimensions, applied load and number of cycles to failure, are summarised in Table 2.

It will be observed that in all cases the loads applied to the specimen produced maximum moments exceeding that which on the basis of the simple plastic theory, would be expected to cause extreme fibre yielding, having in mind that no pronounced upper yield effects were observed in the static tests. Consequently in the loading of the specimens prior to repeated loading some creep occurred and continued until the first removal of the applied load. When the repeated loading was commenced, deformation increased rapidly in the first few cycles, but the rate of increase diminished considerably after about twenty applications of the load, and for the principal part of the test the incremental deflection with each cycle was extremely small.

After many cycles of load the final stage of each test was reached when a crack began to develop in the material. The first detectable sign of failure, both in the single and two point loading specimens, was the appearance of a fine transverse crack in the extreme tensile fibres near the centre of the span. This crack gradually penetrated into the material, until it progressed through approximately half of the depth of the section. This phase was accompanied by an initially slight, and ultimately rapid, increase in deflection under load, until the stage was reached when the machine was stopped by the tripping of the limiting switch. The machine was then readjusted and the loading continued until the specimen could no longer support the load and simply deformed in order to allow the loading bucket to follow the motion of the crosshead and overhead beam. The number of cycles was then recorded, and the test stopped; this stage was regarded as failure of the specimen.

The final phase of crack propagation developed over many cycles of loading, and in some cases, over a period of some months. At no time did any specimen develop brittle characteristics and snap catastrophically and in many cases the specimens carried the full load even when the crack had penetrated through more than half the depth of the specimen. Even when the tests were abandoned, some slight elastic recovery of each specimen was observed when the bucket and beam were raised.

It is convenient to represent the readings of progressive deflection against the number of cycles, as shown in Fig. 4, using a logarithmic scale as abscissa, and linear scale for ordinates. The graphs as shown are at arbitrary heights but the true initial values of deflection at the commencement of testing are given in Table 2.

Table 2. Repeated Loading Test Results

Specimen Number	Type	Breadth b inches	Overall Depth $2d$ inches	Plastic Section Modulus $S = bd^2$ inches 3	Loading Condition	Full Plastic Moment M_p kip-in.	Applied Repeated Load lb.	Corresponding Maximum Moment M kip-in.	$\frac{M}{M_p}$	$\frac{M}{S}$ kip/sq.in.	Number of Cycles to Failure	Initial Value of Deflection inches
FA 1	Plain	0.492	0.745	0.0681	Single point	2.50	460	2.30	0.92	33.7	3,689,392 +	0.1504
FA 5	Plain	0.492	0.745	0.0681	Single point	2.50	520	2.60	1.04	38.1	382,265	0.2997
P 5	Plain	0.500	0.750	0.0703	Two point	2.74	700	2.80	1.02	39.8	109,884	0.6080
W 16	Welded	0.500	0.750	0.0703	Single point	3.06	624	3.12	1.02	44.5	29,245	0.3788
W 25	Welded	0.505	0.750	0.0711	Single point	3.10	593	2.96	0.96	41.7	56,842	0.2564
W 3	Welded	0.502	0.751	0.0709	Single point	3.09	572	2.86	0.93	40.5	50,557	0.1974
W 12	Welded	0.501	0.751	0.0708	Single point	3.08	530	2.65	0.86	37.5	161,632	0.2137
W 6	Welded	0.501	0.751	0.0708	Two point	2.86	700	2.80	0.98	39.6	21,852	0.5172
W 5	Welded	0.501	0.751	0.0708	Two point	2.86	665	2.66	0.93	37.7	71,014	0.2816
W 15	Welded	0.501	0.750	0.0705	Two point	2.85	630	2.52	0.89	35.7	63,332	0.2225
W 26	Welded	0.500	0.750	0.0703	Two point	2.84	595	2.38	0.84	34.0	108,331	0.1801
W 19	Welded, normalised	0.467	0.727	0.0616	Single point	2.20	440	2.20	1.00	35.8	16,561	0.2024
W 20	Welded, normalised	0.467	0.727	0.0616	Single point	2.20	418	2.09	0.95	33.9	18,455	0.1549
W 22	Welded, normalised	0.467	0.727	0.0616	Single point	2.20	396	1.98	0.90	32.2	31,661	0.1481

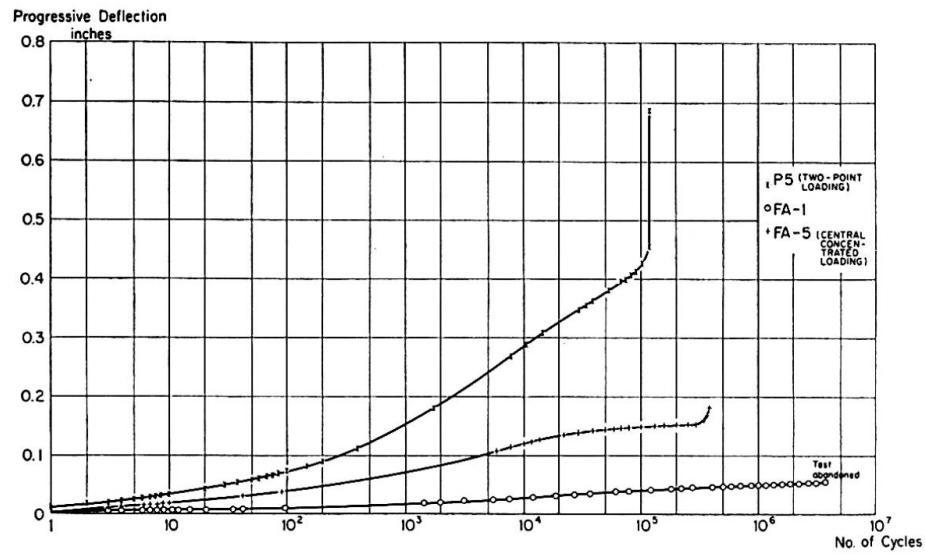


Fig. 4a.

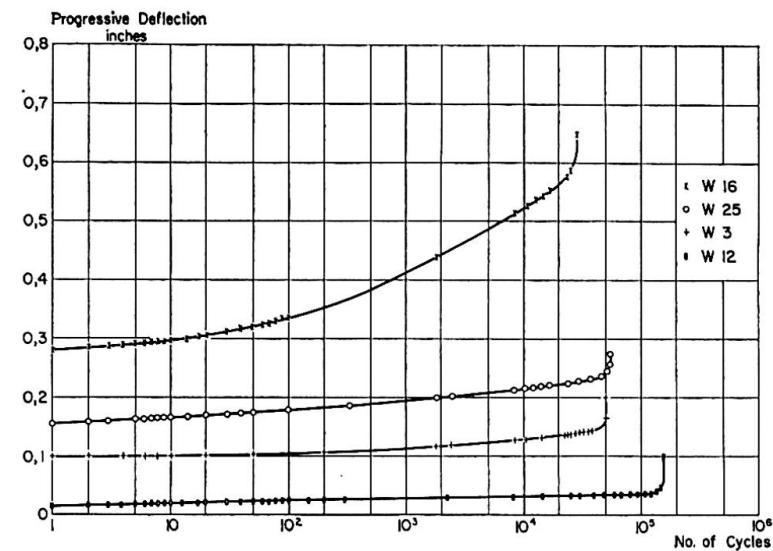


Fig. 4b.

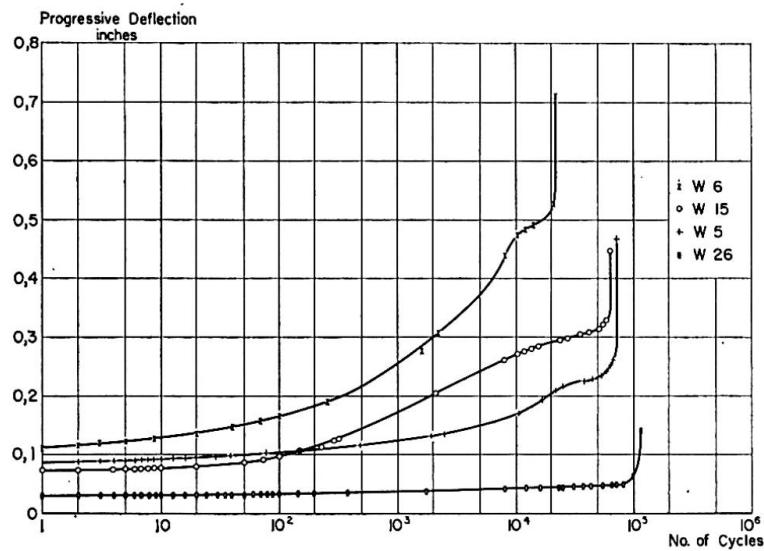


Fig. 4c.

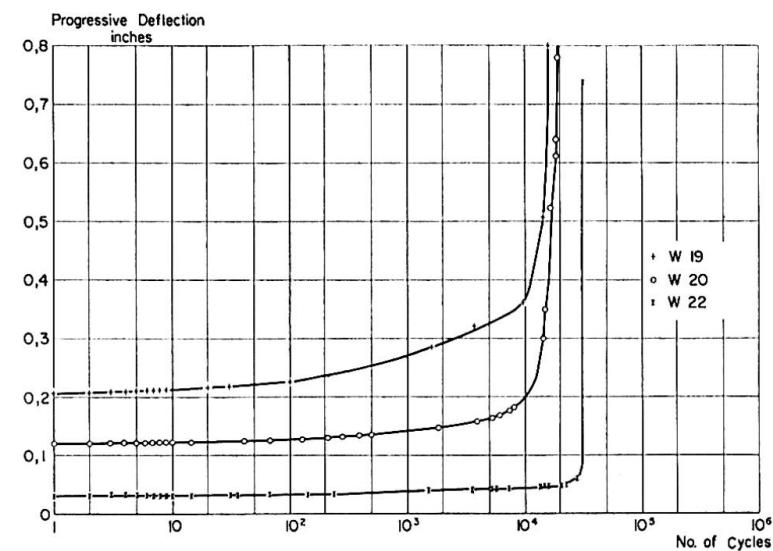
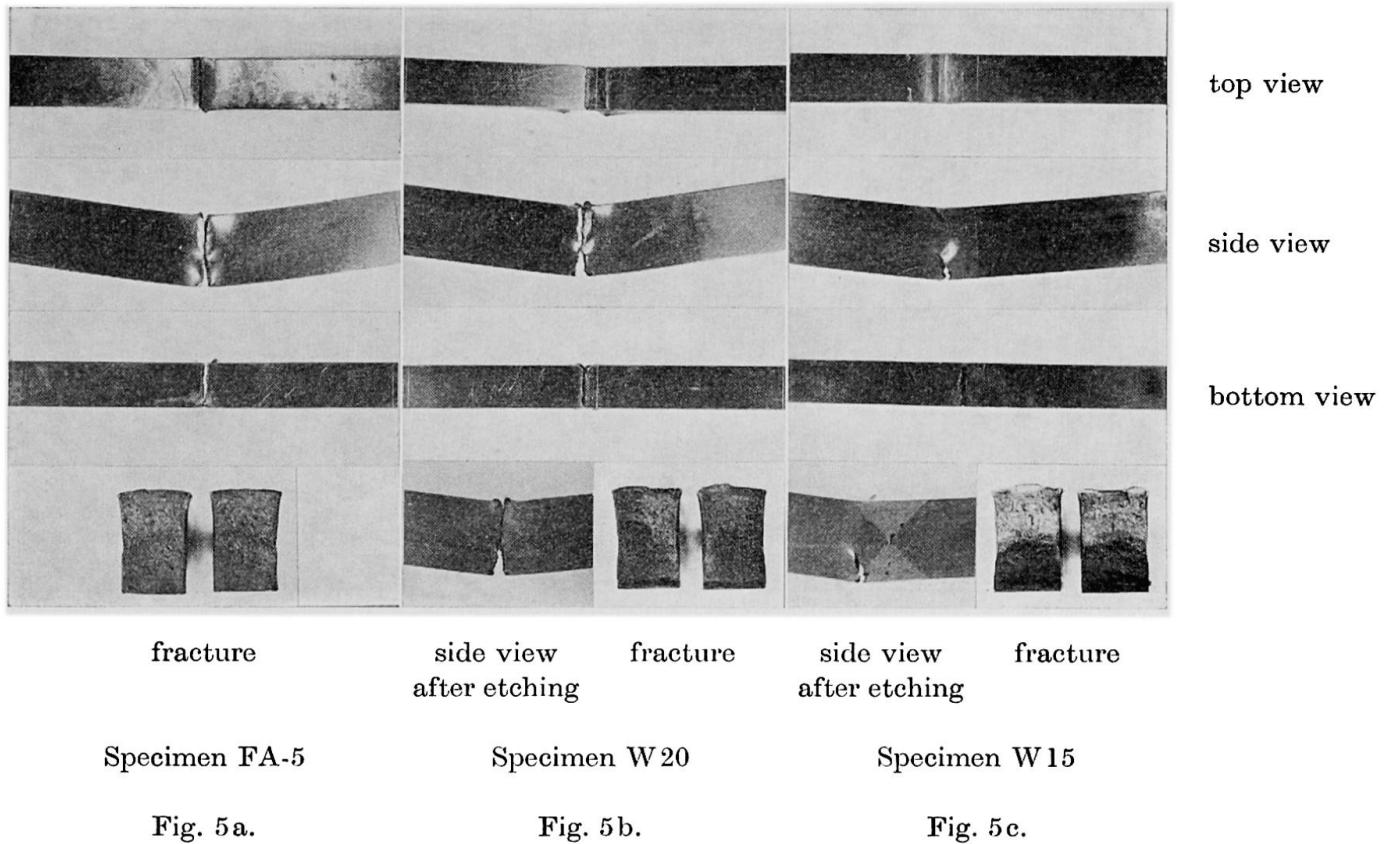


Fig. 4d.



In a number of the tests, readings were taken of the beam deflections both when the load was applied and when it was subsequently removed. These can be plotted as two curves, the vertical intercept between which was found to be constant throughout each test, suggesting that at all stages the recovery was elastic. For a beam of linear and elastic material, the magnitude δ would be given by the expression

$$\delta = \frac{472 P}{3 EI}$$

in inch units, for the central load tests, and by

$$\delta = \frac{448 P}{3 EI}$$

for the two point loading tests, where P , E and I are respectively the applied load, elastic modulus and second moment of area of the testpiece. The values of E , as derived from these expressions and using the test results, ranged between 27.3×10^6 p.s.i. and 30.8×10^6 p.s.i., so that in each case the magnitude of the recovery can be said to agree satisfactorily with that expected on the basis of linear elastic behaviour.

Nature of Fractures

A number of photographs of specimens after testing showing elevations, top and underneath views and fracture surfaces are shown in Fig. 5. It will be evident that in all cases the region of the specimen adjacent to the fracture underwent considerable plastic deformation, and this was accompanied by lateral flow of the material, resulting in the large distortions of the cross-sections. The distorted surfaces are also clearly seen in the elevations. In a number of specimens rippling of the compression face was evident, and in others, some fine transverse cracks could be observed in the compression face when the specimen was closely examined. It will be observed from the photograph of specimen W 20 (Fig. 5b) that, even when the specimen was broken apart prior to photographing, there was some ductility of the remaining material as the two parts do not mate together precisely at the top.

Under single point loading conditions, the cracks were located at a section near the centre, but in most cases displaced approximately $1/2$ inch away and near the extremity of the welded zone. In the case of the welded specimens subjected to two point loading, the cracks again frequently developed to one side of the centre line of the span, as is shown in Fig. 5c. (Specimen W 15.) The unwelded specimen subjected to two point loading developed a crack which originated under one of the loading points, in the tensile fibre. The crack propagated from one of the scribed lines used for marking out the

specimen prior to testing. Cracks in the specimens propagated vertically, and often appeared to emanate from a small weld defect such as an inclusion near the tensile face. It will be seen from the photographs in Fig. 5 which show elevations of typical welded specimens after etching with 10 per cent nitric acid in methylated spirit, that the cracks all originated within the welded zone, although in many cases they subsequently penetrated regions of unwelded material.

If attention is directed to the sectional views, which were taken after the specimens were broken apart in a vice, it will be observed that in some striations occurred consistent with the progressive nature of the cracking. These are particularly noticeable in the case of specimen FA-5. The fractures were crystalline in appearance, the lighter colour occurring in the region which was freshly broken.

Life of Specimen as a Function of Loading

The test results are summarised in Fig. 6. Here, the number of cycles to failure are plotted on a logarithmic axis, against the applied maximum moment divided by the plastic section modulus of each specimen. These same results are plotted again in Fig. 7, the ordinate being the maximum applied moment divided by the full plastic moment of a specimen of the same dimensions, as determined from the static tests. In both figures the relationship between the logarithm of the life of a specimen, and loading, will be seen to be sensibly linear.

It will be observed that the curves for two point and central point loading specimens agree fairly closely, when allowance is made for the different values of full plastic moment of resistance. If it is assumed that the section where

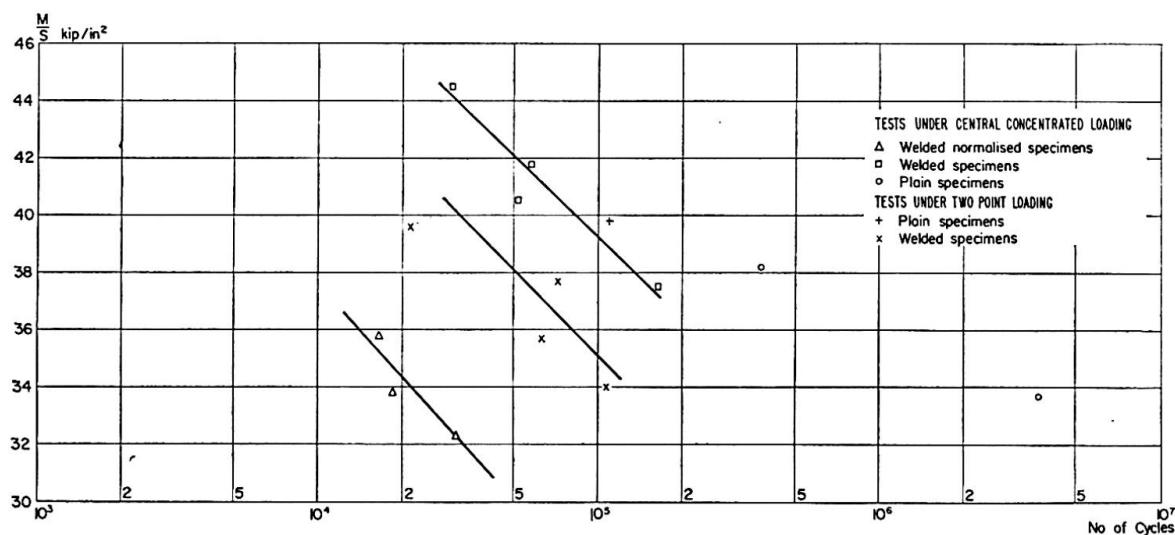


Fig. 6.

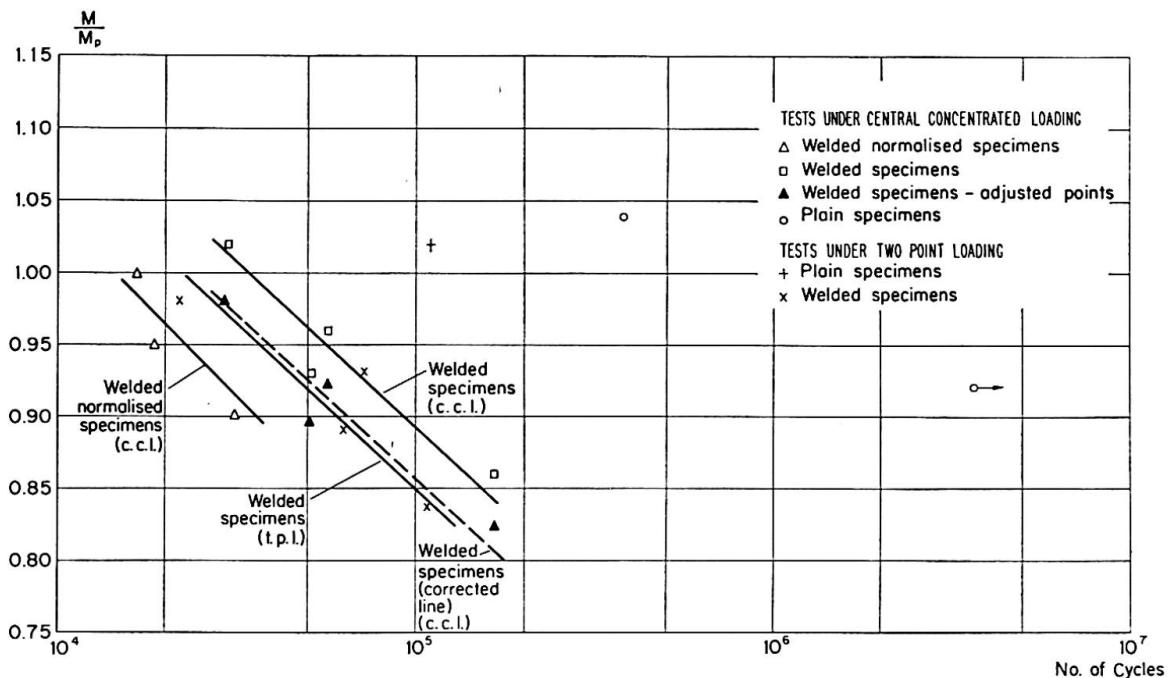


Fig. 7.

cracking occurs is at the extremity of the weld as is suggested by the photographs of the etched specimens, it will be seen that at these sections, the moment is only 96 per cent of the central moment, consequently the curve in Fig. 7, for the welded central load tests will be displaced downwards to the position shown by the broken line. The results of the central load and two-point load tests then agree very closely.

It is also interesting to note that, while the process of normalising the welded specimens lowered the yield point of the material their life appeared to be slightly reduced.

Conclusions

Although at this stage, any conclusions must be regarded as a little tentative, the tests to date have given a great deal of qualitative information on the behaviour of steel members under many cycles of slow repeated loading, and it is hoped that further work will enable the relationship between the applied moment and life of the specimen to be determined over a wide range of moments.

It can be said, however, that the material does not behave in a brittle manner with little plastic deformation during the course of repeated loading, and catastrophic collapse does not take place. Even when testing was discontinued and the specimens were withdrawn from the machine and broken in a vice, they exhibited some residual ductility. In addition, though there were some imperfections in the welding of the specimens tested, these did not lead to collapse of the specimens at a very early stage.

As has been mentioned, it is planned in future testing, to extend the range of applied moments to include both high values well into the strain-hardening range, and lower values closer to the yield moment, and to conduct tests on specimens having close control on the material and welding, under intermittently applied, and reversing moment, and under programmed loading.

Acknowledgements

The Authors acknowledge the assistance of Messrs. J. J. Reilly and R. Kwan, students in the Department of Civil Engineering, University of Sydney, who conducted a number of the tests as part of an undergraduate thesis exercise.

Summary

An account is given of a series of preliminary tests on rectangular, simply supported mild steel beams subjected to many cycles of intermittent transverse loading, applied at $1\frac{1}{2}$ cycles per minute. The results suggest that the life of a specimen as plotted on a logarithmic scale, bears a linear relationship to the applied moment. The behaviour of both plain and welded specimens is described, both prior to, and after the development of cracking.

Résumé

Les auteurs présentent une série d'essais préliminaires exécutés sur des éprouvettes fléchies en acier doux, de section rectangulaire et simplement appuyées, soumises à un grand nombre de cycles de chargements transversaux discontinus appliqués à raison de $1\frac{1}{2}$ cycle par minute. Il ressort des résultats que le nombre de cycles supporté par l'éprouvette, si on le rapporte à une échelle logarithmique, peut s'exprimer linéairement en fonction du moment appliqué. On décrit le comportement d'éprouvettes ordinaires et d'éprouvettes soudées avant et après le début de la fissuration.

Zusammenfassung

In einer Reihe von Vorversuchen wurden einfach gelagerte Prüfstücke aus St 37 mit rechteckigem Querschnitt einer großen Zahl von intermittierenden Lastwechseln auf Biegung mit $1\frac{1}{2}$ Perioden pro Minute unterworfen. Die Versuche ergaben einen linearen Zusammenhang zwischen den auf einer logarithmischen Skala aufgetragenen Lastwechseln, die vom Prüfstück ausgehalten wurden, und dem belastenden Moment.

Der Bericht umfaßt das Verhalten von gewöhnlichen und von in Feldmitte geschweißten Prüfstücken, vor und nach dem Anriß.

IIe 1

Das Tragverhalten statisch unbestimmter Systeme aus hochfestem Baustahl

Limit Design of Statically Indeterminate Structures Built of High Tensile Steel

Calcul de la charge de ruine d'ossatures hyperstatiques réalisées en acier à haute résistance

H. BEER

Dipl. Ing. Dr. techn., o. Professor, Graz

K. MOSER

Dipl. Ing., Oberingenieur, Graz

A. Einleitung

Der Entwurf von Stahltragwerken nach der Plastizitätstheorie (plastic design) setzt die Kenntnis der Arbeitslinie (Spannungs-Dehnungsdiagramm) des verwendeten Baustahls voraus. Die bisher bekannten Verfahren, die namentlich von J. F. BAKER [1] und seinen Mitarbeitern anwendungsreif entwickelt wurden, basieren auf der Annahme eines Stahles mit ideal elastisch-plastischem Verhalten, d. h. die Arbeitslinie verläuft bis zur Fließgrenze linear ($E = \text{konstant}$) und geht sodann in die Horizontale ($E = 0$) über. Nun besitzen aber gerade die hochfesten Baustähle in der Regel keinen ausgeprägten Fließbereich, sondern zeigen eine mehr oder weniger kontinuierliche Abnahme des Elastizitätsmoduls bis zum Bruch. Die Arbeit behandelt unter dieser Voraussetzung das Tragverhalten von statisch unbestimmten Konstruktionen, wobei mehrere Annahmen über den Verlauf der Arbeitslinie getroffen werden und untersucht besonders die Frage, ob und wie weit ein Momentenausgleich stattfindet. Die Untersuchungen werden für den «Sandwichquerschnitt» durchgeführt, dem die Annahme der normalkraftaufnehmenden Gurte und des nur schubkraftaufnehmenden Steges zugrunde liegt. Die Erweiterung auf beliebige Querschnitte ist zwar möglich, erfordert jedoch erheblich größeren Rechenaufwand. Die Aussagen für den Sandwichquerschnitt lassen sich jedoch auch auf den I-Querschnitt übertragen. In dieser Arbeit wird nur der Einfluß der Biegemomente auf die elastischen und teilplastischen Formänderungen berücksichtigt. Der Einfluß der Normalkräfte soll später behandelt werden.

B. Der Durchlaufträger bei polygonal geknickter Arbeitslinie

Für die Herleitung der Momentenverteilung wählen wir als Beispiel den symmetrischen Durchlaufträger auf vier Stützen, der in der Mitte durch eine Einzellast belastet ist (Fig. 1a). Zunächst sei der Ableitung die in Fig. 2 dar-

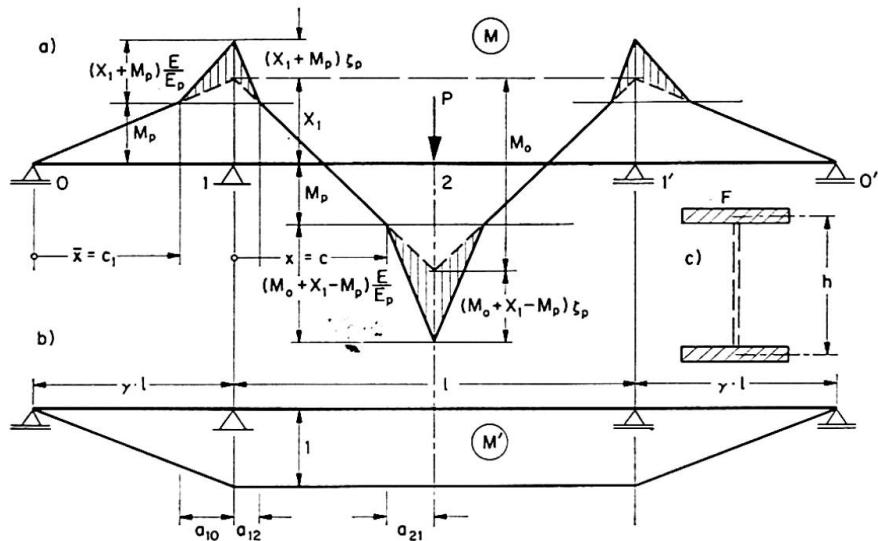


Fig. 1.

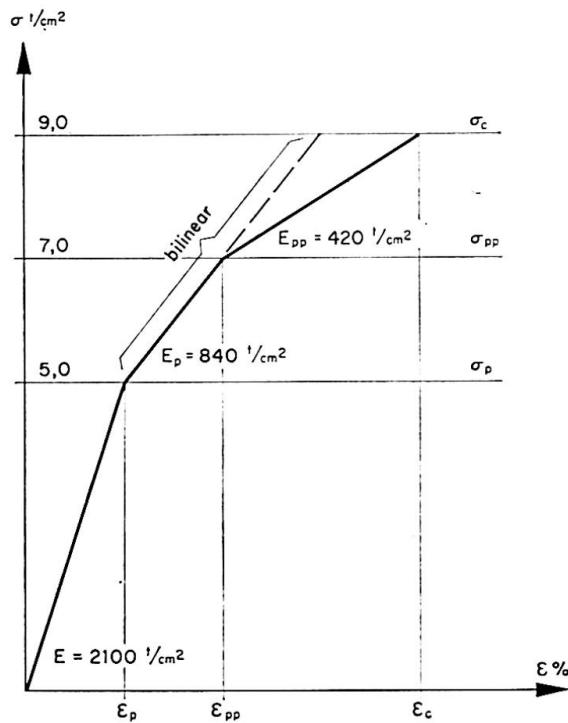


Fig. 2.

gestellte, aus zwei Geraden verschiedener Neigung zusammengesetzte, «bilineare» Arbeitslinie zugrunde gelegt. Die Erweiterung auf einen polygonalen Linienzug bereitet keine grundsätzlichen Schwierigkeiten und wird sodann für eine «trilineare» Arbeitslinie gezeigt. Schließlich wird auch noch der Fall der stetigen Abnahme des Elastizitätsmoduls im teilplastischen Bereich behandelt.

J. FRITSCHE [2] hat nachgewiesen, daß das Prinzip von Castigliano für die Berechnung von statisch unbestimmten Systemen, die teilweise plastische

Formänderungen erleiden, dann gültig ist, wenn man den elastischen Anteil der Formänderungsarbeit zugrunde legt und die Voraussetzung des Ebenbleibens der Querschnitte beibehält. Für ideal elastisch-plastisches Verhalten des Materials bestimmt FRITSCHÉ unter diesen Voraussetzungen für den Rechteckquerschnitt die Momentenverteilung am Durchlaufträger.

Wir wenden für die nachstehenden Untersuchungen das Prinzip der virtuellen Arbeit an, indem wir dem aktuellen Formänderungszustand, der durch die Belastung P gegeben ist, einen virtuellen Belastungszustand, für den wir den Zustand $X_1 = 1$ wählen (Fig. 1 b), gegenüberstellen. Am gegebenen Tragwerk muß dann die so geleistete virtuelle Arbeit zu Null werden, wobei vorausgesetzt wird, daß das Gleichgewicht zwischen äußeren und inneren Kräften bis zum Erreichen der Traglast vorhanden ist (stabile Gleichgewichtslage). Wir nehmen im vorliegenden Fall (vgl. Fig. 1 a) an, daß die Spannungen im Trägergurt sowohl unter der Einzellast als auch über der Stütze den Wert σ_p überschreiten und sich daher Teile des Trägers im teilplastischen Bereich befinden. Zur Berechnung des Formänderungszustandes infolge der gegebenen Belastung kann man sich die über M_p hinausgehenden Momentenbereiche mit E/E_p verzerrt denken und sodann für die so erhaltene ideelle Momentenfläche den Modul E zugrunde legen. Für den über die ganze Trägerlänge konstanten Sandwichquerschnitt (Fig. 1 c) wird dann nach Fig. 1 a

$$\int_0^L M M' dx = 0,$$

wobei sich das Integral über die ganze Trägerlänge $L = l(1 + 2\gamma)$ erstreckt. Die Integration erfolgt abschnittsweise in der bekannten Art, wobei die einzelnen Abschnitte durch die Stützweiten ($l, \gamma l$) und durch die Teilplastizierungsbereiche

$$a_{10} = \frac{\gamma l (X_1 + M_p)}{X_1}, \quad a_{12} = -\frac{l (X_1 + M_p)}{2 M_0}, \quad a_{21} = \frac{l (M_0 + X_1 - M_p)}{2 M_0}$$

bestimmt sind. Über das Vorzeichen von X_1 wurde hierbei noch nicht verfügt.

Die Integration ergibt nach Multiplikation mit l und wenn wir

$$\begin{aligned} \mathfrak{E}_p &= \frac{E}{E_p} - 1 \quad \text{setzen:} \\ X_1 \frac{1}{2} (1 + \frac{2}{3} \gamma) + \frac{M_0}{4} + \frac{\gamma \mathfrak{E}_p}{X_1} \left[\frac{1}{2} (X_1 + M_p)^2 - \frac{1}{6} \frac{1}{X_1} (X_1 + M_p)^3 \right] \\ &\quad - \frac{\mathfrak{E}_p}{4 M_0} (X_1 + M_p)^2 + \frac{\mathfrak{E}_p}{4 M_0} (X_1 + M_0 - M_p)^2 = 0. \end{aligned}$$

Daraus folgt für X_1 die kubische Gleichung:

$$\begin{aligned} X_1^3 &\left\{ \left(1 + \frac{2}{3} \gamma\right) + \left[\left(1 + \frac{2}{3} \gamma\right) - \frac{2 M_p}{M_0}\right] \mathfrak{E}_p \right\} \\ &+ X_1^2 \left\{ 1 + \left[1 - (1 - \gamma) \frac{2 M_p}{M_0}\right] \mathfrak{E}_p \right\} \frac{M_0}{2} - \frac{\gamma}{3} M_p^3 \mathfrak{E}_p = 0. \end{aligned} \tag{1}$$

Wir erhalten dieselbe Gleichung durch Anwendung des Satzes von Castigliano, wenn wir bilden

$$dA = \int_{(x)} \left(\frac{\Delta}{h}\right) dM dx$$

mit der Querschnittsverdrehung

$$\left(\frac{\Delta}{h}\right)_e = \frac{2M}{h^2 E F}$$

für die elastischen Bereiche und

$$\left(\frac{\Delta}{h}\right)_p = \frac{2}{h^2 E_p F} \left[M - M_p \left(1 - \frac{E_p}{E}\right)\right]$$

für die teilplastischen Bereiche. Mit

$$\bar{M} = \frac{\bar{x}}{\gamma l} X_1, \quad d\bar{M} = \frac{\bar{x}}{\gamma l} dX_1$$

für die Außenöffnungen und

$$M = \mp \left(\frac{P}{2} x - X_1 \right), \quad dM = \pm dX_1$$

für die Mittelöffnung wird mit

$$\begin{aligned} c_1 &= \frac{M_p}{X_1} \gamma l, \quad c = \frac{2}{P} (X_1 + M_p), \quad a_{12} = \frac{2}{P} (X_1 - M_p); \\ \frac{dA}{dX_1} &= \int_0^{c_1} \left(\frac{\bar{x}}{\gamma l}\right)^2 X_1 d\bar{x} + \int_{c_1}^{\gamma l} \left[\left(\frac{\bar{x}}{\gamma l}\right)^2 X_1 \frac{E}{E_p} - \left(\frac{\bar{x}}{\gamma l}\right) M_p \mathfrak{E}_p\right] d\bar{x} \\ &\quad + \int_0^{a_{12}} \left[\left(X_1 - \frac{P}{2} x\right) \frac{E}{E_p} - M_p \mathfrak{E}_p\right] dx + \int_{a_{12}}^c \left(X_1 - \frac{P}{2} x\right) dx \\ &\quad + \int_c^{\gamma l/2} \left[\left(X_1 - \frac{P}{2} x\right) \frac{E}{E_p} + M_p \mathfrak{E}_p\right] dx = 0. \end{aligned}$$

Nach einiger Zwischenrechnung erhält man wieder Gleichung (1), wobei jedoch über das Vorzeichen von X_1 schon verfügt worden ist. Beide Verfahren führen zum gleichen Ergebnis, sind allgemein gültig und können auch für Systeme aus ideal elastisch-plastischem Material und beliebiger Querschnittsform angewendet werden, wie dies FRITSCHÉ für den Balken mit Rechteckquerschnitt gezeigt hat.

Mit der bisher verwendeten bilinearen Arbeitslinie ist es im allgemeinen nicht möglich, das teilplastische Verhalten des Baustahls genügend genau zu

erfassen. Wir kommen dem Ziel der möglichsten Anpassung an eine gegebene Arbeitslinie bedeutend näher, wenn wir den aus drei Geraden bestehenden Polygonzug (Fig. 2) annehmen. Der aktuelle Formänderungszustand wird sodann erzeugt durch die in Fig. 3a dargestellte Momentenlinie, die wieder auf E reduziert wurde, während der virtuelle Belastungszustand $X_1 = 1$ unverändert bleibt (Fig. 1b). Die Überlagerung $\int M M' dx$ ergibt wieder eine Gle-

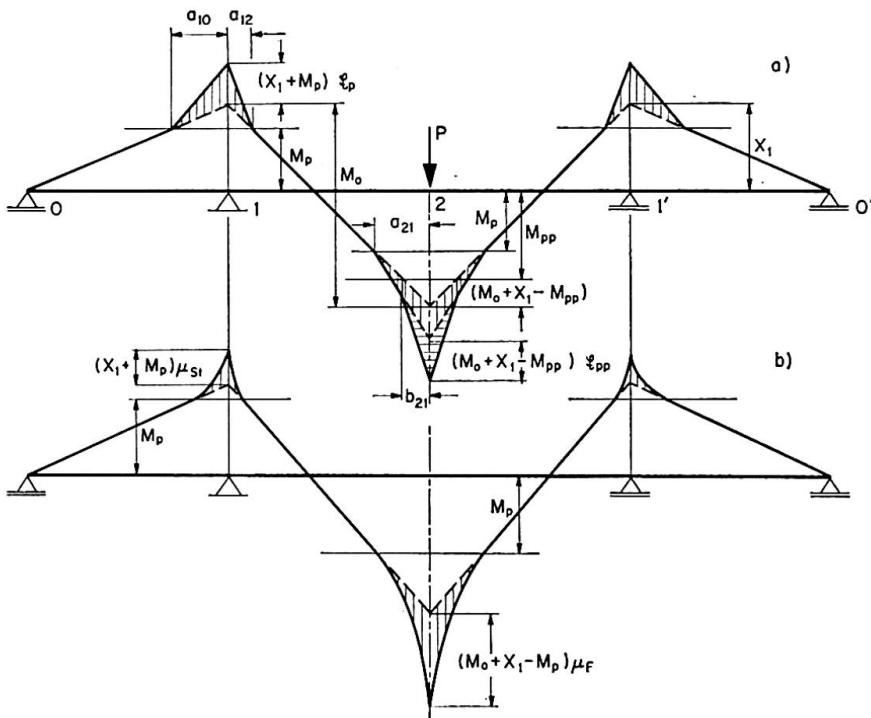


Fig. 3.

chung für X_1 , die sich nach einiger Zwischenrechnung in folgender Form darstellen lässt

$$\begin{aligned} & X_1^4 \mathfrak{E}_{pp} + X_1^3 2 M_0 \left\{ \left(1 + \frac{2}{3} \gamma \right) + \left[\left(1 - \frac{M_p}{M_0} \right) + \left(\frac{2}{3} \gamma - \frac{M_p}{M_0} \right) \right] \mathfrak{E}_p + \left(1 - \frac{M_{pp}}{M_0} \right) \mathfrak{E}_{pp} \right\} \\ & + X_1^2 M_0^2 \left\{ 1 + \left[\left(1 - \frac{M_p}{M_0} \right)^2 + \frac{M_p}{M_0} \left(2 \gamma - \frac{M_p}{M_0} \right) \right] \mathfrak{E}_p + \left(1 - \frac{M_{pp}}{M_0} \right)^2 \mathfrak{E}_{pp} \right\} \quad (2) \\ & - \frac{2}{3} \gamma \frac{M_p^3}{M_0} \mathfrak{E}_p = 0. \end{aligned}$$

Die umständliche Lösung der Gleichung vierten Grades kann umgangen werden, wenn man für die dritten und vierten Potenzen von X_1 den entsprechenden Wert des elastischen Durchlaufträgers $X_{1,e}$ einsetzt. Man erhält dann für den betrachteten Fall $M_p < X_1 < M_{pp}$ die Lösung in folgender Form:

$$X_1 = - \frac{M_0}{[1]} \{ [2] - \sqrt{[2]^2 - [1] \cdot [3]} \}. \quad (3)$$

Hierbei bedeutet

$$\begin{aligned}[1] &= \mathfrak{E}_{pp}, \\ [2] &= (1 + \frac{2}{3}\gamma) + \left[\left(1 - \frac{M_p}{M_0}\right) + \left(\frac{2}{3}\gamma - \frac{M_p}{M_0}\right) \right] \mathfrak{E}_p + \left(1 - \frac{M_{pp}}{M_0}\right) \mathfrak{E}_{pp}, \\ [3] &= 1 + \left[\left(1 - \frac{M_p}{M_0}\right)^2 + \frac{M_p}{M_0} \left(2\gamma - \frac{M_p}{M_0} - \frac{2}{3}\gamma \frac{M_p^2}{X_{1e}^2}\right) \right] \mathfrak{E}_p + \left(1 - \frac{M_{pp}}{M_0}\right)^2 \mathfrak{E}_{pp}. \end{aligned}$$

Für die beiden Fälle $X_1 < M_p$ und $X_1 > M_{pp}$ lassen sich die Lösungen für X_1 ähnlich herleiten. Dabei ergeben sich beispielsweise für den ersten Fall die entsprechend verkürzten Faktoren

$$\begin{aligned}[1] &= \mathfrak{E}_p + \mathfrak{E}_{pp}, \\ [2] &= (1 + \frac{2}{3}\gamma) + \left(1 - \frac{M_p}{M_0}\right) \mathfrak{E}_p + \left(1 - \frac{M_{pp}}{M_0}\right) \mathfrak{E}_{pp}, \\ [3] &= 1 + \left(1 - \frac{M_p}{M_0}\right)^2 \mathfrak{E}_p + \left(1 - \frac{M_{pp}}{M_0}\right)^2 \mathfrak{E}_{pp}. \end{aligned}$$

C. Stetig veränderlicher Elastizitätsmodul

Wir wollen nun eine möglichst einfache geschlossene Funktion für die Veränderung des E -Moduls im teilplastischen Bereich annehmen. An Stelle der Spannung σ tritt hier der auf E bezogene Wert

$$\bar{\sigma} = \sigma_p + \int_{\sigma_p}^{\sigma} \frac{E}{E_p} d\sigma. \quad \text{Setzt man nun} \quad \int_{\sigma_p}^{\sigma} \frac{E}{E_p} d\sigma = (\sigma - \sigma_p)(1 + \mu),$$

so ist μ ein Maß für die Veränderlichkeit des E_p -Moduls. Am einfachsten ist es nun, für den «Vergrößerungsfaktor» μ einen geradlinigen Verlauf anzunehmen (Fig. 4), wobei zur Erfüllung der Randbedingungen diese Gerade von $\mu = 0$ bei $\sigma = \sigma_p$, $\epsilon = \epsilon_p$ auf $\mu = \mu_c$ bei σ_c und ϵ_c ansteigt. Berechnet man umgekehrt die Arbeitslinie, welche dem angenommenen Verlauf von μ entspricht, so erhält man eine Kurve, die etwas unter jener achsenorientierten quadratischen Parabel liegt, welche bei σ_p tangential an die Gerade $E = \text{konst.}$ anschließt und bei σ_c ihren Scheitel besitzt. Die Empfindlichkeit der Momentenverteilung gegen eine Veränderung der Arbeitslinie ist jedoch nicht sehr groß, so daß wir mit der Annahme eines geradlinig ansteigenden Vergrößerungsfaktors die Arbeitslinie des hochfesten Baustahls gut wiedergeben können. Die Güte der Annäherung der Arbeitslinie durch ein Polygon wird besonders von der Übereinstimmung der Neigung der letzten Polygonseite gegenüber der Parabelneigung abhängen (Fig. 4).

Mit Verwendung von Fig. 3 b erhalten wir unter der Annahme, daß auch die Stützen in den teilplastischen Bereich gelangen, die folgende Gleichung vierten Grades für X_1 :

$$\begin{aligned}
 & X_1^4 \left[\frac{1}{3M_0} (\mu_F - \mu_{st}) \right] + X_1^3 \left[(1 + \frac{2}{3}\gamma) + \frac{2}{3} \left(1 - \frac{M_p}{M_0} \right) \mu_F + \left(\frac{\gamma}{2} - \frac{2}{3} \frac{M_p}{M_0} \right) \dot{\mu}_{st} \right] \\
 & + X_1^2 \left[\frac{M_0}{2} + \frac{M_0}{3} \left(1 - \frac{M_p}{M_0} \right)^2 \mu_F + \left(\frac{5}{2}\gamma M_p - \frac{M_p^2}{M_0} \right) \mu_{st}^{\frac{1}{3}} \right] \\
 & + X_1 \frac{\gamma}{6} M_p^2 \mu_{st} - \frac{\gamma}{6} M_p^3 \mu_{st} = 0.
 \end{aligned} \tag{4}$$

Auch hier kann die Auflösung der Gleichung vierten Grades umgangen werden. Zu diesem Zweck formen wir diese Gleichung folgendermaßen um:

$$\begin{aligned}
 & X_1^2 (\mu_F - \mu_{st}) + X_1 2 M_0 \left[\left(\frac{3}{2} + \gamma \right) + \left(1 - \frac{M_p}{M_0} \right) \mu_F + \left(\frac{3}{4}\gamma - \frac{M_p}{M_0} \right) \mu_{st} \right] \\
 & + M_0^2 \left\{ \frac{3}{2} + \left(1 - \frac{M_0}{M_p} \right)^2 \mu_F - \frac{M_p^2}{M_0^2} \mu_{st} + \frac{\gamma}{2} \frac{M_p}{M_0} \left[5 + \frac{M_p}{X_1} \left(1 - \frac{M_p}{X_1} \right) \right] \mu_{st} \right\} = 0.
 \end{aligned}$$

Der Ausdruck

$$\frac{M_p}{X_1} \left(1 - \frac{M_p}{X_1} \right) \mu_{st}$$

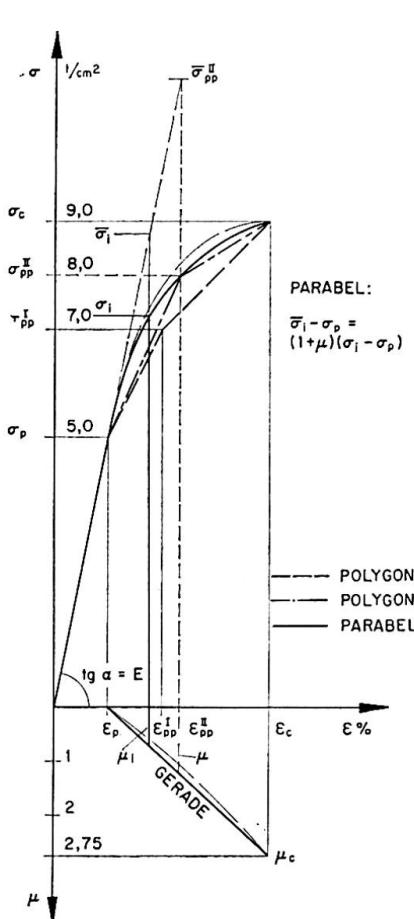


Fig. 4.

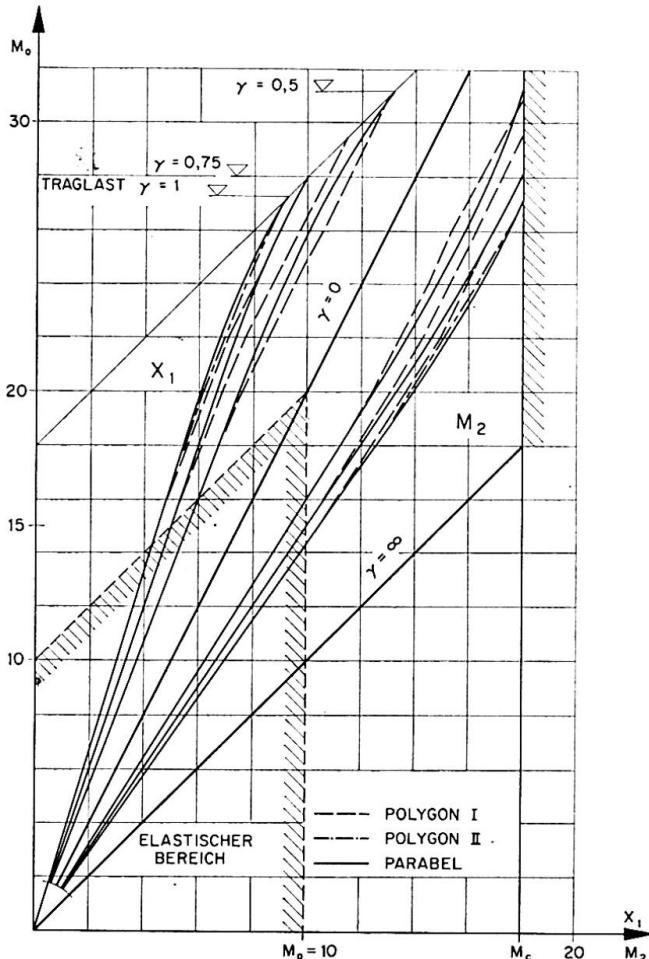


Fig. 5.

erweist sich als sehr kleine Korrekturgröße, in der es vollauf genügt, für X_1 den Wert $X_{1,e}$ aus der rein elastischen Momentenverteilung einzusetzen. Man erhält daher wiederum die Lösung der quadratischen Gleichung für X_1 nach Formel (3), wobei nunmehr für

$$\begin{aligned}[1] &= \mu_F - \mu_{st}, \\ [2] &= \frac{3}{2} + \gamma + \left(1 - \frac{M_p}{M_0}\right) \mu_F + \left(\frac{3}{4}\gamma - \frac{M_p}{M_0}\right) \mu_{st}, \\ [3] &= \frac{3}{2} + \left(1 - \frac{M_0}{M_p}\right)^2 \mu_F - \frac{M_p^2}{M_0^2} \mu_{st} + \frac{\gamma}{2} \frac{M_p}{M_0} \left[5 + \frac{M_p}{X_{1e}} \left(1 - \frac{M_p}{X_{1e}}\right)\right] \mu_{st} \end{aligned}$$

einzusetzen ist.

Für die Ermittlung dieser Werte ist wesentlich, daß die Vergrößerungsfaktoren μ_F und μ_{st} wiederum von M und daher auch von X_1 abhängen. Für den Sandwichquerschnitt ist $\sigma = M/Fh$ und daher kann der Wert μ , welcher der Spannung σ entspricht, aus Fig. 4 entnommen werden, wenn man für M die Werte $M_0 + X_1 - M_p$ bzw. $X_1 - M_p$ einsetzt. Man ist gezwungen, zunächst eine Annahme für μ und daher für M zu treffen, diese nach Berechnung von X_1 zu korrigieren und die Berechnung zu wiederholen, wobei zwei bis drei Rechnungsgänge eine ausreichende Genauigkeit ergeben. Man könnte natürlich auch von vorneherein μ als Funktion von X_1 einführen, würde aber dadurch die Rechnung unnötig komplizieren.

In Fig. 5 ist für die drei in Fig. 4 eingetragenen Werkstoffarbeitslinien (Parabel, Polygon I, Polygon II) der Verlauf der Stütz- und Feldmomente eines mit einer Einzellast belasteten Dreifeldbalkens (für $\gamma = 0,5; 0,75; 1,0$) bis zum Versagen des Trägers eingetragen. Man erkennt, daß für alle angenommenen γ -Werte kein Momentenausgleich eintritt. Feldmoment M_2 und Stützmoment X_1 gleichen sich zwar nach Überschreiten der Proportionalitätsgrenze zunächst an, doch tritt noch weit vor dem Erreichen der Bruchlast ein Zustand ein, in dem eine weitere Annäherung nicht mehr stattfindet. Diese Tendenz ist für die drei angenommenen Arbeitslinien gleichlaufend, wobei die Unterschiede relativ gering sind. Die für Polygon I ermittelten Kurven X_1 und M_2 verlaufen nach erfolgter Annäherung nahezu parallel zur X_1 - M_2 -Linie für den starr eingespannten Mittelbalken ($\gamma = 0$), für den ein elastischer Momentenausgleich eintritt.

D. Korrekturverfahren

Der vorgeschlagene Weg ist zwar grundsätzlich für beliebige Systeme und Belastungen anwendbar, führt aber schon für den Durchlaufträger unter Gleichlast zu Gleichungen mit gebrochenen Exponenten. Nachstehend sei daher ein Korrekturverfahren angegeben, das auch bei mehrfach statisch unbestimmten Rahmensystemen unter beliebiger Belastung nur die Auflösung

eines linearen Gleichungssystems erfordert. Es besteht im wesentlichen darin, daß man zunächst die Zustandslinie der Biegemomente für das elastische System ermittelt, die über M_p hinausragenden Momentenanteile teilplastisch verzerrt und eine Korrektur der elastischen Momentenverteilung vornimmt (Schlußlinienkorrektur). In Fig. 6a ist dieser Vorgang am einfachen Beispiel

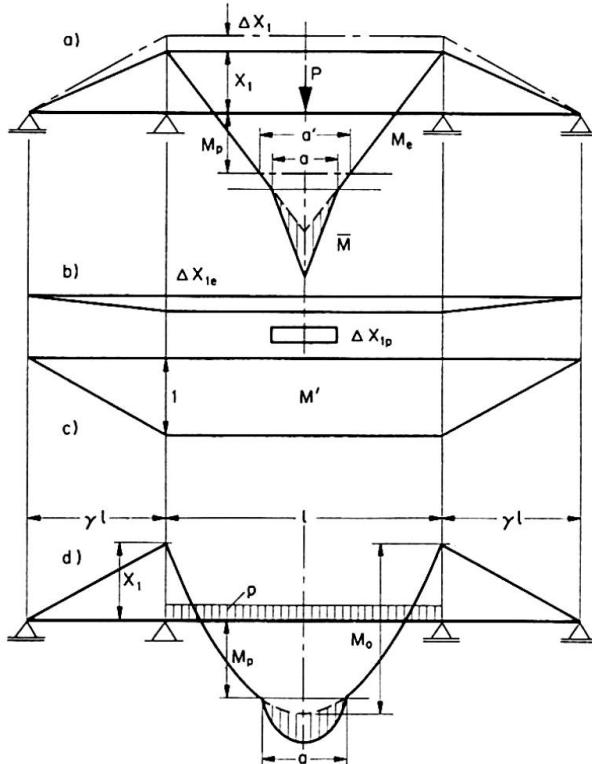


Fig. 6.

des Durchlaufträgers unter Einzellast und Annahme eines linearen Verlaufes der Arbeitslinie im teilplastischen Feldmomentenbereich veranschaulicht. Die Momentenlinie M_e aus der elastischen Verteilung erfüllt die Bedingung

$$\varphi = \int M_e M' dx = 0. \quad (5)$$

Die teilplastische Verzerrung der Momentenlinie ergibt einen zusätzlichen Momentenanteil \bar{M} (in Fig. 6a schraffiert), der nun in das Integral (5) mit eingeht, so daß die gesamte Formänderungsgröße lautet:

$$\int \mathfrak{M} M' dx = \int M_e M' dx + \int \bar{M} M' dx = \varphi + \psi. \quad (6)$$

Da $\varphi=0$ und $\psi \neq 0$ ist, gilt $\varphi + \psi \neq 0$. Um diese Diskrepanz zu beseitigen, müssen wir eine Korrekturgröße ΔX_1 anbringen (vgl. auch Fig. 6b). Diese bewirkt eine Verschiebung der Schlußlinie und damit etwas geänderte Werte $\bar{\varphi}$ und $\bar{\psi}$, so daß die Formänderungsbedingung $\bar{\varphi} + \bar{\psi} = 0$ erfüllt ist. Wir können nun dieses Korrekturverfahren unter den hier gültigen Voraussetzungen auch als Variationsproblem auffassen und bilden das vollständige Differential von $\varphi + \psi$:

$$\frac{\delta}{\delta X_i} (\varphi + \psi) dX_i = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\delta}{\delta X_i} [\int M_e M' dx + \int \bar{M} M' dx] dX_i.$$

Die Forderung lautet nun:

$$\varphi + \psi + \frac{\delta}{\delta X_i} (\varphi + \psi) dX_i = 0. \quad (7)$$

Für ein n -fach statisch unbestimmtes Tragwerk ergeben sich, wie später anhand eines einfachen Beispiels gezeigt wird, n solche lineare Gleichungen mit den Unbekannten dX_i ($i = 1, 2 \dots n$). Bei nur einer Korrekturgröße dX_1 erhält man, da voraussetzungsgemäß $\varphi = 0$ ist,

$$dX_1 = -\frac{\psi}{\frac{\partial}{\partial X_1}(\varphi + \psi)}. \quad (8)$$

Gehört die Momentenlinie M_e aus der elastischen Verteilung einem anderen teilplastischen Zustand an (z. B. $X_1 < M_p$) als die korrigierte Momentenlinie M (z. B. $X_1 > M_p$), so ist eine zusätzliche Korrektur notwendig. In $\int M^* M' dx = \varphi^* + \psi^*$ ist nunmehr sowohl φ^* als auch ψ^* ungleich Null. Für ein einfaches statisch unbestimmtes System erhält man

$$dX_1 = -\frac{\varphi^* + \psi^*}{\frac{\partial}{\partial X_1}(\varphi + \psi)}. \quad (8a)$$

Um die Anwendung des Korrekturverfahrens zu zeigen, wählen wir den Durchlaufträger unter Gleichlast p in der Mittelöffnung und nehmen eine bilineare Arbeitslinie an. Wir setzen voraus, daß im Feld $M > M_p$ ist (Fig. 6d). Der Bereich a der Teilplastizierung läßt sich aus der Bedingung $M = M_p$ sofort angeben, wenn wir setzen:

$$\frac{p}{2} \frac{l-a}{2} \frac{l+a}{2} + X_1 = M_p,$$

woraus folgt:

$$a = l \sqrt{\frac{X_1}{M_0} + 1 - \frac{M_p}{M_0}} \quad \text{mit} \quad M_0 = \frac{p l^2}{8}.$$

Für den elastischen Träger gilt für die Gesamtlänge $L = l(1 + 2\gamma)$:

$$\varphi = \int_0^L M_e M' dx = X_1 (1 + \frac{2}{3}\gamma) + \frac{2}{3} M_0 = 0.$$

Im Bereich a tritt nun durch teilplastische Verzerrung der Momentenlinie ein Anteil

$$\psi = \int_{(a)} \bar{M} M' dx$$

hinzzu, so daß $\varphi + \psi \neq 0$ wird und daher die Formänderungsbedingung nicht mehr erfüllt ist. Für den vorliegenden Fall bilden wir:

$$\psi = \frac{2}{3} a (X_1 + M_0 - M_p) \mathfrak{E}_p = \frac{2}{3} \frac{1}{\sqrt{M_0}} (X_1 + M_0 - M_p)^{3/2} \mathfrak{E}_p,$$

$$\varphi + \psi = 1 + \frac{X_1}{M_0} \left(\frac{3}{2} + \gamma \right) + \mathfrak{E}_p \sqrt{\left[\frac{X_1}{M_0} + 1 - \frac{M_p}{M_0} \right]^3}$$

$$\text{und } \frac{\delta}{\delta X_1} (\varphi + \psi) dX_1 = d \left(\frac{X_1}{M_0} \right) \left(\frac{3}{2} + \gamma \right) + \frac{3}{2} d \left(\frac{X_1}{M_0} \right) \mathfrak{E}_p \sqrt{\frac{X_1}{M_0} + 1 - \frac{M_p}{M_0}}.$$

Damit erhält man nach Gl. (8) die auf M_0 bezogene Korrekturgröße für X_1 (Schlußlinienverschiebung für den elastischen plus teilplastischen Momentenanteil), wenn wir den Übergang von unendlich kleinen auf endliche Werte durchführen:

$$\Delta \left(\frac{X_1}{M_0} \right) = - \frac{\mathfrak{E}_p \sqrt{\left[\frac{X_1}{M_0} + 1 - \frac{M_p}{M_0} \right]^3}}{\left(\frac{3}{2} + \gamma \right) + \frac{3}{2} \mathfrak{E}_p \sqrt{\frac{X_1}{M_0} + \left(1 - \frac{M_p}{M_0} \right)}}. \quad (9)$$

Die hier durchgeführte Schlußlinienkorrektur erfolgte unter Vernachlässigung der dadurch bedingten Veränderung der Länge des Teilplastizierungsbereiches von a auf a' . Wenn auch der Einfluß dieser Vernachlässigung in der Regel ohne Bedeutung ist, so ist es doch ohne weiteres möglich, Gl. (9) für einen zweiten Korrekturschritt zu verwenden, wenn man in die Formel den aus der ersten Rechnung erhaltenen Wert von $\left[\Delta \left(\frac{X_1}{M_0} \right) \right]_1$ zu X_1/M_0 hinzufügt und nach Gl. (8a) ein verbessertes $\left[\Delta \left(\frac{X_1}{M_0} \right) \right]_2$ errechnet, das dann sicherlich als endgültig angesehen werden kann.

$$\begin{aligned} \text{Zahlenbeispiel: } \gamma &= 1, & M_0 &= 20^{mt}, & X_{1e} &= -8,00^{mt}, \\ \Delta X_1 &= -0,296^{mt}, & X_1 &= -8,296^{mt}. \end{aligned}$$

Die direkte Berechnung nach Abschnitt B ergab $X_1 = -8,29^{mt}$. Hierbei muß jedoch — da die Unbekannte X_1 in der charakteristischen Gleichung gebrochene Exponenten besitzt — auch ein Iterationsverfahren zu ihrer Auflösung angewandt werden.

Das beschriebene Korrekturverfahren läßt sich mit Vorteil auf mehrfach statisch unbestimmte Systeme übertragen. Wie bereits ausgeführt, erhalten wir so viele Korrekturgleichungen als Unbekannte X_i vorhanden sind, wobei man beachte, daß das vollständige Differential (Variation) nach allen Unbekannten X_i zu bilden ist. Das Verfahren sei am Beispiel des beidseitig eingespannten Rechteckrahmens der Fig. 7 erläutert.

Der Schlußlinienzug für den elastischen Rahmen wird durch folgende Ordinaten bestimmt:

$$\begin{aligned} M_1 &= X_1 + X_2, & M_2 &= X_1 + X_2 + l X_3, & M_{s3} &= X_1 + l X_3, \\ M_4 &= X_1 - X_2 + l X_3, & M_5 &= X_1 - X_2, & M_0 &= \frac{P l}{2}. \end{aligned} \quad (10)$$

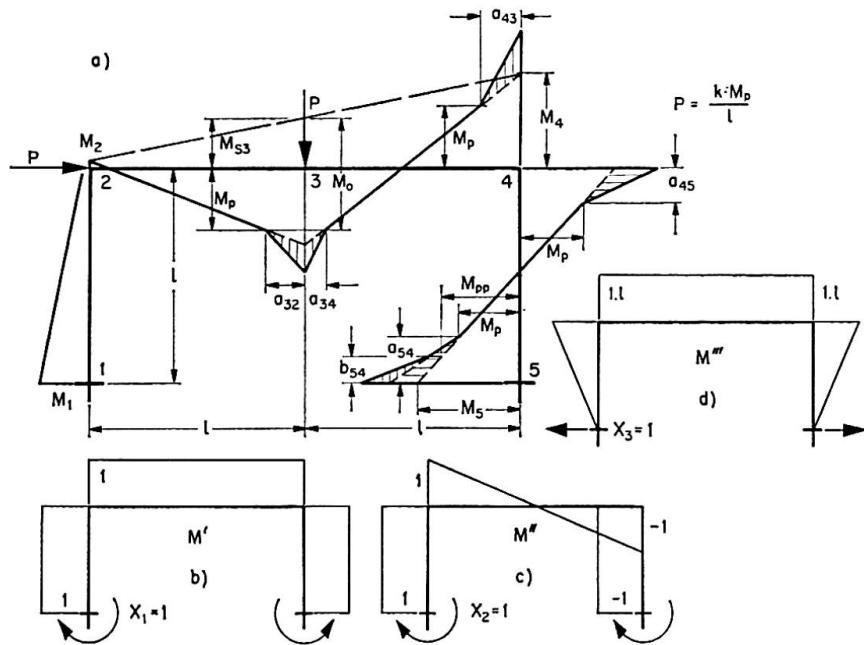


Fig. 7.

Wir setzen die trilineare Arbeitslinie nach Fig. 4 voraus. Die zugehörige «elastische» Momentenverteilung für ein angenommenes $P = K M_p / l$ mit $M_p = 1$ ist in Fig. 7a dargestellt. Man erhält dabei z. B. teilplastische Zonen in Riegelmitte 3, an der Ecke 4 und an der Einspannstelle 5. Die Formänderungsgröße φ_1 berechnen wir durch Anwendung des Prinzipes der virtuellen Arbeit mit:

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= \frac{1}{l} \int M_e M' ds = -\frac{1}{2}(M_1 + M_2) - (M_2 + M_4) - \frac{1}{2}(M_4 - M_5) + M_0 = 0, \\ \varphi_1 &= -3X_1 - X_2 - 3lX_3 + M_0. \end{aligned} \quad (11)$$

Bildet man das vollständige Differential von φ_1 , so wird:

$$d\varphi_1 = -3dX_1 - dX_2 - 3ldX_3. \quad (12)$$

Für die teilplastischen Bereiche kommt der Arbeitsanteil ψ hinzu. Treten Teilplastizierungen $M > M_p$ in 3, 4 und 5 auf, so wird:

$$\begin{aligned} \psi_1 &= \frac{1}{l} \int \bar{M} M' ds = \frac{1}{2}(M_0 - M_{S3} - M_p) \frac{a_{32} + a_{34}}{l} \mathfrak{E}_p - \frac{1}{2}(M_4 - M_p) \frac{a_{43} + a_{45}}{l} \mathfrak{E}_p \\ &\quad + \frac{1}{2}(M_5 - M_p) \frac{a_{54}}{l} \mathfrak{E}_p. \end{aligned}$$

Ist an der Stelle 5 (rechte Einspannung) $M > M_{pp}$, so lautet der letzte Summand:

$$\frac{1}{2}(M_5 - M_p) a_{54} \mathfrak{E}_p + \frac{1}{2}(M_5 - M_{pp}) b_{54} \mathfrak{E}_{pp}.$$

Setzt man die Ausdrücke für die Schlußlinienordinaten (10) ein, so erhält man mit $a_{32} + a_{34} = a_3$ und $a_{43} + a_{45} = a_4$:

$$2l\psi_1 = -X_1[(a_3 + a_4 - a_{54})\mathfrak{E}_p + b_{54}\mathfrak{E}_{pp}] + X_2[(a_4 - a_{54})\mathfrak{E}_p - b_{54}\mathfrak{E}_{pp}] \\ - X_3 l[a_3 + a_4]\mathfrak{E}_p + M_0 a_3 \mathfrak{E}_p - M_p(a_3 - a_4 + a_{54})\mathfrak{E}_p - M_{pp} b_{54} \mathfrak{E}_{pp},$$

oder kürzer geschrieben:

$$\psi_1 = X_1 \alpha_1 + X_2 \beta_1 + X_3 \gamma_1 + k_1. \quad (13b)$$

Bildet man wieder das vollständige Differential, so wird:

$$d\psi_1 = \alpha_1 dX_1 + \beta_1 dX_2 + \gamma_1 dX_3. \quad (14)$$

Die erste Korrekturgleichung lautet gemäß der Forderung (6) und unter Berücksichtigung der Funktionen (11) bis (14), wenn wir wieder auf endliche Korrekturgrößen übergehen:

$$\Delta X_1(3 - \alpha_1) + \Delta X_2(1 - \beta_1) + \Delta X_3(3l - \gamma_1) = X_{1e} \alpha_1 + X_{2e} \beta_1 + X_{3e} \gamma_1 + k_1. \quad (15)$$

Analog erhalten wir durch Bildung der Formänderungsgrößen φ_2, ψ_2 und φ_3, ψ_3 und ihrer totalen Differentiale die beiden fehlenden Gleichungen für die Berechnung der unbekannten Korrekturgrößen $\Delta X_1, \Delta X_2$ und ΔX_3 :

$$\varphi_2 = -X_1 - \frac{5}{3}X_2, \quad (16)$$

$$6l^2\psi_2 = -X_1\{[(a_{32}^2 - a_{34}^2 + a_{43}^2) - 3l(a_4 - a_{54})]\mathfrak{E}_p + 3lb_{54}\mathfrak{E}_{pp}\} \\ + X_2\{[a_{43}^2 - 3l(a_4 - a_{54})]\mathfrak{E}_p + 3lb_{54}\mathfrak{E}_{pp}\} - lX_3\{(a_{32}^2 - a_{34}^2 + a_{43}^2) + 3la_4\}\mathfrak{E}_p \\ + \{M_0(a_{32}^2 - a_{34}^2) - M_p[(a_{32}^2 - a_{34}^2 - a_{43}^2) + 3l(a_{34} + a_{45} + a_{54})]\}\mathfrak{E}_p \\ + 3lb_{54}M_{pp}\mathfrak{E}_{pp},$$

oder

$$\psi_2 = X_1 \alpha_2 + X_2 \beta_2 + X_3 \gamma_2 + k_2, \quad (17)$$

$$\varphi_3 = -\frac{8}{3}X_1 - \frac{1}{3}X_2 - \frac{8}{3}lX_3 + M_0, \quad (18)$$

$$6l^2\psi_3 = -X_1\{[3l(a_3 + a_4) - (a_{45}^2 + a_{54}^2)]\mathfrak{E}_p - b_{54}^2\mathfrak{E}_{pp}\} \\ + X_2\{[3la_4 - (a_{45}^2 + a_{54}^2)]\mathfrak{E}_p - b_{54}^2\mathfrak{E}_{pp}\} - lX_3[3l(a_3 + a_4) - a_{45}^2]\mathfrak{E}_p \\ + 3lM_0a_3\mathfrak{E}_p - M_p[3l(a_3 - a_4) + (a_{45}^2 + a_{54}^2)]\mathfrak{E}_p - M_{pp}b_{54}^2\mathfrak{E}_{pp},$$

oder

$$\psi_3 = X_1 \alpha_3 + X_2 \beta_3 + X_3 \gamma_3 + k_3. \quad (19)$$

Aus (16) bis (19) erhalten wir die beiden restlichen Korrekturgleichungen:

$$\Delta X_1(1 - \alpha_2) + \Delta X_2\left(\frac{5}{3} - \beta_2\right) - \Delta X_3\gamma_2 = X_{1e} \alpha_2 + X_{2e} \beta_2 + X_{3e} \gamma_2 + k_2, \quad (20)$$

$$\Delta X_1\left(\frac{8}{3} - \alpha_3\right) + \Delta X_2\left(\frac{1}{3} - \beta_3\right) + \Delta X_3\left(\frac{8}{3}l - \gamma_3\right) = X_{1e} \alpha_3 + X_{2e} \beta_3 + X_{3e} \gamma_3 + k_3. \quad (21)$$

Die Auflösung der drei Korrekturgleichungen (15), (20) und (21) nach den Unbekannten $\Delta X_1, \Delta X_2$ und ΔX_3 ergibt die Schlußlinienverschiebung infolge Teilplastizierung der angegebenen Bereiche. Wie durchgerechnete Beispiele zeigen, ist diese Verschiebung, die im Sinne eines Momentenausgleiches erfolgt, für die bei hochfesten Baustählen in Frage kommenden Arbeitslinien im all-

gemeinen nicht sehr groß und tritt erst nahe an der Bruchgrenze stärker in Erscheinung. Auch hier ist man jedoch noch weit von einem vollständigen Momentenausgleich entfernt. Die Verfasser werden hierüber noch am Kongreß berichten.

E. Schlußbetrachtung

Die bisherigen Untersuchungen bezogen sich auf eine einmalige Belastung. Bei wiederholter Be- und Entlastung gehorcht der Schlußlinienzug für die zweite und folgende Belastung der elastischen Verteilung, solange die Ausgangslast nicht überschritten wird. Ist dies der Fall, so ist die Berechnung mit einer neuen Arbeitslinie mit angehobenen Werten von M_p , M_{pp} usw. durchzuführen. Die Verfasser werden auf dieses Problem noch zurückkommen, wobei auch die Betrachtung der Formänderungen von Interesse ist. Auf die Ermüdungsfestigkeit soll jedoch in diesem Zusammenhang nicht eingegangen werden.

Die hier beschriebene Methode gestattet auch — für Baustähle, deren Arbeitslinie einen ausgeprägten Fließbereich aufweist — die Erfassung der Übergangszone vom elastischen zum plastischen Bereich und die Berücksichtigung des Verfestigungsbereiches. Aber auch Veränderungen der Arbeitslinie infolge von Eigenspannungszuständen aus dem Walz- und Schweißprozeß können nun in Rechnung gestellt werden. Dadurch dürften die Traglastversuche von F. Stüssi [3], welche keinen Momentenausgleich ergeben haben, eine wenigstens teilweise theoretische Begründung erfahren.

Literatur

1. BAKER, HORNE and HEYMAN: "The Steel Skeleton", Vol. II, Cambridge 1956.
2. J. FRITSCHE: Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, Bd. 11 (1931), S. 176—191.
3. F. STÜSSI: Schweizerische Bauzeitung, 80. Jg., H. 4, 1962.

Zusammenfassung

Die Verfasser entwickeln ein Verfahren zur Berechnung der Grenztragfähigkeit von statisch unbestimmten Systemen aus hochfesten Baustählen, deren Spannungs-Dehnungsdiagramm keine Idealisierung in eine rein elastische und eine rein plastische Zone gestattet. Für den Sandwichquerschnitt wird ein genaues und ein Korrekturverfahren entwickelt, die es gestatten, für Durchlaufträger und Rahmensysteme die Berechnung bis zum Versagen durchzuführen. Die Untersuchungen haben ergeben, daß zwar eine Tendenz in Richtung des Momentenausgleiches eintritt, die aber noch weit vor dem

Erreichen der Bruchlast nahezu zum Stillstand kommt. Das Verfahren ermöglicht auch bei nicht hochfesten Baustählen die Berücksichtigung der Übergangszone in den plastischen Bereich und die Einbeziehung des Verfestigungsbereiches in die Traglastbestimmung.

Summary

The authors present a method of "limit design" of statically indeterminate structures built of high tensile steel, for which the stress-strain diagram does not permit idealisation into a purely elastic and a purely plastic zone. The paper deals with an exact method of computation and a correction procedure for the "Sandwich" section, assuming any stress-strain diagram. The investigations show that there is a certain tendency towards compensation of bending moments, but this ceases long before the collapse-load is reached. By this method it is also possible to take into account the transition-zone in the plastic range and to incorporate the strain-hardening zone in the determination of the load-carrying capacity of mild steels.

Résumé

Les auteurs présentent une méthode de calcul de la charge de ruine d'ossatures hyperstatiques réalisées en acier à haute résistance, acier dont le diagramme contrainte-allongement réel ne peut être valablement remplacé par une zone purement élastique suivie d'une zone purement plastique. Pour une section en double-té idéalisée, ils développent une méthode exacte et un procédé par corrections, en partant d'un diagramme contrainte-allongement quelconque. Les recherches montrent qu'il existe effectivement une certaine tendance à l'égalisation des moments mais qu'elle s'arrête bien avant que la charge de ruine soit atteinte. Avec cette méthode, il est aussi possible de tenir compte, pour l'acier doux, de la zone de transition précédant le domaine plastique ainsi que de la zone d'écrouissage.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIe2

Extension du calcul en plasticité à l'acier A 52

Erweiterte Anwendung des Traglastverfahrens auf St 52

The Extension of the Plastic Theory of Design to Steel A 52

R. ANSLIJN

Assistant à l'Université
de Liège

E. MAS

Chef de Travaux
au C.R.I.F.

CH. MASSONNET

Professeur à l'Université
de Liège

1. Introduction

En 1961, l'Institut Belge de Normalisation (IBN) a édité en annexe à la NBN 1 «Charpentes Métalliques» des «Règles supplémentaires pour le Calcul en Plasticité». Ces règles ne sont toutefois applicables qu'à l'acier A 37.

Etant donné l'intérêt économique de l'acier A 52 et l'extension que l'on observe dans son utilisation, il a paru intéressant à la C.E.C.M. de mettre au point un programme de recherches expérimentales, en s'inspirant des recherches américaines [1, 2, 3] afin de juger de la possibilité d'étendre ces règles aux constructions en acier A 52.

Les recherches ont comporté:

- a) des essais de traction;
- b) des essais de flambement sur éprouvettes courtes prismatiques;
- c) des essais de compression et de flexion sur profilés à larges ailes;
- d) des essais de flambement par flexion et torsion sur cornières;
- e) des essais sur poutres continues (expérience de STÜSSI et KOLLMRUNNER);
- f) des essais sur nœuds soudés.

Etant donné le manque de place, la présente note se bornera à examiner les essais a), b), et c) et à en tirer des conclusions en ce qui concerne la minceur maximum admissible dans les profilés de structures dimensionnées plastiquement. Les résultats des essais d), e) et f) seront publiés ailleurs.

2. Etude statistique de la longueur du palier et des autres caractéristiques du diagramme tensions-déformations

Afin d'obtenir pour l'acier A 52 un diagramme tensions-déformations moyen, on a réalisé une centaine d'essais de traction sur des éprouvettes tirées de profilés et plats de provenances diverses.

Ce diagramme moyen est représenté à la fig. 1 tandis que les valeurs moyen-

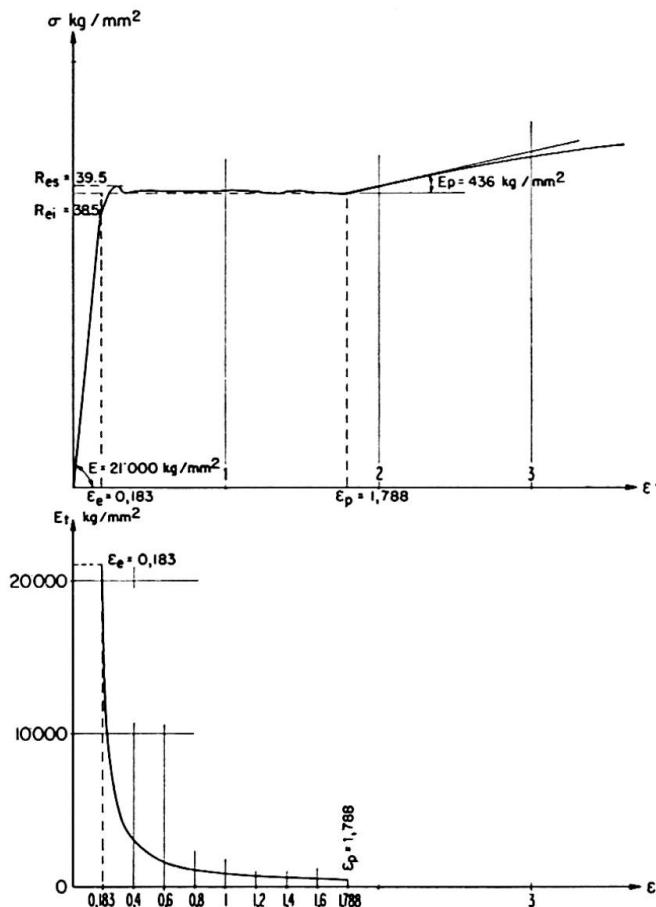


Fig. 1.

Tableau I. Caractéristiques en traction de l'acier A 52

Caractéristiques	Valeur moyenne	Dispersion
Limite d'élasticité apparente inférieure	R _{ei} (kg/mm ²)	38,5
Limite d'élasticité apparente supérieure	R _{es} (kg/mm ²)	39,5
Tension de rupture	R _r (kg/mm ²)	55,8
Dilatation élastique sous R _{ei}	ε _e (%)	0,183
Dilatation à la fin du palier	ε _p (%)	1,788
Module de déformation tangent à la fin du palier	E _p (kg/mm ²)	436
Allongement proportionnel de rupture sur 5,65 √Ω	Al ₁ (%)	29,1
Allongement proportionnel de rupture sur 8,16 √Ω	Al ₂ (%)	24,2
Striction	St (%)	61,3

nes des caractéristiques sont résumées au tableau I. On a aussi tracé à la fig. 1 la courbe moyenne donnant la variation du module de déformation tangent $E_t = \frac{d\sigma}{d\epsilon}$ le long du palier selon la loi $\frac{1}{E_t} = \frac{k}{E_p} + \frac{1-k}{E}$ où k est la fraction de volume du métal qui est à la fin du palier et E_p le module de déformation tangent à la fin du palier (cf. [5], p. 14).

La moyenne des rapports $\frac{\epsilon_p}{\epsilon_e}$ vaut 9,72 et la dispersion est égale à 2,27. A ce sujet, notons que suivant une étude du Professeur HORNE [4], il est souhaitable que la valeur du rapport $\frac{\epsilon_p}{\epsilon_e}$ soit égale ou supérieure à 8 pour que la notion de rotule plastique soit applicable. Dans nos essais, cette valeur est réalisée dans 80% des cas.

3. Essais de flambement sur éprouvettes courtes prismatiques

On sait que, si l'on comprime des pièces d'élancement assez faible ($\lambda < 20$), on peut dépasser le palier d'écrasement et entrer dans la zone des grandes déformations sans qu'aucun flambement ne se produise.

Un certain nombre d'éprouvettes prismatiques ont été prélevées dans une tôle en acier A 52 d'épaisseur 26 mm. Leurs dimensions ($20 \times 15 \times h$ mm) ont été choisies de façon à balayer le domaine d'élancement ($6 \leq \lambda \leq 18$).

Toutes les éprouvettes ont été usinées, recuites puis rectifiées avant d'être essayées en triple exemplaire dans une «Sub-Press» [6] qui réalise l'encaissement aux extrémités. La fig. 2 montre l'aspect des éprouvettes après essai.

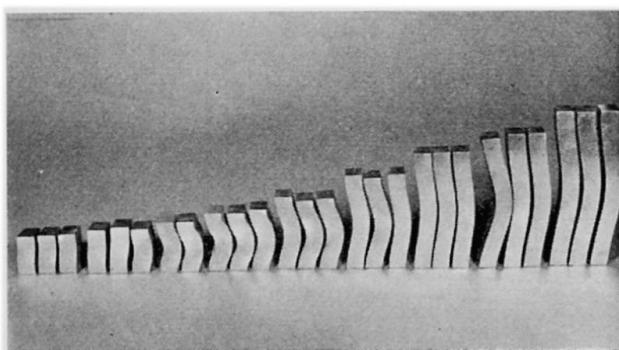


Fig. 2. Eprouvettes courtes après essais de flambement.

Afin de déterminer les caractéristiques en compression de l'acier utilisé, 18 éprouvettes d'élancement 6 ont été essayées. On a obtenu les valeurs moyennes suivantes:

$$R_{ei} = 30,8 \text{ kg/mm}^2; \quad R_{es} = 31,6 \text{ kg/mm}^2; \quad \epsilon_e = 0,1466\%;$$

$$\epsilon_p = 1,1731\%; \quad E_p = 590 \text{ kg/mm}^2; \quad \frac{\epsilon_p}{\epsilon_e} = 8.$$

Après avoir tracé pour les éprouvettes d'élancement 6 la courbe (σ, ϵ) moyenne dans la zone des grandes déformations (fig. 3), on a déterminé une expression analytique de cette courbe qui s'écrit:

$$\epsilon - 11731 \cdot 10^{-6} = \frac{\sigma - 30,8}{590} + 2,16 \left(\frac{\sigma - 30,8}{590} \right)^{1,7}.$$

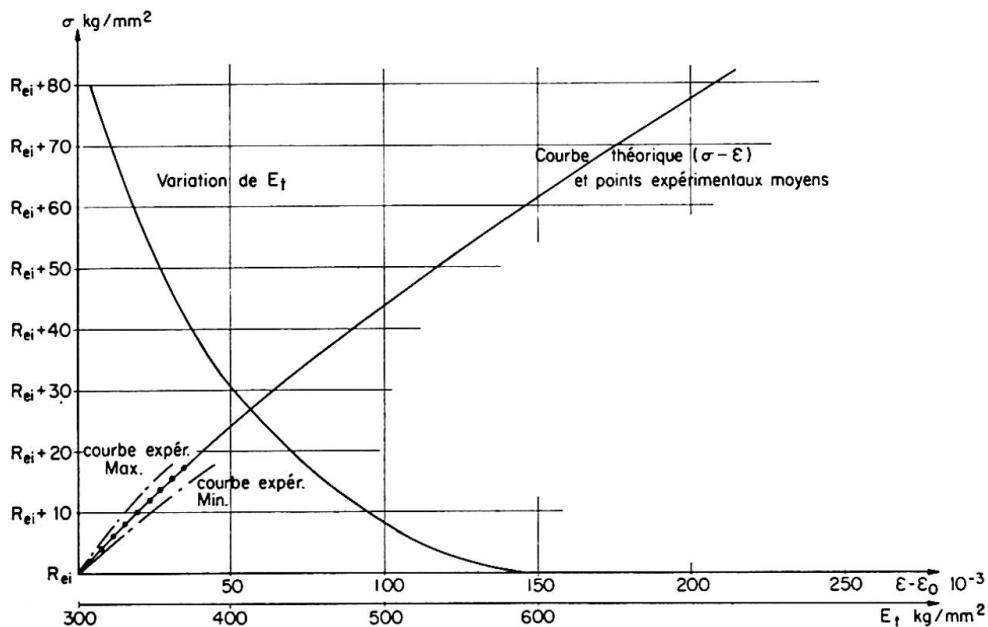


Fig. 3.

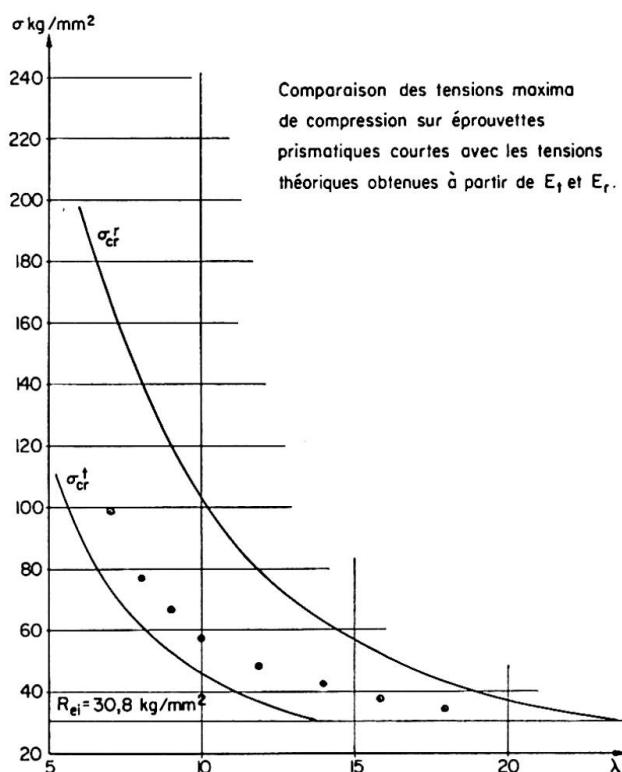


Fig. 4.

La figure montre que la concordance entre l'équation ci-dessus et les points expérimentaux est quasi parfaite. La variation du module de déformation tangent $E_t = \frac{d\sigma}{d\epsilon}$ en fonction de σ est également représentée à la fig. 3.

A la fig. 4, on compare les tensions maxima moyennes expérimentales à celles obtenues par les courbes théoriques tracées à partir de la théorie du

module tangent $\sigma_{cr}^t = \frac{\pi^2 E_t}{\lambda^2}$ et de celle du module réduit $\sigma_{cr}^r = \frac{\pi^2 E_r}{\lambda^2}$ avec $E_r = \frac{4 E E_t}{(\sqrt{E} + \sqrt{E_t})^2}$.

On constate: 1. que, pour $\lambda < 20$, les tensions d'affaissement sont toujours supérieures à la limite élastique; 2. que les résultats expérimentaux sont tous compris entre les courbes de σ_{cr}^t et de σ_{cr}^r .

4. Essais de compression et de flexion sur poutrelles à larges ailes

Ces essais ont pour but d'étudier la résistance au voilement plastique local des parois constituantes des profilés laminés et de fixer les minceurs b/e maxima admissibles des parois des profils mis en œuvre dans une ossature dimensionnée plastiquement.

On a exécuté:

4.1. des essais de compression centrique sur tronçons courts

Les éprouvettes de compression dont les extrémités sont fraîchées, sont essayées dans une machine Amsler de 1000 tonnes.

La fig. 5 montre l'état de l'éprouvette DIE 20 après ruine.

4.2. des essais de flexion

Les profilés sont bi-appuyés et sollicités symétriquement par deux charges distantes de 800 mm. Des raidisseurs sont placés sous les charges et aux appuis.

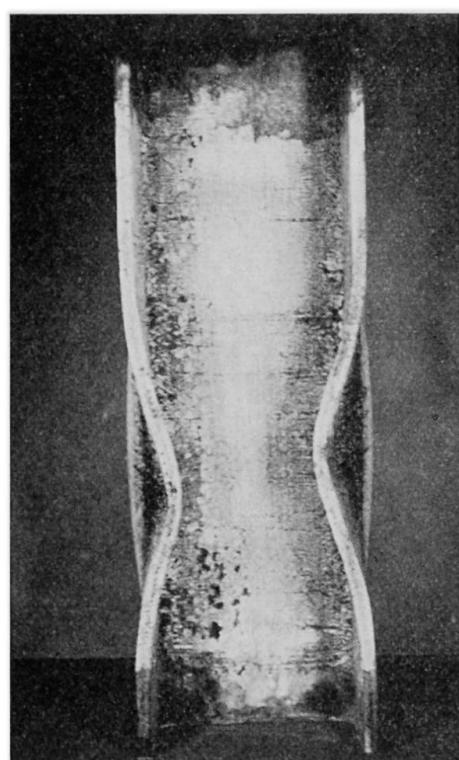


Fig. 5.

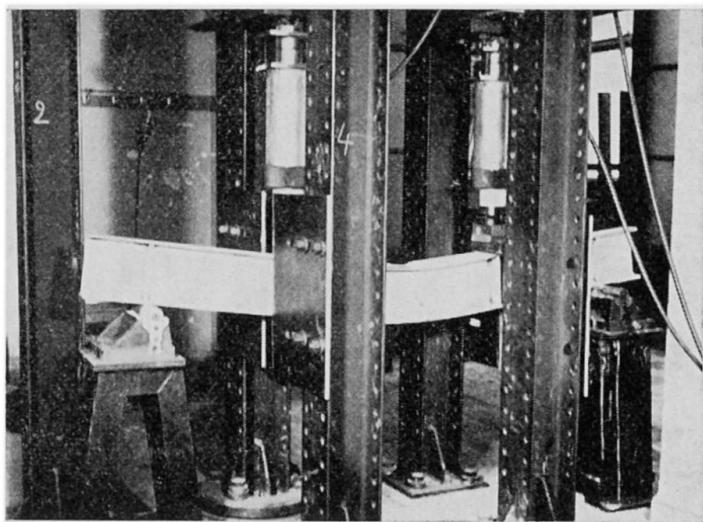


Fig. 6.

Les essais de flexion ont été réalisés sur la dalle universelle d'essai du laboratoire de Résistance des Matériaux de l'Université de Liège (fig. 6).

La fig. 7 montre l'aspect des profilés après ruine.

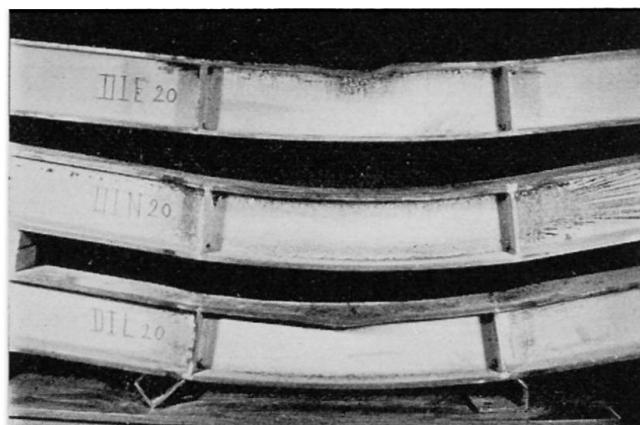


Fig. 7.

4.3. Dépouillement des essais de compression et de flexion

Dans les deux types d'essais, les dilatations longitudinales ϵ sont mesurées au moyen de quatre déformètres mécaniques G.C. à base de 250 mm placés longitudinalement aux bords des ailes; tandis que les déplacements transversaux δ des ailes et de l'âme sont donnés par des comparateurs au $1/100$ de mm placés perpendiculairement à ces parois.

Les diagrammes (ϵ, δ) permettent de déterminer la valeur critique de la dilatation (ϵ_{cr}) à partir de laquelle les déplacements transversaux ou éventuellement les rotations transversales commencent à croître plus vite qu'au

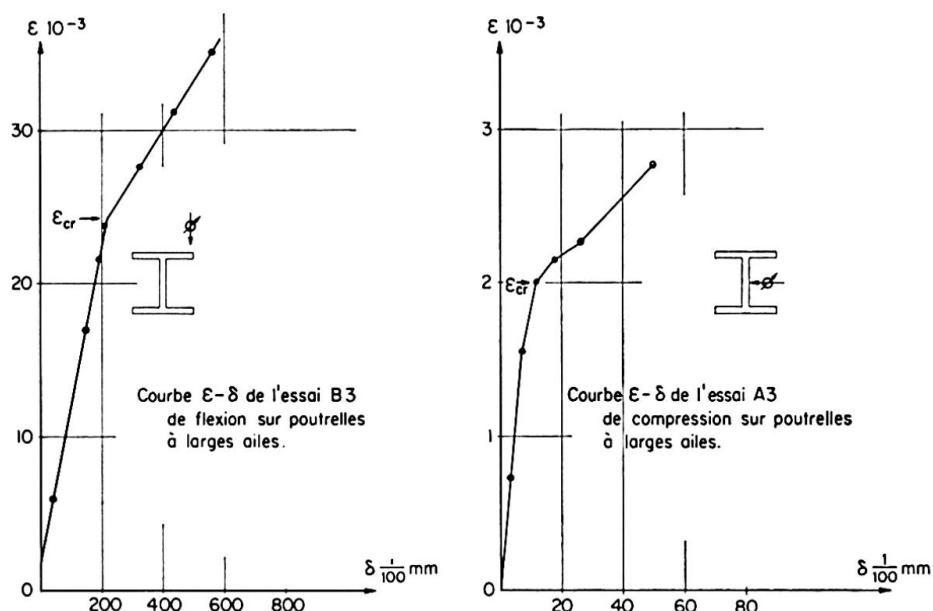


Fig. 8.

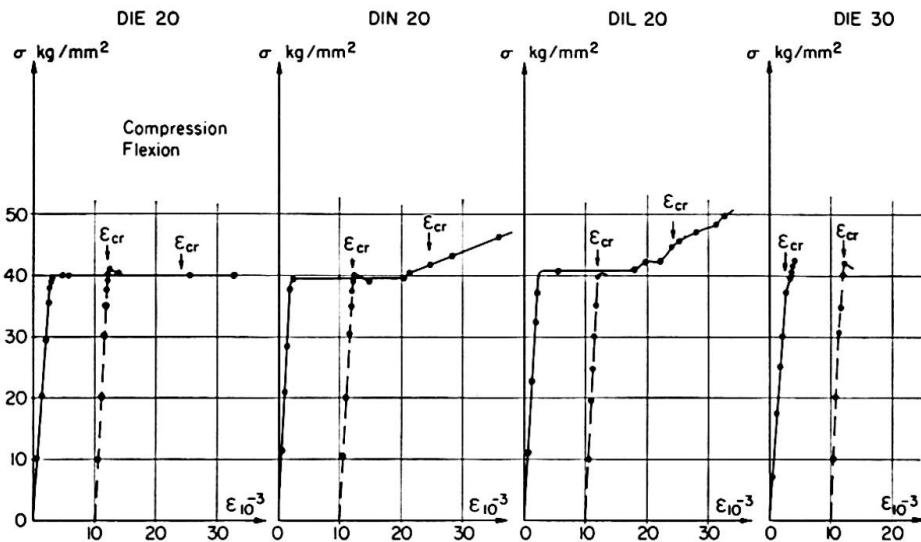


Fig. 9.

début de l'essai. La fig. 8 donne, à titre d'exemple, deux diagrammes (ϵ, δ) caractéristiques.

On a reproduit à la fig. 9 les diagrammes tension-déformation obtenus tant en compression qu'en flexion et on y a fait figurer les valeurs de ϵ_{cr} déterminées précédemment.

Les caractéristiques principales des profilés étudiés et les résultats des essais sont donnés aux tableaux II et III.

Tableau II. Caractéristiques des profilés à larges ailes

Nº	Type	Ω_{mm^2}	$\frac{I}{v} mm^3$	$2b_{mm}$	d_{mm}	e_{mm}	L_{mm}	L_{mm}^*	b/e	d/a
$A_1 B_1$	DIE 20	5858	408	197	185,4	11,8	604,5	800	8,39	26,5
$A_2 B_2$	DIL 20	7673	551	200	183,7	16,3	601	800	6,15	28,3
$A_3 B_3$	DIN 20	8549	595	200	183,75	16,75	600,5	800	5,97	18,37
$A_4 B_4$	DIE 30	11026	1243	297	282,5	14,5	900	800	10,22	34,05

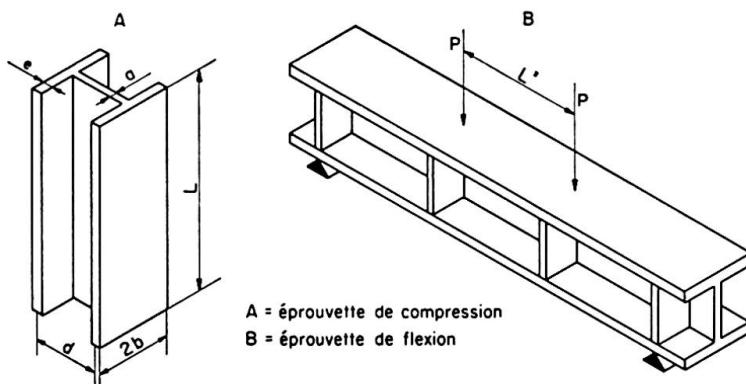


Tableau III. Résultats des essais de compression et de flexion

Eprouvette N°	R (traction) kg/mm ²		$\epsilon_{cr} \cdot 10^{-3}$		σ_{cr} kg/mm ²		l/d	l/b	Voilement
	âme	semelle	âme	semelle	âme	semelle			
A_1	40,31	37,40	2,075	1,93	40,7	38,91	—	—	Semelle
A_2	40,95	37,92	2,00	1,84	39,75	37,8	0,537	1,25	âme-semelle
A_3	40,17	38,09	—	2,00	—	38,00	—	1	Semelle
A_4	43,98	40,15	2,02	2,02	39,90	39,90	0,565	1,085	âme-semelle
B_1	40,31	37,40	—	24,00	—	40,00	—	2,64	Semelle
B_2	40,95	37,92	34,50	24,25	—	45,00	—	2,6	Semelle
B_3	40,17	38,09	—	24,25	—	42,00	—	2,6	Semelle
B_4	43,98	40,15	2,60	—	39,50	—	1,000	—	âme

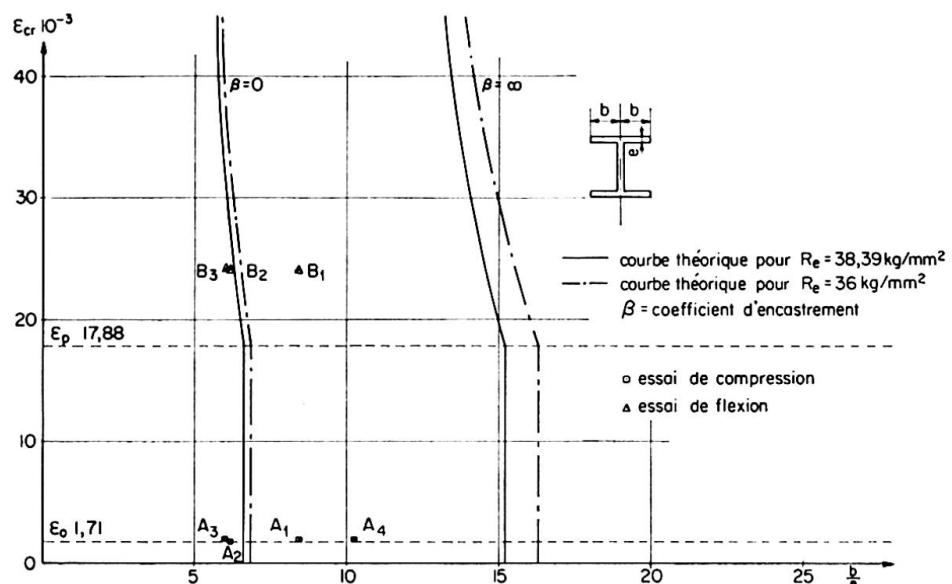


Fig. 10.

Les demi-longueurs d'onde de voilement (l) sont mesurées après ruine sur les éprouvettes comprimées et fléchies; les valeurs obtenues ont permis de calculer les rapports l/b et l/d figurant au tableau III.

Aux fig. 10 et 11, on a tracé les courbes théoriques de ϵ_{cr} en fonction de b/e et d/a déduites de la théorie de HAAIJER [1] pour les limites élastiques moyennes des semelles, soit 38,39 kg/mm² et des âmes, soit 41,35 kg/mm², en adoptant pour le module de glissement tangent la valeur $G_t = 1680$ kg/mm². On y a reporté les résultats des essais. On voit qu'il y a accord satisfaisant entre la théorie et l'expérience.

On a ensuite tracé en trait d'axe les mêmes courbes théoriques pour la valeur conventionnelle de la limite élastique de l'acier A 52, c'est-à-dire 36 kg/mm².

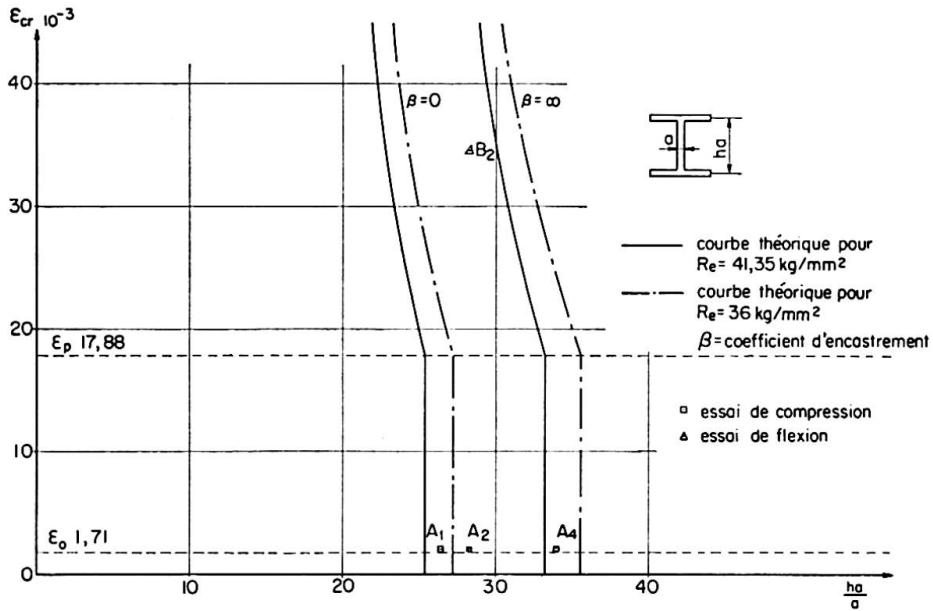
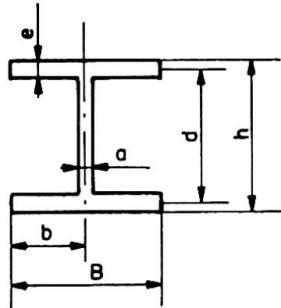


Fig. 11.

5. Recommandations et conclusions

La fig. 10 montre que, pour les semelles comprimées uniformément, la minceur B/e ne doit pas dépasser 13,7 pour qu'on puisse développer une rotule plastique.



La fig. 11 montre que, pour atteindre l'extrémité du palier dans le cas d'une âme comprimée, on devrait respecter la condition $\frac{d}{a} \leq 27,2$; mais, en fait, il n'est pas nécessaire d'atteindre ce point pour permettre la formation d'une rotule plastique possédant une capacité de rotation suffisante et il suffit de demander à la dilatation d'atteindre ϵ_e . Si l'on se rapporte à la fig. 11 et aux résultats des essais A_4 et B_4 , on voit qu'une âme de rapport $\frac{d}{a} = 34$ a atteint ϵ_e . En tenant compte de ce que $\frac{h}{d} = 1,05$ en moyenne, on peut finalement admettre en compression uniforme $\frac{h}{a} \leq 36$.

Il reste à déduire de ce résultats une règle pratique relative aux âmes soumises à flexion composée. HAAIJER et THÜRLIMANN ([2] p. 15 et [5] p. 157)

ont établi la théorie du voilement plastique de ces âmes et démontré que le diagramme ([2] fig. 8 ou [5] fig. 2.5) était applicable à des aciers différant de l'acier doux, pour autant qu'on multiplie la minceur $\frac{d}{a}$ par le rapport des racines carrées des limites élastiques. Ce rapport vaut pour l'acier A 52, $\sqrt{23,2/36} = 0,803$.

Par conséquent, il suffit, pour obtenir la loi de variation des minceurs admissibles en fonction de $\frac{P}{P_p}$, de multiplier par 0,803 le membre de droite de la formule $\frac{h}{a} \leq 70 - 100 \frac{P}{P_p}$ obtenue pour l'acier A 7 et le rapport $\frac{\Omega}{\Omega_a} = 2$ de la section totale à la section de l'âme. On trouve ainsi

$$\frac{h}{a} \leq 56 - 80 \frac{P}{P_p} \quad \left(\frac{P}{P_p} \leq 0,27 \right). \quad (1)$$

Si de plus on considère pour le rapport $\frac{\Omega}{\Omega_a}$ la valeur 4 qui est représentative en moyenne des profilés à larges ailes européens de hauteur inférieure à 500 mm; on obtient:

$$\frac{h}{a} \leq 56 - 160 \frac{P}{P_p} \quad \left(\frac{P}{P_p} \leq 0,135 \right). \quad (2)$$

Les expressions (1) et (2) sont représentées à la fig. 12.

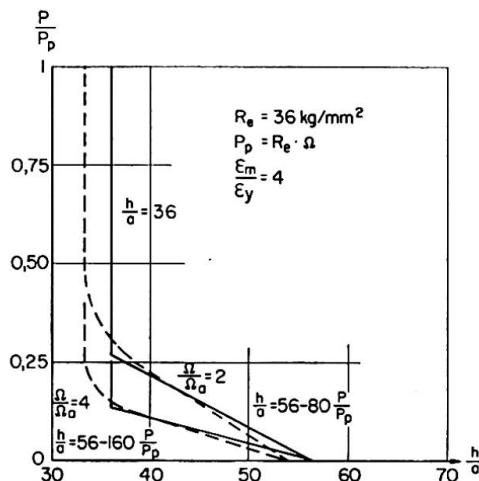


Fig. 12.

Bibliographie

1. G. HAAIJER: "Plate Buckling in the Strain-hardening Range." Journal of the Engineering Mechanics Division, Volume 83, April 1957, Paper 1212.
2. G. HAAIJER and B. THÜRLIMANN: "On Inelastic Buckling in Steel." Journal of the Engineering Mechanics Division, Volume 84, April 1958, Paper 1581.
3. Commentary on Plastic Design in Steel by a joint committee of the Welding Research Council and the American Society of Civil Engineers.

4. M. R. HORNE: "The Effect of Strain-hardening on the Equalization of Moments in the Simple Plastic Theory." Welding Research, Volume 5, 1951.
5. CH. MASSONNET et M. SAVE: «Calcul plastique des constructions.» Volume 1.
6. CH. MASSONNET: «Recherches expérimentales en vue de la mise au point d'un essai industriel de compression.» Acier—Stahl—Steel n° 3, mars 1959.

Résumé

La longueur du palier de l'acier A 52 est suffisante pour permettre le développement d'une rotule plastique.

En compression, il est possible d'atteindre et même de dépasser la limite élastique sans qu'aucun flambement ne se produise.

On peut étendre les règles de calcul plastique aux constructions en acier A 52 ($R_e = 36 \text{ kg/mm}^2$) en respectant les valeurs suivantes des minceurs limites afin d'éviter tout voilement local prématué:

1. Semelle comprimée sous l'effet d'une sollicitation par flexion et/ou par une force axiale.

$$\frac{B}{e} \leq 14.$$

2. Ame comprimée uniformément

$$\frac{h}{a} \leq 36.$$

3. Ame comprimée et fléchie.

$$\frac{h}{a} \leq 56 - 80 \frac{P}{P_p} \quad \left(\frac{P}{P_p} \leq 0,27 \right) \quad \text{pour } \frac{\Omega}{\Omega_a} = 2,$$

$$\frac{h}{a} \leq 56 - 160 \frac{P}{P_p} \quad \left(\frac{P}{P_p} < 0,135 \right) \quad \text{pour } \frac{\Omega}{\Omega_a} = 4.$$

Zusammenfassung

Die obere Fließdehnung des St 52 ist groß genug, um die Ausbildung eines Fließgelenks zu ermöglichen.

Auf Druck kann die Fließgrenze ohne Knickerscheinungen erreicht und sogar überschritten werden.

Das Traglastverfahren kann auch für Konstruktionen aus St 52 ($\sigma_F = 36 \text{ kg/mm}^2$) angewendet werden, wenn folgende Werte der minimalen Stärkeverhältnisse eingehalten werden, um ein vorzeitiges örtliches Beulen zu vermeiden:

1. Druckgurt bei Biege- oder Axialkraft-Beanspruchung

$$\frac{B}{e} \leq 14.$$

2. Gleichmäßig gedrückter Steg

$$\frac{h}{a} \leq 36.$$

3. Steg unter Druck und Biegung

$$\begin{aligned} \frac{h}{a} &\leq 56 - 80 \frac{P}{P_p} & \left(\frac{P}{P_p} \leq 0,27 \right) & \text{für } \frac{\Omega}{\Omega_a} = 2, \\ \frac{h}{a} &\leq 56 - 160 \frac{P}{P_p} & \left(\frac{P}{P_p} < 0,135 \right) & \text{für } \frac{\Omega}{\Omega_a} = 4. \end{aligned}$$

Summary

The plastic extension of steel A 52 is sufficient to permit the development of a plastic hinge.

In compression it is possible to reach and exceed the elastic limit at which buckling is introduced.

To avoid local buckling in plastic designs using steel A 52 the following thickness limits should be observed:

1. Compression flange under the effort of bending and/or under an axial load

$$\frac{B}{e} \leq 14.$$

2. Web under uniform compression

$$\frac{h}{a} \leq 36.$$

3. Web under compression and bending

$$\begin{aligned} \frac{h}{a} &\leq 56 - 80 \frac{P}{P_p} & \left(\frac{P}{P_p} \leq 0.27 \right) & \text{for } \frac{\Omega}{\Omega_a} = 2, \\ \frac{h}{a} &\leq 56 - 160 \frac{P}{P_p} & \left(\frac{P}{P_p} < 0.135 \right) & \text{for } \frac{\Omega}{\Omega_a} = 4. \end{aligned}$$

IIe3

High Strength Bolted Connections with Applications to Plastic Design

Assemblages par boulons à haute résistance et applications au calcul en plasticité

HV-Verbindungen und ihre Anwendung für plastische Bemessung

R. T. DOUTY

Assistant Professor, University of Missouri

W. MC GUIRE

Professor, Cornell University

The present status of high strength bolted moment connections in plastic design is summarized in the American Society of Civil Engineers' Commentary on Plastic Design in Steel: "Although accurate procedures leading to the most economical safe design are not yet available, the results of research show that safe bolted joints can be designed to develop the plastic moment of the members with reasonable economy" [1]. Supporting this statement is the research of Johnson, Cannon and Spooner in England and Schutz in America. With these pilot studies lending background and some assurance of success, the authors undertook the investigation described herein. This project, conducted at Cornell University, covered the common types of T-stub and end plate moment connections. The study of end plate connections will not be reported here because of lack of space and because it is treated elsewhere [2]. Most of the questions to be discussed are of interest in working stress design as well as in plastic design, but attention is focused here on matters which have particular relevance to plastically designed beams and frames.

T-stub Web-to-Beam Flange Connections

To simulate the connection between T-stub webs and beam flanges, eight spliced beams were tested (Table 1). All of the beams and splices were ASTM A 7 steel, having a specified minimum yield point of 33,000 psi. Bolts were ASTM A 325, the high strength bolt commonly used in America. Bolts were designed for nominal shear stresses on the full area of 15,000, 22,000, or 30,000 psi at the working load on the beam. They were tightened to the specified proof load (approximately the yield strength). Lateral bracing on the beam was closely spaced, giving an effective slenderness ratio in the weak direction (l/r_y) of 25.

Typical non-dimensionalized load-deflection diagrams are shown in Fig. 1. The load causing a bending moment equal to the theoretical plastic resisting moment of the gross section (the full plastic moment) is plotted for reference. Also shown are the load required for full plastification of the net section (about 25% less than the other) and the conventional working load (P_w) causing a

Table 1. Summary of Beam Tests

Test	Description					Test Results	
	Splice Plates	Total Bolts (no.-diam.)	σ_y (ksi)	Z (in ³)	M_p (in-kips)	$M_s^{(1)}$ (in-kips)	M_{ult} (in-kips)
B 4 A	None-plain beam		40.3	65.5	2,640	—	2,690
B 8.1	None- $15/16$ " holes		40.0	65.9	2,640	—	2,690
B 9.1	7" $\times 11/16$ "	48 $3/4$	38.5	66.4	2,560	None	2,760
B 10.1	7" $\times 11/16$ "	32 $3/4$	38.5	66.4	2,560	1,730	2,590
B 10.2	7" $\times 11/16$ "	32 $3/4$	38.5	66.9	2,580	2,130	2,690
B 10.3	7" $\times 11/16$ "	32 $3/4$	39.6	66.9	2,650	2,190	2,690
B 11.1	7" $\times 11/16$ "	24 $3/4$	40.0	65.9	2,640	1,720	2,710
B 13.1	7" $\times 3/4$ "	24 $7/8$	38.2	65.8	2,510	1,770	2,670
B 13.2	7" $\times 3/4$ "	24 $7/8$	38.2	65.7	2,510	1,960	2,730
B 13.3	7" $\times 3/4$ "	24 $7/8$	39.6	65.7	2,640	2,090	2,800

(1) Bending moment at first major slip

maximum stress on the gross section of 0.6 times the yield point. The test of B 4 A, a plain unspliced beam, followed the upper theoretical curve quite closely until failure. In all beams tested, the full plastic moment was obtained. In most, bolt slip started at loads from 30 to 50% greater than the working load and progressed erratically. B 9.1, having bolts designed for a nominal working shear stress of 15,000 psi, experienced no major slip throughout test. Typically, ultimate failure occurred by gradual inelastic lateral bowing accompanied by progressive local flange buckling on the concave side of a lateral

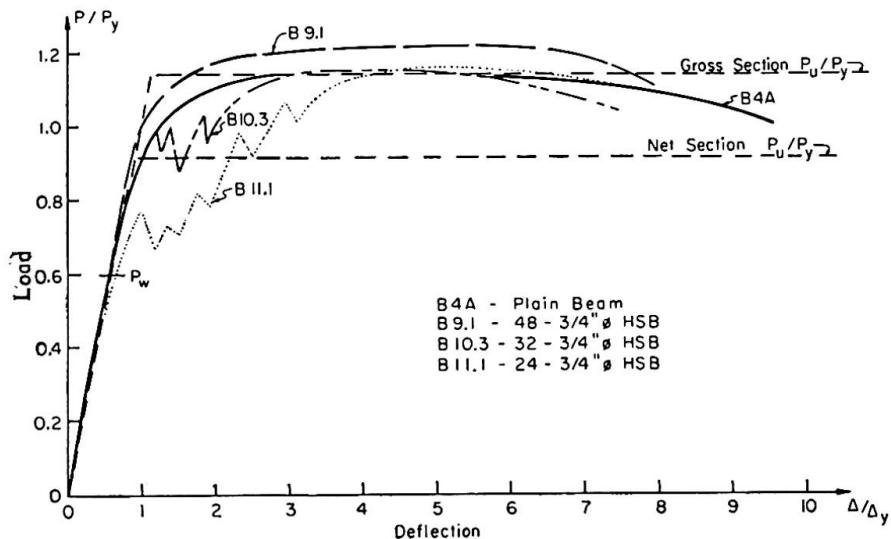


Fig. 1. Typical load-deflection curves.

buckle. Outside of the splice plates, yield lines traced on the whitewash coating extended nearly to mid-depth of the web, but web yielding stopped almost abruptly at the vertical plane through the end bolts. Flange yielding extended through one or more bolt rows.

It is likely that the attainment of the full plastic moment was largely the result of strain hardening of the flange material remaining around the holes. This conclusion is supported by B 8.1, an unspliced specimen with $\frac{15}{16}$ inch diameter open holes in each flange. In this test the full plastic moment was reached before the compression flange buckled locally. At least in beams with normal proportions and locations of flange holes, one may rely upon the development of the full plastic moment.

The moment-curvature relationship for each beam in Table 1 was also measured but the results are not reported because the curvatures, being averages for the spliced and plain portions of the constant moment region, have no direct application. They did, however, give an indication of the ability of the connection to rotate inelastically. The rotation capacities were at least as large as some of those cited as satisfactory in Reference 1.

T-stub Flange-to-Column Connections

Simulating the connection between a T-stub flange on the tension side of a beam and its supporting column, the specimens in Table 2 were tested. Again, the rolled sections were A 7 steel and the bolts were type A 325, tightened to the proof load.

The most important questions in either elastic or plastic design are the flexure of the flange plates and the tension in the bolts. As long as there is contact between the joined plates of a pretensioned connection, the bolt force is statically indeterminate. At low loads it is only slightly larger than the initial tension. At high loads it may be substantially greater than the applied load F (Fig. 2 b) if there is prying by the portions of the flange outside of the bolts (causing the force Q). The AIS C Specification prescribes that any additional rivet or bolt tension resulting from prying action be added to the stress calculated directly from the applied force in proportioning the fasteners. Unfortunately, there is, to the authors' knowledge, no sound analytical

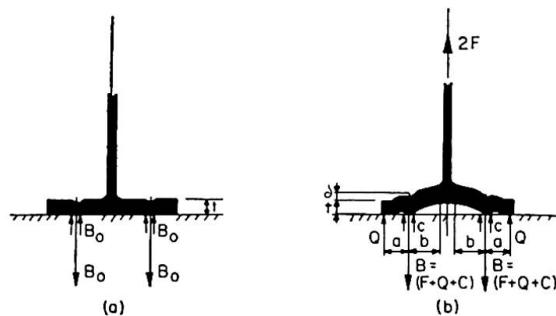


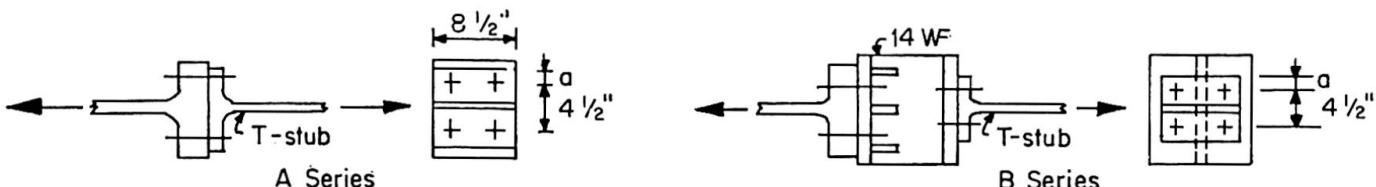
Fig. 2. Analytical model of T-stub flange.

Table 2. Summary of T-Stub Tests

Test	T-stub	Base	Bolt	Edge	Comp.	Comp. Fail.	Actual	Bolt	Comp.	Actual
			Diam. (in)	Dist. a (in)	Bolt Strength (kips)	Fail. Load (kips)	Fail. Load (kips)	Efficiency	Fail. Mode	Fail. Mode
A 1	18 WF 70	Rigid	7/8	1.50	224	155	176	0.78	Bolt Fract.	Bolt Fract.
A 3	36 WF 300	Rigid	7/8	1.50	248	248	256	1	Bolt Fract.	Bolt Fract.
A 4	2" Flange/1" Web	Rigid	7/8	1.50	237	237	219	0.93	Bolt Fract.	Nut Strip.
A 5	18 WF 70	Rigid	1 1/8	1.50	408	214	224	—	Web	Flange
A 7	36 WF 300	Rigid	1 1/8	1.50	408	401	392	0.96	Bolt Fract.	Bolt Fract.
A 8	2 1/2" Fl./1" Web	Rigid	1 1/8	1.50	423	423	(2)	—	Bolt Fract.	(2)
A 9	18 WF 70	Rigid	7/8	1.75	224	162	177	0.79	Bolt Fract.	Bolt Fract.
A 10	24 I 105.9	Rigid	7/8	1.66	244	200	240	0.98	Bolt Fract.	Bolt Fract.
A 11	36 WF 300	Rigid	7/8	1.75	247	247	256	1	Bolt Fract.	Bolt Fract.
A 12	2" Fl./1" Web	Rigid	7/8	1.75	239	239	245	1	Bolt Fract.	Bolt Fract.
A 13	18 WF 70	Rigid	1 1/8	1.75	404	217	228	—	Web	Web
A 14	24 I 105.9	Rigid	1 1/8	1.66	388	300	286	—	Bolt Fract.	Web (3)
A 15	36 WF 300	Rigid	1 1/8	1.75	400	400	404	1	Bolt Fract.	Bolt Fract.
A 16	2 1/2" Fl./1" Web	Rigid	1 1/8	1.75	426	426	(2)	—	Bolt Fract.	(2)
B 1	18 WF 70	14 WF 150	7/8	1.50	256	171	202	0.79	Bolt Fract.	Bolt Fract.
B 3	24 I 105.9	14 WF 150	7/8	1.66	248	204	230	0.93	Bolt Fract.	Bolt Fract.
B 4	24 I 105.9	14 WF 287	7/8	1.66	240	200	228	0.95	Bolt Fract.	Bolt Fract.
B 5	24 I 105.9	14 WF 426	7/8	1.66	240	200	230	0.96	Bolt Fract.	Bolt Fract.
B 6	36 WF 300	14 WF 150	7/8	1.50	240	228	254	1	Bolt Fract.	Bolt Fract.
B 7	36 WF 300	14 WF 287	7/8	1.50	222	222	233	1	Bolt Fract.	Bolt Fract.
B 9	36 WF 300	14 WF 150	1 1/8	1.50	388	316	348	0.90	Bolt Fract.	Bolt Fract.
B 10	36 WF 300	14 WF 287	1 1/8	1.50	396	396	403	1	Bolt Fract.	Bolt Fract.
B 12	2 1/2" Fl./1" Web	14 WF 150	1 1/8	1.50	400	318	378	0.94	Bolt Fract.	Bolt Fract.
B 13	2 1/2" Fl./1" Web	14 WF 287	1 1/8	1.50	398	398	(2)	—	Bolt Fract.	(2)

(2) Exceeded machine capacity of 404 kips.

(3) Imperfection in material



method for doing this and there is little empirical data for guidance. In the absence of a better approach, it has long been the custom to use clearly approximate methods for estimating prying action.

Because a precise analysis is virtually impossible, one of the commonly used approximate methods were developed into a complete theory of flange and bolt behavior to aid in interpreting the Cornell tests [3]. The analytical model is shown in Fig. 2. Under zero applied load the tension in each bolt is B_0 , the initial value. The equilibrating compression is assumed localized around the bolts with the remainder of the plates in contact but exerting no pressure on each other. The bolt pressure on the flange causes its upper surface to dish locally. When the load $2F$ is applied, the flange is assumed to flex as shown in Fig. 2b. Should the outer portions remain in contact with the support, prying forces develop. These are assumed to act as line loads at the ends of the spans a . The residual contact force at the bolt is C . While the flange remains elastic, its upward deflection at the bolt is, from ordinary flexure theory:

$$\delta = \frac{ab^2}{Ewt^3/12} \left\{ \frac{F}{2} - \frac{a}{b} \left[\frac{1}{3} \left(\frac{a}{b} \right) + 1 \right] Q \right\}, \quad (1)$$

where w is the width of the flange normal to the figure and E is Young's modulus. The corresponding bolt stretch is:

$$\delta = [(F + Q) - (B_0 - C)] \frac{l_b}{A_b E_b}, \quad (2)$$

where l_b , A_b , and E_b are, respectively, the effective length, area and modulus of the bolt. Until C becomes zero and the initial thickness of the flange is restored, the plate's local expansion is

$$\delta = (B_0 - C) \frac{l_p}{A_p E_p}, \quad (3)$$

where l_p , A_p , and E_p are, respectively, the effective thickness, area and modulus of the compressed portion of the plate. Eliminating δ and $(B_0 - C)$:

$$Q = \left[\frac{\frac{1}{2} - \frac{Ewt^3/12ab^2}{r_b + r_p}}{\frac{a}{b} \left(\frac{a}{3b} + 1 \right) + \frac{Ewt^3/12ab^2}{r_b + r_p}} \right] F, \quad (4)$$

where r_b and r_p are the bolt and plate stiffnesses $l_b/A_b E_b$ and $l_p/A_p E_p$. The application of Eq. (4) depends upon the establishment of reasonable values of the parameters. Also, it applies only while there is bolt line contact and the flange remains elastic. Nevertheless, the same concepts may be used to derive formulas for Q as a function of F following separation at the bolt line and including plastic flow and strain hardening of the flange. Strain hardening, which is disregarded in the simple plastic analysis of frames because of the difficulty of preventing local buckling in the strain hardened range, may be considered here because of the absence of local buckling. In fact, its inclusion

is necessary to explain the performance of thin flanges. In addition to the rigid support in Fig. 2, flexible supports of the type provided by most column flanges were treated. The several equations for Q will not be reproduced because they are unwieldy and have no direct design utility.

In applying the theory to the test specimens, the distance a was taken to the edge of the flange and b to the center of the web fillet. In the inelastic range, moment-curvature relationships for a rectangular section of structural steel were used. Bolt stiffness was determined from calibration tests of bolts of the same size. Bolt tensions were measured by calibrated elongation readings. The effective compressed area of the plate was taken as a cylinder or truncated cone (when a washer was used on one side only) having an outer diameter defined by the distance across flats of the nuts and by the washer diameter (when present). While not to be thought of as general guides, these quantities, when used in combination to supplement the theory, gave results that were in good accord with the tests. The true distribution of prying forces is unknown but the four tested specimens in Fig. 3 show that, at least at high

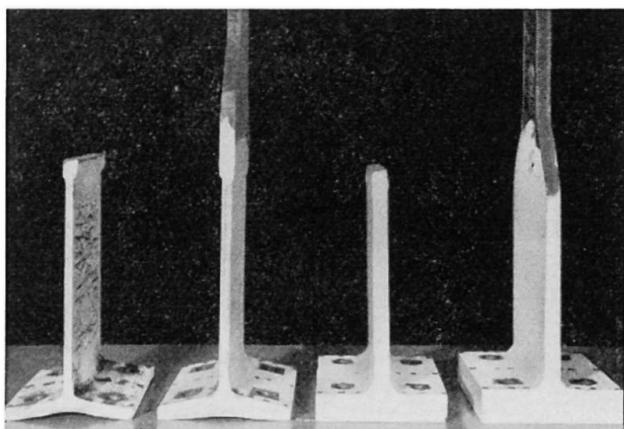


Fig. 3. T-stub flanges after testing.

loads and in light flanges most subject to prying, the only contact is very close to the edge. Local compression of the flanges around the bolt, also highly indeterminate, is a factor only so long as contact remains in that area.

In Table 2 the computed bolt strengths are based on the bolt calibration tests. The computed failure loads were calculated from the theory. Values less than the bolt strength mean that prying was computed to persist until failure.

The behavior of one specimen, A 1, is shown in Fig. 4. Characteristically, prying decreased at high loads. At an applied load of 26 kips, the bolt tension was 42 kips. Since bolt line separation had occurred, the prying force was 16 kips, or 61% of the applied load. At an applied load of 39 kips it was 38% of that load and at the failure load of 44 kips, 27%. The theory predicted most of this, but no attempt was made to account for the final reduction in prying which took place as the bolts elongated under almost constant load just prior to rupturing. In some other specimens this was sufficient to cause complete

flange separation and to make the bolts 100% efficient at rupture even though, at loads not greatly less than the ultimate, prying was still significant. For heavy flanges prying action was unimportant at all loads.

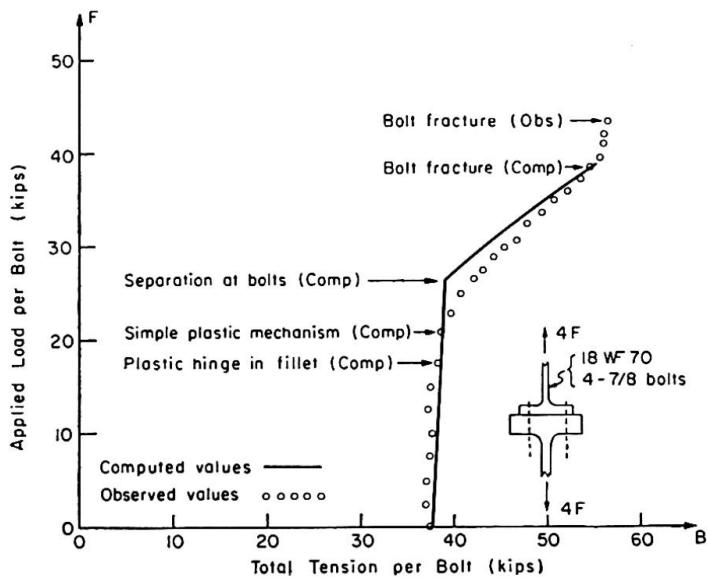


Fig. 4. Bolt tension, test A 1.

Assembled Connections

Finally, the assembled T-stub moment connections shown in Table 3 were tested. The T-stub and column combinations in these tests were the same as some of those in Table 2. The T-stub web-to-beam flange bolts were proportioned for a nominal shear stress of 15,000 psi when the moment on each beam at the inner row of bolts was equal to its working value. Prior to failure or reaching the capacity of the equipment, the full plastic moment of each beam was attained. The moment-rotation characteristics of the connections are believed satisfactory for plastically designed structures. From both the theory and tests it appears possible to use bolted T-stub connections in plastically designed frames without loss of section efficiency, even when the beam flange connection is bolted.

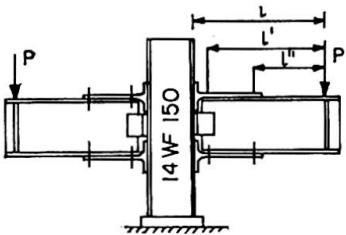
Tentative Design Method

To develop design techniques using the assumption that T-stub flanges behave as in Fig. 2, the theory may be modified empirically to obtain useful formulas for prying force. Formulas giving reasonable results when compared with the Cornell data are:

For $(F + Q) \leq$ the initial tension B_0 (to be used in elastic design):

$$Q = \left[\frac{\frac{1}{2} - \frac{w t^4}{30 a b^2 A_b}}{\frac{3 a}{4 b} \left(\frac{a}{4 b} + 1 \right) + \frac{w t^4}{30 a b^2 A_b}} \right] F = p_1 F. \quad (5)$$

Table 3. Summary of Assembled Connection Tests



Test	Description									Test Results		
	Beams	T-stub	Bolts (diam)	l (in)	l' (in)	l'' (in)	σ_y (k _{st})	Z (in ³)	M_p (in-kips)	$P_p = \frac{M_p}{l}$ (kips)	P_{max} (kips)	Failure Mode
D_1	14 WF 34	18 WF 70	7/8	30	27	15.8	37.2	56.7	2,120	70.5	93.0	Bolts
D_2	16 WF 40	24 I 105.9	7/8	36	32	20.8	34.2	74.4	2,550	71.0	108.0	(4)
D_3	21 WF 62	36 WF 300	1 1/8	66	61	46.5	35.2	140.6	4,950	75.0	108.0	(4)

(4) Exceeded jack capacity of 108 kips

For $(F + Q) > B_0$ (to be used in plastic design):

$$Q = \left[\frac{\frac{1}{2} - \frac{wt^4}{30ab^2A_b}}{\frac{a}{b} \left(\frac{a}{3b} + 1 \right) + \frac{wt^4}{6ab^2A_b}} \right] F = p_2 F, \quad (6)$$

where A_b is the full area of the bolt and the other terms are as defined earlier. If the second term in the numerator is equal to or greater than one-half, no prying develops since Q cannot be negative. The prying forces decrease as the flexural stiffness of the inner part of the flange — measured by w , t and $1/b$ — increases. Prying increases with A_b . It generally decreases with an increase in a , but, because of the limited range of edge distances tested, complete reliance upon this is not advisable. It is suggested that, in using Eqs. (5) and (6), a be taken as $1.25b$ when its actual dimension is greater than this.

Assuming that in a plastically designed connection there has been bolt line separation by the time the plastic moment of the supported beam is reached, the bolt force will be $B = (F + Q)$ where, in this case, F is the beam's plastic moment divided by the effective depth of the connection and number of bolts. From the test data, limiting the value of B so computed to not more than 1.33 times the specified proof load of the bolt (presumed to be the pretension also) prevents premature bolt fracture. Eq. (6) gives prying forces generally somewhat greater than those corresponding to the ultimate efficiencies in Table II, providing a margin of safety attributable to disregarding partially the final bolt elongation just prior to rupture.

In plastic design one must be concerned with conditions at working load as well as at failure. In the present instance the most important precaution is the prevention of bolt line separation at working loads with the consequent danger of inelastic stretching and loosening of bolts. It appears that this may control the total force permitted on the bolts in most cases. For example, the ultimate uniformly distributed load on a fixed end beam is $16M_p/l^2$. The end moment at working load is $ql^2/12$ or, assuming a load factor of 1.85, 72% of the plastic moment. If a total bolt force of 1.33 times the initial pretension is permitted at the plastic moment, then the tests in which there was prying action show that there might be separation at the working load. From a study of the data and practical cases, it is believed possible to prevent premature separation in connections where prying occurs by limiting the total bolt force to 1.15 times the initial tension when the ultimate load acts on the frame. A double standard is therefore indicated: 1. for connections at the last plastic hinge to form and those in which Eq. (6) shows no prying, use 1.33 times the initial tension; 2. for others use 1.15 times the initial tension. Because of the restrictions on the higher value, it is probable that $1.15B_0$ would normally be used.

These ideas and the remainder of the Cornell studies suggest a procedure for proportioning T-stub moment connections at plastic hinge locations in

plastically designed structures. It assumes that the bolts are pretensioned to the specified proof load. At a plastic hinge the force acting on the T-stub web (the force F — as defined above — times the number of bolts) will be designated as F' . An outline of the full procedure follows:

T-stub Web-to-Beam Flange Connections

1. Make the net area of the T-stub web times its yield point equal to or greater than F' .
2. Provide sufficient bolts in shear so that F' divided by the total bolt area is not greater than 22,000 psi (for A 325 bolts).

T-stub Flange-to-Column Flange Connections

1. Select trial sizes and dimensions.
2. Compute p_2 , the ratio of prying to applied force, from Eq. (6).
3. Check to see that
 - a) at the last plastic hinge to form and at other connections where $p_2 = 0$:

$$(1 + p_2) F \leq 1.33 \times \text{proof load};$$
 - b) at all other connections:

$$(1 + p_2) F \leq 1.15 \times \text{proof load}.$$
4. Compute the bending moment in the T-stub flange at the bolt line and at the outer edge of the fillet:

$$\begin{aligned} M_{\text{bolt line}} &= p_2 F a, \\ M_{\text{fillet}} &= - \left[p_2 a - \left(b - \frac{r}{2} \right) \right] F, \end{aligned}$$

where r is the fillet radius.

5. Check to see that the moment on either section does not exceed $w t^2 \sigma_y / 4$ where σ_y is the yield point of the T-stub flange.
6. Use the following modifications in special cases:
 - a) When $a \geq 1.25 b$, use $1.25 b$.
 - b) When the column flange is thinner than the T-stub flange and is unstiffened, use the average of the two thicknesses in computing prying forces and stresses. All other dimensions are to be taken as those of the T-stub.

The design procedure tends to underestimate the capabilities of light T-stub flanges because it does not account directly for the reserve of strength attributable to strain hardening. In most cases this tendency is not objectionable because heavier flanges would be used to reduce prying action and to use the bolts to better advantage, that is, the bolts rather than the flange thickness usually control the design.

Observed separation and failure loads and values computed by the suggested procedure are shown in Table 4 for all of the Cornell direct tension

Table 4. Comparison of Design Procedure and Tests

Specimen	T-stub σ_y (ksi)	B_0 (Bolt Pretension) (kips)	p_2 (Eq. 6)	Comp. Values of F (kips)			Obs. Values of F (kips)	
				$\frac{1.15 B_0}{(1+p_2)}$	$\frac{1.33 B_0}{(1+p_2)}$	$\frac{w t^2 \sigma_y}{4(p_2 a - b - \frac{r}{2})}$	At Bolt Separation	At Failure
A 1	34.5	37.1	0.42	30.1	34.8	22.8	22	44.0
A 3	26.0	33.2	—	38.2	44.2	89.6	34	64.0
A 4	31.1	34.5	—	39.7	45.9	100.0	35	55.0
A 5	33.3	52.5	0.44	42.1	48.6	22.7	27	55.8
A 7	27.0	51.2	0.01	58.1	67.2	100.4	45	98.0
A 8	31.0	54.6	—	62.9	72.6	156.0	60	(6)
A 9	34.5	36.0	0.35	30.6	35.3	22.7	24	44.3
A 10	31.1	34.5	0.16	34.2	39.6	46.5	28	60.0
A 11	26.0	34.5	—	39.7	45.9	89.6	(5)	64.0
A 12	31.1	34.5	—	39.7	45.9	100.0	35	61.5
A 13	33.3	53.0	0.37	44.6	51.6	22.3	27	57.0
A 14	29.5	53.6	0.23	49.9	57.7	48.1	35	71.5
A 15	27.0	54.1	0.03	60.4	69.8	104.6	(5)	101.0
A 16	31.0	54.7	—	63.0	72.8	156.0	60	(6)
B 1	34.5	33.0	0.42	26.8	30.9	22.8	25	50.5
B 3	31.1	31.5	0.23	29.6	34.2	40.0	20	57.5
B 4	31.1	33.5	0.16	33.2	38.4	45.4	24	57.0
B 5	31.1	37.5	0.16	37.1	42.9	45.4	30	57.5
B 6	26.0	32.5	0.04	35.9	41.5	71.1	25	63.5
B 7	26.0	35.5	—	40.8	47.2	89.6	(5)	58.2
B 9	27.0	50.5	0.11	52.5	60.8	84.5	35	87.0
B 10	27.0	53.0	0.01	50.1	69.5	100.4	55	101.0
B 12	31.0	53.0	0.03	59.2	68.4	77.2	40	94.5
B 13	31.0	53.5	—	61.5	71.1	156.0	54	(6)

(5) No abrupt increase in tension. Separation point not clear.
(6) Exceeded machine capacity of 404 kips.

specimens. The measured initial tension rather than the specified proof load is used in these computations. For all cases in which $1.15 B_0$ controls, the observed separation load is at least two-thirds of the computed value of F . This is believed to be an appropriate lower limit for practical conditions. For all cases in which $1.33 B_0$ controls there is a margin of safety against failure which may be attributed to the factors mentioned previously. Although no design procedure may be considered proved until it has withstood the tests of time and experience, from the data available this one appears reasonable.

The investigation described here was conducted under the sponsorship of the American Institute of Steel Construction and the Industrial Fasteners Institute.

References

1. "Commentary on Plastic Design in Steel." Joint Committee of WRC and ASCE, Manual No. 41, American Society of Civil Engineers, New York 1961.
2. R. T. DOUTY and W. MCGUIRE: "Research on Bolted Moment Connections." Proc. of the AISC National Engineering Conference, 1963.
3. R. T. DOUTY: "Ultimate Characteristics of High Strength Bolted Connections." Ph. D. thesis, Cornell University, 1963.

Summary

Tests and analytical studies were made of the components and complete assemblies of T-stub moment connections having high strength bolts (ASTM-A 325). Of particular interest was the question of their applicability in plastic design. In the tests of beams and connections having holes in the beam flanges, the full plastic moment of the beam was developed. In the tests of T-stub flanges the development of prying forces and response of the flange was observed. Semi-empirical formulas for estimating prying are presented and incorporated in a tentative design procedure for the use of connections of this type in plastic design.

Résumé

Les auteurs ont étudié par le calcul et par des essais les éléments des assemblages fléchis comportant des T de liaison fixés par boulons HR (ASTM-A 325) ainsi que les assemblages entiers. Ils ont tout particulièrement considéré leur emploi dans les constructions calculées en plasticité. Dans les essais auxquels ont été soumis des poutres et des assemblages comportant des trous dans les ailes, on a réalisé le moment plastique théorique. Dans les essais sur les T de liaison, on a observé un effet de levier et les sollicitations qui en résultent dans les ailes. Les auteurs établissent des formules semi-empiriques pour l'estimation de l'effet de levier, et ces formules trouvent leur place dans une méthode proposée pour l'étude d'assemblages de ce type dans le calcul en plasticité.

Zusammenfassung

Versuche und analytische Studien an Elementen und an vollständigen T-Stück-Verbindungen mit HV-Schrauben werden beschrieben. Die Anwendbarkeit dieser Verbindungen bei Bemessung nach der Plastizitätstheorie wurden besonders untersucht. Trägerstöße erreichten dabei trotz der Lochschwächung das volle plastische Moment ungestoßener Träger. An T-Stück-Elementen wurde der Einfluß der Reaktionskräfte der Flanschen infolge der Flanschenverformung auf die Größe der Schraubenkräfte untersucht. Empirische Formeln werden angegeben für die Bestimmung dieser Reaktionskräfte sowie ein Verfahren für die plastische Bemessung von T-Stück-Verbindungen.