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

Band: 6 (1960)

Rubrik: II. New developments of connections in metal structures

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: 03.04.2026

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

Construction métallique - Stahlbau - Metal Structures

II

Nouveau développement des moyens d'assemblage dans la construction métallique
Neuere Entwicklungen der Verbindungsmittel im Stahlbau
New Developments of Connections in Metal Structures

II a

Soudure
Schweißung
Welding

II b

Boulons précontraints à haute résistance
Hochfeste Schrauben
Prestressed High-Strength Bolts

Rapport général

PIERRE DUBAS
Dr sc. techn., Vevey

a) Soudure

Les recherches relatives à la soudure ont pris, ces dernières années, une telle extension qu'il nous est absolument impossible d'en donner ici un aperçu même sommaire. Nous nous contenterons donc d'examiner les problèmes qui ont été traités dans les six mémoires présentés et qui intéressent spécialement les ingénieurs des ponts et charpentes.

Influence des contraintes longitudinales dans les cordons d'angle

Le premier mémoire de M. FALTUS est une étude avant tout expérimentale sur l'influence des contraintes longitudinales dans les cordons de soudure d'angle, sollicités principalement au cisaillement. On se souvient que ce problème a fait, au Congrès de Lisbonne, l'objet d'une communication de MM. WÄSTLUND et ÖSTLUND.

Les essais décrits par M. FALTUS ont été effectués sur des éprouvettes formées de deux coins réunis par soudure le long de leurs bords, inclinés à 1 : 10. Avec cette disposition, les contraintes longitudinales devraient être pratiquement constantes et les cisaillements, uniformément répartis. Cet essai permettrait donc, en principe, d'éliminer les effets de l'égalisation plastique des tensions de cisaillement et de révéler par là plus clairement l'influence des sollicitations longitudinales du cordon. La dispersion sur les valeurs de la contrainte de comparaison, calculée d'après le critère de HUBER-VON MISES-HENCKY, est certes assez importante, ce qui s'explique facilement si l'on considère que cette théorie se rapporte à la plasticité et non à la rupture; les résultats expérimentaux montrent cependant clairement que les contraintes longitudinales diminuent sensiblement la résistance au cisaillement des cordons d'angle.

Les ruptures fragiles

Il n'est certes pas nécessaire de rappeler ici les ruptures survenues dans certaines constructions soudées, en particulier des ponts, des navires et des conduites forcées. Bien que le nombre des accidents graves soit relativement faible par rapport à celui des ouvrages construits, ces ruptures n'en sont pas moins symptomatiques autant que fâcheuses; elles ont fortement ébranlé la confiance que l'on avait dans la soudure et, par là, retardé indubitablement son extension. L'étude raisonnée de ces accidents a cependant fait progresser la technique, en remettant au premier plan le problème de la fragilité des aciers, capital pour les constructions soudées bien qu'il intervienne également dans les ouvrages rivés. Cette question est traitée dans la seconde communication de M. FALTUS et dans celle de M. RÜHL.

Dans son exposé, M. RÜHL donne un aperçu général des connaissances actuelles dans le domaine de la fragilité; il souligne les importantes lacunes qui subsistent encore et ne pourront être comblées que par des recherches *systématiques*, tant théoriques qu'expérimentales.

On sait que la capacité de déformation d'un acier bien déterminé, d'une microstructure donnée, dépend surtout de l'état de contraintes, de la température et de la vitesse d'application des sollicitations. Si l'on varie l'un de ces facteurs, le travail nécessaire à produire la rupture ne suit généralement pas une loi de variation régulière; les essais, qui ont porté principalement sur l'influence de la température, montrent que ce travail — la résilience — subit une chute brusque, dans une bande de température assez étroite, pour atteindre une valeur très faible. Cette température, dite de transition, sépare le domaine des cassures à grand allongement de celui des cassures fragiles. Quand la vitesse augmente ou que l'état de contraintes devient plus sévère, la température de transition s'élève. Ces propriétés du matériau acier sont connues depuis fort longtemps. Qu'il nous suffise de rappeler ici les travaux de MM. CONSIDÈRE,

LE CHÂTELIER, FRÉMONT, ISOD, CHARPY, etc., dont certains datent du siècle passé.

Les opinions, cependant, divergent quant aux causes profondes de ces phénomènes et aux lois qui les régissent, spécialement en ce qui concerne la relation entre la température critique et l'état de contraintes. Comme le remarque M. RÜHL, l'inconvénient n'est pas très grand en pratique puisqu'il est presque impossible de déterminer en chaque point d'un ouvrage l'état de contraintes total, celui-ci dépendant largement des tensions internes, inaccessibles au calcul.

L'analyse des divers accidents provoqués par les ruptures fragiles prouve, selon M. RÜHL, que le comportement global des ouvrages présente des caractéristiques semblables à celles des essais de résilience. Là aussi, on obtient soit des ruptures fragiles à allongement quasi nul, survenant sans avertissement, soit des ruptures à grand allongement. D'autre part, il existe une température de transition assez bien délimitée entre les deux modes de rupture, comme à l'essai de choc sur barreau entaillé.

Les résultats expérimentaux dans ce domaine sont encore rares et on lira donc avec intérêt le mémoire de M. FALTUS qui se rapporte à l'influence des goussets, soudés aux semelles tendues, sur la fragilité des poutres fléchies. Pour les aciers utilisés dans les essais décrits, la température critique est presque toujours supérieure à $-40°$, quelle que soit la forme adoptée pour les goussets. Cependant, si l'on introduit, dans la région du raccordement, des contraintes internes de compression, grâce à des points de chauffe appropriés, des ruptures par décohésion ne se produisent que pour les goussets sans raccordements progressifs. Ces expériences mettent donc bien en évidence l'influence de l'état de contraintes, dû tant aux tensions internes qu'à l'effet des discontinuités constructives.

Il eût été instructif d'établir, pour chaque type de gousset et chaque sorte d'acier utilisée, le domaine de transition entre les cassures à nerf et les cassures à grain et de comparer ces résultats avec les températures critiques données par les éprouvettes de résilience.

Cet aspect du problème intéresse en effet particulièrement l'ingénieur chargé de fixer la qualité de l'acier à mettre en œuvre dans un ouvrage soudé. Bien entendu il est exclu de ne recourir qu'à des aciers spéciaux, d'une composition et d'une élaboration parfaite, ayant subi des traitements appropriés: les lois élémentaires de l'économie et de la concurrence s'y opposent. On choisira en conséquence, parmi les différentes qualités énumérées dans les normes ou proposées par les aciéries, celle qui présente les garanties nécessaires et suffisantes, compte tenu des conditions données.

Or, à l'heure actuelle, les aciers disponibles sont généralement classés, en ce qui concerne leur tendance à la fragilité, à l'aide des résultats des essais au choc sur éprouvettes entaillées. Deux paramètres principaux entrent en ligne de compte: la température et le genre d'entaille, déterminant pour la sévérité

de la mise en tension tridimensionnelle. On peut donc opérer, soit avec des températures critiques variables et une entaille déterminée, soit avec des entailles de rigueur croissante, à température constante; éventuellement les deux systèmes seront combinés. Pour plus de détails, on consultera, par exemple, les Recommandations élaborées par la Commission IX de l'Institut International de Soudure (document BONHOMME), la norme DIN 17100 ou la norme BS 2762. Remarquons simplement que la notion de température critique ne figure pas explicitement dans ces prescriptions; on s'est contenté de fixer une valeur relativement faible de la résilience, exigée à une température donnée.

Pour choisir la qualité d'acier appropriée, il faudrait évidemment connaître avec certitude la relation entre la tendance à la fragilité de l'ouvrage — ou de l'élément d'ouvrage — soudé, et celle du matériau, caractérisée par les essais sur éprouvettes. Pour ce faire, on peut par exemple, chercher quelle sorte d'éprouvette entaillée donne la même température de transition que l'élément d'ouvrage considéré. C'est le procédé utilisé par M. SCHNADT. Quant à M. RÜHL, il propose de recourir à un seul type d'éprouvette et de classer les éléments d'ouvrage par la différence entre leur température critique et celle des éprouvettes. Dans l'un et l'autre cas, on admet implicitement que la concordance entre l'élément d'ouvrage et l'essai de résilience qui sert à le classer ne dépend pas de la qualité de l'acier, ce qui est loin d'être prouvé.

La véritable difficulté n'est donc pas de classer les aciers, mais bien les éléments d'ouvrage. A notre avis, les bases expérimentales sont encore insuffisantes pour permettre de résoudre le problème. Nos connaissances relatives aux températures de transition des constructions sont en effet très fragmentaires et l'on en est encore à estimer l'influence des facteurs principaux, qui dépendent tant de la conception générale que de la technique de fabrication: l'épaisseur, la disposition et les formes constructives, les déformations à froid lors de la fabrication (vieillissement), les électrodes utilisées, la séquence adoptée pour les soudures (tensions résiduelles) et les soins apportés à leur exécution, le recuit de détente, la valeur des contraintes de service, spécialement des contraintes permanentes, etc. La simple énumération de ces facteurs, pourtant bien incomplète, montre que le problème est complexe et que l'on ne peut guère le réduire à un schéma trop simpliste.

La tendance à la fragilité n'est d'ailleurs pas la seule propriété de l'acier à considérer; les caractéristiques qui exercent une influence sur la disposition à la fissuration, ou à la formation de défauts graves dans le cordon de soudure et sa zone de transition, sont également importantes, puisqu'il faut éviter que l'opération de soudage ne produise des entailles aiguës, qui seraient autant d'amorces possibles de ruptures. Or la fissuration à froid dépend largement de l'aptitude à la trempe du métal et de la ténacité de la zone de transition sous les contraintes multi-axiales. Pour la fissuration à chaud du métal déposé et la formation de pores ou d'inclusions, les propriétés du métal de base jouent

également un rôle. En principe tout au moins, l'examen de la résilience du métal de base devrait dès lors être complété par des essais effectués sur la soudure et la zone de transition. Pour les aciers faiblement carburés et pratiquement non alliés, on peut se dispenser de tels essais pour les ouvrages courants, à condition que l'on connaisse bien le problème et que l'on prenne les précautions nécessaires, par exemple dans le choix des électrodes.

Qualité et contrôles

Dans leurs mémoires, M. DIXON, M. CH. DUBAS et M. THOMPSON se sont occupés des problèmes que pose l'exécution des ouvrages soudés, et plus spécialement de la question de la qualité et du contrôle nécessaire à son obtention et à son maintien.

Pour réaliser une construction soudée de haute qualité, il faudra d'abord mettre en œuvre un matériau bien adapté. A l'heure actuelle, ce choix sera guidé avant tout par des considérations relatives à la fragilité, problème dont nous venons de parler, en indiquant brièvement les principaux facteurs à considérer. Ajoutons simplement ici que le choix des électrodes joue un rôle important; dans certaines conditions, une électrode de haute qualité permettra de fixer des exigences moins sévères pour l'acier. Nous pensons spécialement aux électrodes basiques, peu sensibles à la fragilité et aux impuretés du métal de base.

C'est en principe lors de la réception aux laminoirs que s'opérera le contrôle des propriétés de l'acier. Cependant, pour les charpentes ordinaires, on renonce souvent à prévoir une véritable recette et les fers parviennent à l'utilisateur sans contrôle d'un organisme indépendant, quelquefois même sans contrôle de l'aciérie. On peut se demander si, par suite de l'importance prise par les problèmes de fragilité en construction soudée, les entreprises de charpente métallique n'en arriveront pas à disposer d'un petit laboratoire d'essais, permettant d'effectuer des analyses chimiques et métallographiques simples, de déterminer les caractéristiques mécaniques des aciers, en particulier les résiliences, et même de s'assurer, par des contrôles aux ultrasons, de l'absence de doublures, malheureusement fréquentes dans les aciers de qualité calmés à l'aluminium. Dans certains pays, quelques entreprises ont déjà adopté cette solution, spécialement celles qui fabriquent aussi de la grosse chaudronnerie. Bien entendu, ce laboratoire s'occupera aussi des contrôles destructifs et non destructifs des soudures, dont nous parlerons par la suite.

Quant au bureau d'études, il devra fixer la conception générale de l'ouvrage et les détails constructifs, en tenant compte non seulement des avantages mais aussi des exigences spécifiques de la soudure. On évitera en particulier tout ce qui peut provoquer des accumulations de tensions; celles-ci diminuent en effet la résistance à la fatigue et augmentent le danger de rupture fragile. On s'efforcera d'assurer une transmission des efforts aussi fluide que possible et de veiller à faciliter les adaptations plastiques.

Lors de l'établissement des dessins, les bureaux d'études devront toujours travailler en étroite collaboration avec les organes d'exécution. Il faut en effet rendre la fabrication aussi aisée que possible, ce qui diminue la probabilité d'obtenir des défauts graves. Souvent il est recommandable et avantageux d'établir un plan de soudage détaillé, tenant compte des propriétés des électrodes utilisées. Ce plan ne peut d'ailleurs être qu'un compromis puisqu'il s'agit de limiter à la fois deux phénomènes antagonistes: les contraintes résiduelles et les déformations de retrait.

La préparation du travail d'atelier s'étendra également à la question des traitements thermiques (préchauffage, recuit) et à l'étude des dispositifs destinés à faciliter la soudure dans des positions aisées (manipulateurs, positionneurs). Comme le remarque M. DIXON, une préparation poussée est toujours indiquée; tout en permettant d'améliorer la qualité, elle conduira souvent à une économie de main-d'œuvre.

La qualité d'une construction soudée dépend naturellement très largement de l'excellence du travail à l'atelier. Tout d'abord, les éléments seront soigneusement préparés. Il n'est peut-être pas nécessaire d'imposer partout le rabotage comme le suggère M. THOMPSON, mais il n'en reste pas moins que des coupes et des chanfreins réguliers facilitent le travail d'assemblage et de soudure, tout en diminuant le risque d'obtenir des pores.

L'effort principal portera cependant sur la surveillance du travail de soudure proprement dit. Pour cela, un contrôle serré des soudeurs, plutôt que des soudures, est indispensable. Le contrôle commencera pendant l'opération de soudage; il s'étendra au gougeage et à la reprise à l'envers. Remarquons ici que certains détails, peu importants au premier abord, peuvent être en réalité décisifs pour la sécurité; ainsi l'amorçage de l'arc sur la pièce à souder provoque éventuellement une entaille, nuisible quand l'acier est fragile. Ce danger est mis en évidence par l'un des essais de M. FALTUS.

L'examen des soudures terminées revêt une importance toute spéciale. Le contrôle portera d'abord sur les dimensions réalisées, qui doivent être conformes aux indications des dessins, et sur l'aspect extérieur de la soudure, très révélateur à un œil exercé. C'est cependant l'examen radiographique (ou gammagraphique), complété éventuellement par un contrôle ultrasonique, qui fournira les renseignements les plus importants. Il permet d'éduquer les soudeurs et d'améliorer leur technique, ce qui se ressentira également dans les ouvrages non vérifiés spécialement.

Les contrôles destructifs sur coupons donnent par contre plutôt des indications sur la qualité de l'acier et du métal d'apport et sur leur compatibilité. Quant aux essais de charge (ou de mise en pression), bien que très recommandables, ils ne révèlent que certains défauts de conception et d'exécution; leur valeur, surtout d'ordre subjectif et psychologique, est donc loin d'être absolue.

Mentionnons pour terminer le contrôle final des dimensions géométriques des pièces terminées, qui montrera avec quelle précision les dessins ont été

respectés. M. THOMPSON traite en détail les précautions à prendre: dressage, déformation préalable des semelles, contreflèches supplémentaires, mise en longueur, etc...

Conclusions

Comme tous les ouvrages de l'ingénieur, les constructions soudées doivent remplir à la fois des conditions de sécurité et d'économie.

Le problème de la sécurité, dans les ouvrages soudés, a deux aspects, puisqu'il est indispensable de se couvrir aussi bien contre le danger de ruptures par décohésion que contre l'apparition de sollicitations trop élevées, pouvant amener la ruine de l'ouvrage.

La question de la fragilité ne peut être résolue que par le choix d'un acier approprié, compte tenu des dispositions constructives adoptées et de l'influence des procédés de fabrication. Remarquons à ce sujet que, souvent, il est pratiquement inutile de réduire, même fortement, les taux de travail; cela conduirait en effet à prévoir des épaisseurs plus fortes, en aggravant ainsi le danger de rupture fragile.

L'autre aspect de la sécurité, celui relatif aux sollicitations dues aux charges extérieures, est plus familier aux ingénieurs, car il est commun à tous les modes de construction. Qu'il s'agisse de la ruine plastique ou de la fatigue, la résistance dépend avant tout des contraintes de service et assez peu, ou pas du tout, des tensions internes. Même en construction soudée, il est donc en principe loisible, une fois résolu le problème de la fragilité, de réduire les exigences du contrôle de fabrication et de tenter de compenser l'effet des défauts possibles en limitant les contraintes admissibles. On voit bien cependant ce qu'un tel procédé a d'aléatoire quant à la sécurité effective de l'ouvrage. Ce procédé est-il au moins *économique?* Nous ne le pensons pas.

Par rapport aux économies réalisées sur la matière première, les frais supplémentaires provoqués par des exigences plus sévères sont en effet relativement modérés, tant pour le coût du contrôle proprement dit (personnel, laboratoire, équipement, films, etc.), que pour l'augmentation éventuelle de la main d'œuvre, due à une diminution du rendement. M. DIXON donne à ce sujet des précisions intéressantes et il rappelle que cette diminution, importante pendant la période d'introduction des nouvelles mesures, devient modeste par la suite. Dans certains cas même, l'adoption d'un contrôle plus strict peut réduire le nombre d'heures de fabrication; en effet, selon M. DIXON, le bureau d'études avait auparavant tendance à prendre trop de précautions en prescrivant, par exemple, des épaisseurs et des longueurs de cordons exagérées. Remarquons enfin que l'amélioration de la qualité se manifestera pour l'ensemble de la production: un atelier soumis à une organisation donnée produit une qualité moyenne déterminée, pratiquement indépendante des pièces sur lesquelles porte effectivement le contrôle.

A notre avis, la qualité paie donc à la longue; l'expérience de nombreux ateliers de fabrication le prouve. Comme le soulignent M. DIXON et M. CH. DUBAS, la différence qui existait, il y a quelques années encore, entre le domaine de la grosse chaudronnerie et celui de la charpente métallique tend à se combler; la haute qualité, exigée par des considérations de sécurité dans le domaine des conduites forcées et des récipients sous pression, a montré aussi ses avantages dans le domaine des ponts et charpentes.

b) Boulons à haute résistance

Il n'y a guère plus d'une dizaine d'années que l'usage des boulons précontraints à haute résistance (boulons *HR*) a commencé à se répandre aux Etats-Unis dans le domaine des ponts et charpentes; en Europe, leur utilisation est encore plus récente. Il s'agit donc d'un mode d'assemblage relativement nouveau et qui figure pour la première fois au programme de nos congrès. Remarquons cependant que les constructeurs de machines emploient depuis longtemps les boulons à serrage intensif pour reprendre des efforts de traction et même, dans certains cas particuliers, des efforts de cisaillement (accouplements préserrés).

En construction métallique également, l'influence favorable de la friction sur le comportement des assemblages était bien connue et l'on pouvait, en principe, envisager des efforts transmis uniquement par frottement, grâce à une précontrainte transversale énergique. Il a fallu néanmoins des années de recherches pour vaincre les difficultés principales: obtenir économiquement un serrage contrôlable et durable, avec une friction aussi élevée que possible.

Le problème semble aujourd'hui en grande partie résolu; des règles d'utilisation ont été établies et les boulons *HR* ont conquis un champ d'applications important et varié. A l'aide des quatre contributions présentées, nous allons tenter de donner un aperçu succint de nos connaissances actuelles, en rappelant les principaux résultats des recherches et les particularités de la mise en œuvre.

Mode d'action des boulons à haute résistance

On n'ignore pas que la tige des rivets correctement posés est soumise, par l'effet du retrait thermique, à des tractions dépassant la limite élastique, ce qui permet de transmettre certains efforts par friction. Le serrage des boulons ordinaires, noirs ou tournés, produit le même effet. Toutefois, comme la limite élastique des rivets et des boulons ordinaires est relativement peu élevée, ces forces de serrage sont modérées; leur valeur effective, d'ailleurs difficilement contrôlable en pratique, varie dans de larges proportions selon les conditions d'exécution; avec le temps, on peut même arriver au desserrage complet de certaines attaches soumises à des efforts dynamiques.

Dans le calcul des assemblages classiques, il serait donc imprudent de tenir compte de la friction; on ne considère que le cisaillement des tiges et la pression latérale, facteurs décisifs dès que le frottement est vaincu.

Dans les assemblages boulonnés *HR*, les rôles sont inversés: les efforts de serrage et de frottement sont primordiaux pour le calcul, et la charge de glissement est la grandeur caractéristique, déterminante pour évaluer la sécurité. La résistance au cisaillement et la pression latérale n'interviennent par contre qu'au moment de la rupture. Pour que les hypothèses de calcul soient satisfaites, il faudra donc mettre en œuvre un préserrage contrôlé et durable, et réaliser un coefficient de frottement déterminé. Nous verrons par la suite comment on s'efforce de remplir ces conditions impératives.

Les boulons *HR* peuvent être également utilisés pour transmettre des efforts de traction agissant parallèlement à leur axe. Ils travaillent alors en principe comme des boulons ordinaires; leur haute résistance et la précontrainte élevée leur confèrent cependant des avantages certains.

Forme et caractéristiques des boulons à haute résistance

Les coefficients de frottement obtenus dans les assemblages par friction étant sensiblement inférieurs à 1, les boulons *HR* devront être fortement précontraints pour être capables de transmettre des efforts égaux ou supérieurs à ceux repris par les rivets ou boulons ordinaires. Comme son nom l'indique, le boulon *HR* présentera donc des caractéristiques mécaniques très élevées. Selon les pays, les dénominations et les prescriptions varient, avec des résistances à la rupture comprises entre 70 kg/mm² (B.S. 1083, R 45/55) et 120 kg/mm² (DIN 267,12 K) et des limites élastiques comprises entre 53 et 108 kg/mm². Il est naturellement tentant d'utiliser des boulons à très haute résistance, mais il ne faut pas oublier que leur allongement à la rupture est réduit, ce qui peut conduire à certaines difficultés lors de la pose.

Extérieurement, un boulon *HR* ne se distingue guère d'un boulon ordinaire. Le rayon du congé de raccordement entre le fût et la tête a cependant été augmenté, l'expérience ayant montré qu'il s'agissait d'un point faible. D'autre part, le boulon est toujours utilisé avec deux rondelles, l'une sous la tête, l'autre sous l'écrou. Ces rondelles sont en acier dur et elles répartissent sur les pièces à assembler les efforts de serrage, prévenant ainsi des déformations plastiques trop grandes, qui causeraient avec le temps une réduction sensible de la précontrainte. Des précautions spéciales pour empêcher le desserrage des écrous ne sont pas nécessaires. Quant aux trous, leur diamètre peut être sans danger supérieur à celui du fût puisque le boulon ne travaille normalement ni au cisaillement, ni à la pression latérale; le jeu vaut généralement 1 à 1½ mm, ce qui facilite le perçage et permet éventuellement de supprimer l'alésage au montage.

Recherches relatives aux efforts de serrage et de friction

La mise au point du nouveau moyen d'assemblage par friction a nécessité des essais nombreux et des études poussées. Commencées et poursuivies pendant de longues années aux Etats-Unis, ces recherches ont été également développées en Europe, spécialement en Allemagne. Les mémoires de M. BERRIDGE, de MM. WRIGHT et LEWIS et de M. STEINHARDT en donnent l'historique et nous nous contenterons de résumer les principaux résultats expérimentaux. Nous parlerons d'abord des essais relatifs aux efforts de serrage et de friction.

Le premier problème qui se pose est celui de *mesurer l'effort de précontrainte* appliqué. Pour ce faire, on a cherché la relation qui lie le couple de torsion M_t exercé sur l'écrou, relativement facile à déterminer, à l'effort de serrage P engendré dans la tige. Cette formule s'écrit:

$$M_t = k \times d \times P,$$

d désignant le diamètre nominal du boulon et k, un coefficient sans dimensions. Ce coefficient dépend à la fois du filetage et des conditions des frottements internes, c'est-à-dire des matériaux, de l'état de surface, du degré de lubrification, et même de la forme des filets et du procédé de fabrication, ainsi qu'il ressort du mémoire de M. BERRIDGE. Pour des boulons convenablement graissés d'un type déterminé, la dispersion des valeurs expérimentales de k est cependant acceptable, de l'ordre de 5 à 10%. Comme la mesure du moment appliqué est elle-même affectée d'une erreur, pouvant atteindre 10%, la précontrainte effective ne sera pas connue très exactement, d'où une certaine insécurité. Il existe bien des dispositifs de contrôle qui permettent de calibrer les clefs utilisées en mesurant les tensions d'un boulon étalon, ce qui supprime une partie des causes d'erreur. Cependant il serait utile de disposer d'un appareil simple permettant la mesure directe et précise de l'effort de serrage effectif des boulons posés.

On peut d'ailleurs éluder la difficulté en substituant à la mesure précise de l'effort une évaluation grossière de l'allongement; c'est le principe de la méthode dite «part-torque part-turn» citée par M. BERRIDGE et par MM. WRIGHT et LEWIS. Le boulon est serré d'abord à fond à la main, c'est-à-dire à une valeur comprise entre ¼ et ¾ de l'effort nominal. On tourne ensuite l'écrou de ½ à 1 tour, à l'aide d'une clef pneumatique, ce qui introduit dans la tige des tensions supérieures à la limite élastique conventionnelle (0,2%). A cause du comportement plastique de l'acier, ces tensions dépendent assez peu de la précontrainte initiale du boulon serré à la main, comme cela ressort du diagramme figurant dans le mémoire de MM. WRIGHT et LEWIS. Pour provoquer la rupture, il faudrait encore donner 1 à 2 tours supplémentaires d'écrou; la marge contre les imprécisions de montage paraît donc suffisante.

Cette méthode de serrage au «tour d'écrou» est utilisée surtout dans les

pays anglo-saxons; elle est séduisante au premier abord puisqu'elle permet d'obtenir des préserrages énergiques et relativement précis sans un équipement coûteux. Une précontrainte dépassant la limite élastique pourrait cependant exercer une influence fâcheuse sur la sécurité de l'assemblage. Il est vrai que les rivets posés à chaud sont sollicités de la même façon, mais ils sont plus doux que les boulons *HR* et possèdent une réserve plastique bien supérieure. Quant aux effets de la relaxation, il est improbable qu'ils ne se manifestent pas dangereusement à la longue. Comme le remarquent MM. WRIGHT et LEWIS, la prudence paraît surtout s'imposer pour les assemblages sollicités par des efforts agissant parallèlement à l'axe des boulons.

Des recherches plus poussées semblent donc nécessaires pour élucider la question de la précontrainte admissible dans les boulons *HR*, en tenant compte de l'influence de la relaxation ou du fluage.

L'effort que peut transmettre un boulon *HR* dépend non seulement de la valeur du préserrage mais encore du *coefficient de frottement* des surfaces en contact. Aux Etats-Unis on n'avait, au début, pas approfondi cet aspect du problème. Le but des essais était en effet bien délimité: déterminer dans quelles conditions un rivet peut être remplacé par un boulon *HR* correspondant. Comme les contraintes de cisaillement admissibles dans les rivets sont peu élevées aux Etats-Unis, un coefficient de frottement de 0,25 à 0,30 est suffisant, pourvu que la précontrainte s'élève à environ 5 t/cm^2. Des frictions de cet ordre sont atteintes sans difficulté si les surfaces sont propres, exemptes d'huile, de peinture, etc...

En Allemagne, par contre, on a accordé d'emblée une attention spéciale à la question du frottement et on a cherché à améliorer le coefficient de friction par un traitement approprié. Comme l'indique M. STEINHARDT, c'est le décapage au jet de sable ou au chalumeau qui a donné les meilleurs résultats, soit un coefficient minimum de 0,45 pour l'acier doux 37 et de 0,60 pour l'acier 52. Pour l'acier doux, ces valeurs sont corroborées par les essais entrepris dans d'autres pays.

Recherches relatives à la résistance des assemblages

Nous considérerons tout d'abord les assemblages où les efforts agissent *perpendiculairement à l'axe des boulons* et sont transmis par friction, pratiquement sans aucun déplacement relatif des surfaces en contact. L'assemblage est donc très rigide et la répartition des efforts sur les différents boulons sera loin d'être uniforme: les boulons extrêmes reprendront pratiquement toute la force et les autres seront inopérants. Lorsque la charge de glissement du premier boulon sera dépassée, le second commencera à agir efficacement et ainsi de suite, jusqu'au moment où l'effort appliqué égalera la somme des frictions des boulons. L'ensemble de l'assemblage se mettra alors en mouvement pour ne s'arrêter que lorsque les boulons seront venus en contact avec les bords des

trous: on aura atteint la charge de glissement critique, grandeur caractéristique de l'assemblage par friction. Pour un effort supérieur, le mode d'action des boulons *HR* commencera à se rapprocher de celui des rivets et boulons ordinaires, et la rupture *statique* sera en principe semblable à celle des assemblages classiques; en particulier, la charge de rupture, en général bien supérieure à celle de glissement, ne dépendra pratiquement ni du préserrage initial ni de l'état des surfaces en contact.

On sait que la résistance des éléments d'ouvrage soumis à la *fatigue* est fonction de la concentration inévitable des contraintes au droit des discontinuités, trous et entailles de toutes sortes. Les assemblages à haute résistance transmettent les efforts par frottement des surfaces, ce qui réduit considérablement les pointes de tensions. Leur résistance à la fatigue sera donc supérieure à celle des éprouvettes forées et des assemblages rivés. Dans la plupart des essais, les ruptures se sont produites dans la section non déforcée.

Comme nous l'avons signalé, la répartition longitudinale des efforts dans un assemblage très rigide — tel celui à friction — est caractérisée par une concentration aux extrémités de l'assemblage. Pour des sollicitations dynamiques, on peut se demander si une égalisation des efforts des boulons par petits glissements relatifs se produit comme dans les attaches soumises à une sollicitation statique. L'influence de ces glissements sur la valeur de la friction serait d'ailleurs à étudier puisque des essais récents effectués en Allemagne de l'Est montrent une forte diminution des frottements lorsque les pièces assemblées ont déjà subi une série de glissements. Il conviendrait également d'étendre les recherches au domaine, très important pour la pratique, des sollicitations répétées en nombre modéré, jusqu'à obtenir le raccordement avec les essais statiques.

Quant aux assemblages soumis à des efforts agissant *parallèlement à l'axe des boulons*, ils sont encore assez mal connus. Par suite de la précontrainte, les forces extérieures de traction ne provoquent qu'une faible augmentation de la tension des boulons tant que l'assemblage ne décolle pas. Il en résulte une diminution importante des déformations de l'attache et une augmentation appréciable de la résistance à la fatigue. Les recherches dans ce domaine sont activement poussées et l'on obtiendra certainement sous peu des résultats intéressants.

Prescriptions

Nous remarquerons simplement ici que les règles américaines actuelles, comme les essais qui ont permis de les établir, se rapportent au remplacement des rivets par des boulons *HR*, tandis que les normes allemandes considèrent les boulons *HR* comme un moyen d'assemblage foncièrement nouveau. Cette manière de voir nous semble plus indiquée et elle est en train de s'imposer également aux Etats-Unis.

C'est donc par rapport à la charge de glissement que l'on déterminera la

sécurité de l'assemblage. Pour les éléments soumis à des sollicitations statiques, on pourra toutefois tenir compte de la marge de résistance jusqu'à la rupture. Il ne faut cependant pas oublier que les glissements des assemblages *HR* sont importants, à cause du jeu dans les trous, et que les déformations d'ensemble des ouvrages que ces déplacements peuvent provoquer sont inacceptables en certains cas.

Mise en œuvre et équipement

Pour satisfaire aux hypothèses de calcul, il est indispensable que les forces de friction admises soient effectivement atteintes; l'effort de serrage et le coefficient de frottement devront donc être contrôlés soigneusement lors du montage.

Pour obtenir une précontrainte déterminée, on peut, comme nous l'avons indiqué, mesurer le moment de serrage ou tourner l'écrou d'un certain angle. Le premier procédé a été utilisé dès le début; il est encore très répandu et c'est même le seul autorisé en Europe continentale. Dans son mémoire, M. BERRIDGE décrit en détail les différents types de clefs employées, dynamométriques ou à air comprimé. Mentionnons également les boulons nouveaux à «autoréaction»: la réaction du moment de serrage appliqué à l'écrou est transmise à une prolongation de la tige du boulon, ce qui décharge l'opérateur. En prévoyant une rainure calibrée entre la tige et sa prolongation, on crée une section déforcée qui rompt en torsion dès que l'on atteint un moment déterminé, dépendant de la résistance effective du boulon; le contrôle se fait donc par le boulon lui-même, qui porte le nom de «Torshear».

Comme l'indique M. STEINHARDT, la valeur du coefficient de frottement est également mesurable au chantier.

L'ordre dans lequel on serre les boulons doit être déterminé avec soin. Sans cela, les boulons mis d'abord en précontrainte pourraient ne plus avoir à la fin l'effort de serrage désiré.

Applications des boulons à haute résistance

Le mémoire de M. BERRIDGE, qui décrit les nombreuses utilisations de boulons *HR* sur le réseau des «British Railways», montre bien la variété des applications possibles.

C'est à un mode d'emploi spécial qu'est consacré le mémoire de M. SATTLER. Il s'agit de la liaison de la poutre en acier à la dalle en béton dans les ouvrages mixtes. Les essais décrits par M. SATTLER indiquent que, moyennant certaines précautions, il est possible de remplacer les chevilles, toujours dispendieuses, par des boulons *HR* serrant vigoureusement la dalle contre la membrure. Les efforts sont transmis par frottement, avec un coefficient de l'ordre de 0,45. La charge de rupture statique est bien supérieure à celle provoquant le début du glissement. Des essais complémentaires seront nécessaires pour déterminer le comportement à la fatigue de ces liaisons.

Comme chaque dispositif d'assemblage, les boulons *HR* ont leurs particularités qui influencent considérablement la conception des attaches et même des ouvrages. Il se dessine une évolution un peu semblable à celle des constructions soudées, bien que plus limitée, et qui donnera à l'assemblage *HR* ses formes spécifiques propres, différentes de la rivure. En particulier, la rigidité très grande des assemblages par friction et la concentration des efforts aux extrémités qui en résulte obligent à prévoir des attaches aussi courtes que possible; on essayera également d'améliorer la répartition longitudinale, par exemple en étudiant spécialement la forme des goussets ou en reprenant le poids propre par les boulons intérieurs seuls.

Parlons encore pour terminer des avantages économiques que l'on peut retirer de l'emploi des boulons *HR*. Actuellement, les boulons, en eux-mêmes, sont plus chers que les rivets. Cependant la préparation plus simple en atelier des éléments de l'attache et surtout la pose au montage plus rapide et moins bruyante, avec une équipe réduite et un outillage modéré, permettent de compenser plus ou moins largement la différence. Ainsi, dans les pays à salaires élevés, comme les Etats-Unis, les rivets de montage ont presque complètement disparu. Par ailleurs, si paradoxal que cela puisse paraître, le développement de la soudure, en provoquant une pénurie de riveurs qualifiés, a favorisé l'extension des boulons *HR*.

Conclusions

Avec le boulon *HR*, le constructeur dispose d'un nouveau mode d'assemblage, aux caractéristiques très intéressantes. Nous en avons rappelé brièvement les avantages techniques et économiques, tout en soulignant les lacunes de nos connaissances et les difficultés inhérentes à une mise en œuvre correcte.

A notre avis, une certaine prudence s'impose encore dans l'emploi des boulons *HR*; il n'est en effet pas exclu que les efforts de serrage (relaxation), et même les coefficients de frottement, ne varient plus fortement avec le temps que ne le laissent supposer les résultats des essais de relativement courte durée acquis actuellement. Ce problème est de la plus haute importance pour les assemblages sollicités à la fatigue, dont la marge de résistance entre le glissement et la rupture est très faible.

Generalbericht

a) Schweißung

Die Forschung auf dem Gebiet der Schweißung hat in den letzten Jahren einen derartigen Umfang angenommen, daß es uns absolut unmöglich ist, hier auch nur eine summarische Übersicht zu geben. Wir beschränken uns daher auf die Probleme, welche in den sechs vorliegenden Abhandlungen behandelt wurden und welche besonders die Ingenieure des Brücken- und Hochbaus interessieren.

Der Einfluß der Längsspannungen in Kehlnähten

Die erste Abhandlung von F. FALTUS ist ein vorwiegend auf Versuchen basierender Bericht über den Einfluß der Längsspannungen in hauptsächlich auf Schub beanspruchten Kehlnähten. Es sei daran erinnert, daß dieses Problem am Kongreß von Lissabon von G. WÄSTLUND und L. ÖSTLUND angeschnitten wurde.

Die Probestäbe, welche F. FALTUS für seine Versuche verwendete, bestehen aus zwei gleichen Teilen, die 1 : 10 abgeschrägt, mit Flankennähten verbunden sind. Bei dieser Anordnung sollten die Längsspannungen praktisch konstant und die Schubspannungen gleichförmig verteilt sein. Diese Versuche würden also prinzipiell erlauben, die Wirkung des plastischen Ausgleichs der Schubspannungen auszuschalten und dadurch den Einfluß der Längsbeanspruchungen der Naht klarer aufzudecken. Die Streuung der Werte der Vergleichsspannung, berechnet nach der Hypothese von der Konstanz der Gestaltänderungsarbeit, ist bedeutend; dies läßt sich leicht erklären, wenn man bedenkt, daß sich diese Theorie auf den Fließzustand und nicht auf den Bruch bezieht. Die Versuchsergebnisse zeigen hingegen klar, daß die Längsspannungen die Schubfestigkeit der Kehlnähte merklich vermindern.

Die Sprödbrüche

Es ist sicher nicht notwendig, hier die Brüche in Erinnerung zu rufen, die in geschweißten Konstruktionen, vor allem in Brücken, Schiffen und Druckleitungen aufgetreten sind. Obschon die Zahl der schweren Schadenfälle im Vergleich zu den ausgeführten Bauwerken relativ klein ist, sind diese Brüche ebenso symptomatisch wie lästig: sie haben das Vertrauen, das man in die Schweißung setzte, stark erschüttert und dadurch unzweifelhaft ihre Ausbreitung verzögert. Die Untersuchungen zur Aufklärung der Ursachen dieser Schadenfälle haben indessen zu neuen Fortschritten der Technik beigetragen, indem sie das Problem der Sprödbruchanfälligkeit der Baustähle in den Vordergrund rückten; dieses ist hauptsächlich für die geschweißten Konstruktionen

von Bedeutung, obwohl es auch bei genieteten Bauwerken eine gewisse Rolle spielt. Diese Frage wird in der zweiten Abhandlung von F. FALTUS und in derjenigen von K. RÜHL behandelt.

In seinem Aufsatz gibt K. RÜHL eine allgemeine Übersicht der heutigen Kenntnisse auf dem Gebiet der Sprödbrüche; er weist auf die noch bestehenden bedeutenden Lücken hin, welche nur durch *systematische* theoretische und experimentelle Forschung ausgefüllt werden können.

Bekanntlich wird die Verformungsfähigkeit eines bestimmten Stahles gegebenen Mikrogefüges vor allem vom Spannungszustand, der Temperatur und von der Beanspruchungsgeschwindigkeit beeinflußt. Wenn sich einer dieser Faktoren ändert, so folgt die zur Herbeiführung des Bruches notwendige Energie im allgemeinen nicht einem regelmäßigen Gesetz; die Versuche, die sich hauptsächlich auf den Einfluß der Temperatur beziehen, zeigen, daß diese Arbeitsaufnahme — ausgedrückt durch die Kerbschlagzähigkeit — innerhalb einem engen Temperaturbereich einen plötzlichen Abfall, den sogenannten Steilabfall, auf einen sehr kleinen Wert erleidet. Diese Temperatur, welche als Übergangs- oder Versprödungstemperatur bezeichnet wird, trennt das Gebiet der Brüche mit großer Dehnung von dem der Sprödbrüche. Mit zunehmender Beanspruchungsgeschwindigkeit und mit zunehmender Verschärfung des Spannungszustandes wird das Steilabfallgebiet zu höheren Temperaturen verschoben. Diese Eigenschaften des Stahles sind längst bekannt. Es genügt, wenn wir hier die Arbeiten von CONSIDÈRE, LE CHÂTELIER, FRÉMONT, ISOD, CHARPY usw., deren einige aus dem letzten Jahrhundert stammen, in Erinnerung rufen.

Über Ursachen und Gesetzmäßigkeit dieser Erscheinungen herrschen aber verschiedene Meinungen; ganz besonders gilt dies für den Zusammenhang zwischen der kritischen Temperatur und dem Spannungszustand. Wie K. RÜHL bemerkt, ist dies in der Praxis kaum von Nachteil, weil es sozusagen unmöglich ist, in jedem Punkt eines Bauwerkes den totalen Spannungszustand zu bestimmen, da dieser weitgehend von den Eigenspannungen abhängt, welche sich der Berechnung entziehen.

Die Untersuchung der verschiedenen, durch Sprödbrüche verursachten Schadenfälle beweist nach K. RÜHL, daß das Verhalten eines Bauwerkes als ganzes ähnliche Merkmale aufweist wie die Kerbschlagversuche. Auch hier erhält man entweder Sprödbrüche mit sozusagen kleiner Dehnung, die ohne vorherige Anzeichen auftreten, oder aber Brüche mit großer Dehnung. Andererseits gibt es auch hier, wie beim Kerbschlagversuch, zwischen den beiden Brucharten eine ziemlich eng begrenzte Übergangstemperatur.

Auf diesem Gebiet gibt es nur wenige Versuchsergebnisse. Deshalb wird man die Abhandlung von F. FALTUS mit Interesse lesen, welche sich auf den Einfluß von angeschweißten Knotenblechen auf die Sprödbruchempfindlichkeit der Biegeträger bezieht. Für die in den beschriebenen Versuchen verwendeten Stähle liegt die kritische Temperatur fast immer über $-40°$, welcher Form

die an die Zuggurte angeschweißten Knotenbleche auch seien. Erzeugt man aber durch punktweises Erhitzen innere Druckspannungen im Gebiet des Überganges, so treten Trennbrüche nur noch bei Knotenblechen ohne progressiven Übergang auf. Diese Versuche zeigen somit den Einfluß des Spannungszustandes, sei er nun durch Eigenspannungen oder durch konstruktive Unstetigkeitsstellen bedingt.

Es wäre lehrreich gewesen, wenn man für jede Knotenblechform und für jede verwendete Stahlsorte die Temperaturlage des Steilabfallgebietes von zähem zu sprödem Bruch festgestellt und diese Ergebnisse mit den kritischen Temperaturen aus den Kerbschlagversuchen verglichen hätte.

Diese Seite des Problems interessiert in der Tat besonders den Konstrukteur, welcher die für ein geschweißtes Bauwerk zu verwendende Stahlgüte zu bestimmen hat. Wohlverstanden ist es aus Wirtschaftlichkeits- und Konkurrenzgründen ausgeschlossen, nur Sonderstähle allerbester Qualität zu verwenden: Man wählt daher aus den verschiedenen Qualitäten, welche in den Normen aufgeführt sind oder von den Stahlwerken angeboten werden, diejenige aus, welche bei den gegebenen Bedingungen gerade ausreichend gut ist.

Die heute verfügbaren Baustähle werden normalerweise, was ihre Sprödbruchanfälligkeit betrifft, mit Hilfe der Ergebnisse von Kerbschlagversuchen klassiert. Dabei spielen zwei hauptsächliche Parameter eine Rolle: die Temperatur und die Art der Kerbe, welche die Schärfe des räumlichen Spannungszustandes bestimmt. Man kann demnach mit variablen kritischen Temperaturen bei einer bestimmten Kerbform oder mit Kerben zunehmender Schärfe bei einer bestimmten Temperatur arbeiten; die beiden Systeme lassen sich auch kombinieren. Für weitere Einzelheiten wird z. B. auf die Empfehlung der Kommission IX des International Institute of Welding (Vorschlag BONHOMME), auf die neue deutsche Norm DIN 17100 oder auf die englische Norm B.S. 2762 verwiesen. Es sei hier nur festgehalten, daß der Begriff der kritischen Temperatur n den Vorschriften nicht explizit enthalten ist; man hat sich damit begnügt, für die Kerbzähigkeit einen relativ kleinen Wert festzusetzen, welcher bei gegebener Temperatur noch erreicht werden muß.

Um die geeignete Stahlgüte wählen zu können, sollte man natürlich den Zusammenhang zwischen der Sprödbruchneigung des geschweißten Bauwerkes — oder des Bauteiles — und derjenigen des durch Versuche an Probestäben charakterisierten Werkstoffes genau kennen. Um dies zu erreichen, kann man z. B. untersuchen, welche Probenform die gleiche Übergangstemperatur aufweist wie der in Frage stehende Bauteil. Dieses Verfahren wendet H. M. SCHNADT an. K. RÜHL dagegen schlägt vor, nur eine Probenform zu verwenden und die Bauteile nach der Differenz zwischen ihrer Übergangstemperatur und derjenigen der Probestäbe zu klassieren. Im einen wie im andern Fall wird implizite angenommen, daß der Zusammenhang zwischen den Bauwerken und den Kerbschlagproben, welche zu deren Klassierung dienen, von der Stahlgüte unabhängig ist, was aber keinesfalls bewiesen ist.

Die wirkliche Schwierigkeit liegt also nicht im Klassieren der Stähle, sondern im Klassieren der Bauteile. Unserer Meinung nach genügen die experimentellen Grundlagen noch nicht, um eine einwandfreie Lösung des Problems zu erlauben. Unsere Kenntnisse über die Übergangstemperaturen der Bauwerke sind in der Tat sehr fragmentarisch, und man ist noch darauf angewiesen, den Einfluß der Hauptfaktoren abzuschätzen, die sowohl von der allgemeinen Gestaltung als auch von der Fertigungstechnik abhängen: Die Dicke, die Anordnung und die konstruktive Ausbildung, die Kaltverformungen während der Herstellung (Alterung), die verwendeten Elektroden, die angenommene Schweißreihenfolge (Schrumpfspannungen) und die bei der Ausführung angewendeten Vorsichtsmaßnahmen, das Spannungsfreiglühen, die Größe der Betriebsspannungen, vor allem der ständigen Spannungen usw. Allein schon die allerdings nur unvollständige Aufzählung dieser Faktoren zeigt, daß das Problem komplex ist und sich kaum auf ein einfaches Schema reduzieren läßt.

Die Sprödbruchanfälligkeit ist übrigens nicht die einzige Eigenschaft des Stahles, die berücksichtigt werden muß; diejenigen Eigenschaften, die einen Einfluß auf die Neigung zur Rissebildung oder auf das Entstehen von schweren Fehlern in den Schweißnähten und ihren Übergangszonen haben, sind auch von Bedeutung; es muß nämlich vermieden werden, daß durch das Schweißen scharfe Kerben entstehen, von welchen jede die Ausgangsstelle eines Bruches sein könnte. Die Kaltrissigkeit des Werkstoffes hängt aber stark von seiner Neigung zur Aufhärtung und von der Zähigkeit der Übergangszone unter mehrachsigem Spannungszustand ab. Für die Warmrissigkeit des Füllgutes und für die Bildung von Poren oder Schlackeneinschlüssen spielen die Eigenschaften des Grundwerkstoffes ebenfalls eine Rolle. Grundsätzlich sollte daher die Prüfung der Kerbschlagzähigkeit des Grundwerkstoffes durch Versuche an der Schweißnaht und ihrer Übergangszone ergänzt werden. Für die schwach kohlehaltigen und praktisch nicht legierten Stähle kann man für die üblichen Bauwerke auf solche Versuche verzichten, unter der Bedingung, daß man das Problem kennt und daß man die notwendigen Vorsichtsmaßnahmen trifft, z. B. in der Wahl der Elektroden.

Qualität und Kontrollen

In ihren Abhandlungen befassen sich D. C. C. Dixon, Ch. Dubas und J. D. Thompson mit den Problemen, die sich bei der Fertigung geschweißter Bauwerke stellen. Es handelt sich dabei besonders um die Frage der Qualität und der notwendigen Kontrolle, um sie zu erzielen und beizubehalten.

Um eine geschweißte Konstruktion hoher Güte zu erhalten, muß man in erster Linie das geeignete Material verwenden. Heute wird diese Wahl vorwiegend durch Überlegungen betreffend der Sprödbruchanfälligkeit bestimmt. Dieses Problem wurde bereits angeschnitten, indem wir kurz die wichtigsten zu berücksichtigenden Gesichtspunkte angaben. Fügen wir hier nur noch bei,

daß die Wahl der Elektroden eine wichtige Rolle spielt; in gewissen Fällen erlaubt die Verwendung hochwertiger Elektroden, an den Stahl weniger strenge Forderungen zu stellen. Wir denken insbesondere an die basischen Elektroden, welche nicht zur Versprödung neigen und gegen Unreinigkeiten im Grundwerkstoff wenig empfindlich sind.

Im allgemeinen werden die Gütewerte des Stahles bei der Abnahme im Walzwerk bestimmt. Indessen verzichtet man im gewöhnlichen Stahlhochbau oft auf eine eigentliche Abnahme, und die Eisen gelangen zum Verbraucher ohne Prüfung durch eine unabhängige Organisation, manchmal selbst ohne Kontrolle durch das Stahlwerk. Man kann sich fragen, ob infolge der Bedeutung, welche die Frage der Sprödbruchsicherheit bei geschweißten Konstruktionen erlangt hat, die Stahlbauunternehmen nicht über ein kleines Versuchslaboratorium verfügen sollten; dieses würde ihnen erlauben, einfache chemische und metallographische Analysen auszuführen und die mechanischen Kennwerte des Stahles zu bestimmen, insbesondere die Kerbschlagzähigkeit. Zudem könnte der Werkstoff auch mit Ultraschallgeräten auf Doppelungen geprüft werden, welche leider in mit Aluminium beruhigten Sonderstählen häufig auftreten. In einigen Ländern sind schon verschiedene Unternehmen zu dieser Lösung übergegangen, insbesondere jene, welche auch im Großkesselbau tätig sind. Dieses Laboratorium würde wohlverstanden auch die destruktive und zerstörungsfreie Prüfung der Schweißnähte übernehmen, von welchen wir später sprechen werden.

Das technische Büro seinerseits wird die allgemeine Gestaltung und die konstruktiven Einzelheiten der Bauwerke unter Beachtung nicht nur der Vorteile, sondern auch der spezifischen Forderungen der Schweißung entwerfen müssen. Man wird insbesondere alles vermeiden, was zu Spannungsanhäufungen führen kann, da diese die Ermüdungsfestigkeit verringern und die Trennbruchgefahr vergrößern. Man wird alles unternehmen, um einen möglichst flüssigen Kraftfluß sicherzustellen und die plastische Selbsthilfe des Stahles zu erleichtern.

Beim Erstellen der Zeichnungen sollen die technischen Büros in enger Zusammenarbeit mit der Werkstattleitung stehen. Die Fertigung muß in der Tat möglichst einfach gemacht werden; dadurch verringert sich die Wahrscheinlichkeit des Auftretens schwerer Fehler. Oft ist es empfehlenswert und vorteilhaft, einen detaillierten Schweißplan aufzustellen, welcher die Eigenschaften der zu verwendenden Elektroden berücksichtigt. Dieser Plan kann im übrigen nichts anderes als ein Kompromiß sein, denn es gilt gleichzeitig zwei gegensätzliche Phänomene zu begrenzen: die Schrumpfspannungen und die Schrumpfungen.

Die Arbeitsvorbereitung wird sich ebenfalls mit der Frage der thermischen Behandlungen (Vorwärmen, Spannungsfreiglühen) befassen sowie mit dem Einsatz von Einrichtungen, welche die Ausführung aller Schweißnähte in günstiger Lage erlauben sollen (z. B. Dreheinrichtungen). Nach D. C. C. Dixon

ist eine gründliche Vorbereitung immer angezeigt; einerseits führt sie zu einer Gütesteigerung, andererseits hilft sie oft Arbeitsstunden einsparen.

Die Qualität einer geschweißten Konstruktion hängt natürlich weitgehend von der Güte der Werkstattarbeit ab. Zuerst müssen die einzelnen Elemente sorgfältig vorbereitet werden. Es ist vielleicht nicht unbedingt notwendig, die mechanische Bearbeitung vor dem Schweißen so weit zu treiben, wie es J. D. THOMPSON vorschlägt, aber Tatsache ist, daß saubere Schnitte und Anschrägungen die Arbeit beim Zusammenbau und Schweißen erleichtern und gleichzeitig die Gefahr von Porenbildungen verkleinern.

Die größten Anstrengungen müssen aber bei der Überwachung der eigentlichen Schweißarbeiten unternommen werden. Um dies zu erreichen, ist eine strenge Prüfung der Schweißer noch fast wichtiger als diejenige der Schweißungen. Die Kontrolle beginnt beim Schweißen, wobei auch das wurzelseitige Auskreuzen und Nachschweißen umfaßt werden muß. Es sei hier bemerkt, daß gewisse, zuerst unbedeutend scheinende Einzelheiten in Wirklichkeit für die Sicherheit entscheidend sein können; so kann das Zünden des Lichtbogens auf dem Werkstück eine Kerbe verursachen, welche bei sprödem Stahl schädlich ist. Diese Gefahr wird durch einen der Versuche von F. FALTUS unterstrichen.

Die Prüfung der fertigen Schweißnähte ist von ganz besonderer Bedeutung. Zuerst wird man die Abmessungen kontrollieren, welche mit den Angaben auf den Zeichnungen übereinstimmen müssen, und das äußere Aussehen der Schweißnähte beurteilen, welches einem geübten Auge viel verraten kann. Die wichtigsten Auskünfte wird man jedoch durch Röntgen, eventuell verbunden mit einer Kontrolle durch Ultraschall, erhalten. Es erlaubt die Schweißer zu erziehen und ihre Technik zu verbessern, was sich auch auf die nicht geprüften Werkstücke auswirkt.

Die destruktiven Prüfungen an Probestücken geben dagegen eher Anhaltspunkte über die Güte des Stahles und des Zusatzwerkstoffes und über ihre gegenseitige Verträglichkeit. Was die Belastungsproben (oder Druckproben) anbetrifft, so ist zu sagen, daß sie, obwohl sehr empfehlenswert, nur gewisse Fehler des Entwurfes und der Ausführung aufzeigen. Ihr Wert, welcher vorwiegend subjektiv und psychologisch ist, ist weit davon entfernt, absolut zu sein.

Erwähnen wir zum Schluß die Kontrolle der geometrischen Abmessungen der fertigen Stücke, welche zeigt, mit welcher Genauigkeit die Masse der Zeichnungen eingehalten wurden. J. D. THOMPSON behandelt die vorzusehenden Vorsichtsmaßregeln im einzelnen: Richten, vorgängiges Deformieren der Gurtungen, zusätzliche Überhöhungen, Ablängen usw.

Schlußfolgerungen

Wie alle Ingenieurbauten müssen die geschweißten Konstruktionen gleichzeitig Sicherheits- und Wirtschaftlichkeitsbedingungen erfüllen.

Was die Sicherheit anbelangt, so sind bei den geschweißten Bauwerken zwei Gesichtspunkte zu berücksichtigen; einerseits muß man sich gegen Sprödbrüche und andererseits gegen das Auftreten zu hoher Beanspruchungen schützen, welche ein Versagen des Bauwerkes herbeiführen können.

Die Frage der Sprödbruchanfälligkeit kann nur durch die Wahl eines geeigneten Stahles gelöst werden; dabei müssen auch die konstruktiven Gegebenheiten sowie der Einfluß der Herstellungsvorgänge berücksichtigt werden. Bemerken wir hier, daß es praktisch keinen Sinn hat, die zulässigen Spannungen zu vermindern; dies würde zu größeren Dicken führen und würde somit die Sprödbruchanfälligkeit nur vergrößern.

Der andere Gesichtspunkt der Sicherheit, d. h. derjenige, welcher sich auf die Beanspruchung infolge äußerer Lasten bezieht, ist den Ingenieuren vertrauter, denn er ist allen Konstruktionsarten gemeinsam. Ob es sich um einen plastischen oder um einen Ermüdungsbruch handelt, beide Male hängt die Festigkeit vor allem von den Betriebsspannungen und wenig oder gar nicht von den inneren Spannungen ab. Selbst bei geschweißten Konstruktionen ist es also im Prinzip gestattet, sobald einmal das Problem der Sprödbruchanfälligkeit gelöst ist, die Forderungen der Fabrikationskontrollen zu verringern und zu versuchen, die Auswirkung möglicher Fehler durch Begrenzung der zulässigen Spannungen auszugleichen. Man sieht indessen leicht ein, daß bei diesem Vorgehen die wirkliche Sicherheit des Bauwerkes stark vom Zufall abhängt. Ist dieses Vorgehen wenigstens *wirtschaftlich?* Wir glauben es nicht.

Im Vergleich zu den Einsparungen auf dem Werkstoff sind die durch strengere Forderungen entstehenden Mehrkosten in der Tat relativ bescheiden. Dies gilt sowohl für die Kosten der eigentlichen Kontrollen (Personal, Labor, Ausrüstung, Filme usw.) wie für eine etwaige Erhöhung der Arbeitsstunden infolge kleinerer Leistung. D. C. C. Dixon gibt hierzu interessante Angaben und betont, daß diese Verringerung der Leistung, welche bei der Einführung neuer Maßnahmen bedeutend sein kann, mit der Zeit bescheiden wird. In bestimmten Fällen ist es sogar möglich, daß durch die strengeren Kontrollen die Fabrikationszeiten verringert werden können; nach D. C. C. Dixon hatte das Konstruktionsbüro vorher die Tendenz, zu vorsichtig zu sein, indem es z. B. übertriebene Dicken und Längen der Schweißnähte vorschrieb. Bemerken wir noch, daß sich die Güteverbesserung in der gesamten Produktion bemerkbar macht: bei gegebener Organisation produziert eine Werkstätte eine bestimmte mittlere Qualität, unabhängig davon, welche Stücke wirklich geprüft werden.

Unserer Ansicht nach macht sich die Qualität auf die Dauer bezahlt, dies beweist die Erfahrung verschiedener Werkstätten. D. C. C. Dixon und Ch.

DUBAS betonen, daß die Diskrepanz, welche noch vor wenigen Jahren zwischen dem Großkesselbau und dem Stahlbau bestand, im Schwinden begriffen ist; die hohe Güte, welche für die Druckleitungen und die Druckkessel aus Sicherheitsgründen gefordert werden muß, hat ihre Vorteile auch im Gebiet des Brücken- und Hochbaues bewiesen.

b) Hochfeste Schrauben

Es ist nur wenig mehr als ein Jahrzehnt her, daß sich die Verwendung hochfester vorgespannter Schrauben (HV-Schrauben) in den Vereinigten Staaten auf das Gebiet des Brücken- und Hochbaues auszudehnen begann; in Europa ist ihre Anwendung noch jüngeren Datums. Es handelt sich also um ein verhältnismäßig neues Verbindungsmittel, welches zum erstenmal im Programm unserer Kongresse erscheint. Es sei aber festgehalten, daß die Maschinenfabrikanten seit langem Schrauben mit hoher Klemmkraft zur Aufnahme von Zugkräften und in bestimmten Einzelfällen zur Aufnahme von Scherkräften (vorgespannte Kupplungen) verwenden.

Auch im Stahlbau war der günstige Einfluß der Reibung auf das Verhalten der Verbindungen wohlbekannt, und man konnte grundsätzlich die Übertragung von Kräften durch Reibung allein, dank einer starken Quervorspannung, ins Auge fassen. Indessen bedurfte es jahrelanger Versuche zur Überwindung der Hauptschwierigkeit, d. h. der wirtschaftlichen Erzeugung einer überprüfbaren und dauerhaften Klemmwirkung, verbunden mit einer möglichst großen Reibung.

Dieses Problem scheint heute zum größten Teil gelöst; es wurden Vorschriften aufgestellt, und die HV-Schrauben haben ein bedeutendes und vielfältiges Anwendungsgebiet erobert. Mit Hilfe der vier vorliegenden Beiträge wollen wir versuchen, eine kurz gefaßte Übersicht unserer heutigen Kenntnisse zu geben; dabei sollen die wichtigsten Versuchsergebnisse und die Besonderheiten bei der Ausführung in Erinnerung gerufen werden.

Wirkungsweise der hochfesten Schrauben

Es ist allgemein bekannt, daß der Schaft der korrekt gesetzten Niete infolge der verhinderten Verkürzung bei der Abkühlung Zugspannungen ausgesetzt ist, welche die Streckgrenze übersteigen. Dadurch können gewisse Kräfte durch Reibung übertragen werden. Das Anziehen der gewöhnlichen Schrauben, seien es schwarze oder gedrehte, hat die gleiche Wirkung. Da aber die Streckgrenze der gewöhnlichen Niete und Schrauben relativ niedrig liegt, sind diese Klemmkräfte bescheiden. Ihr tatsächlicher Wert, welcher in der Praxis übrigens sehr schwer zu bestimmen ist, schwankt je nach Ausführung in sehr weiten Grenzen. Im Laufe der Zeit kann es sogar vorkommen, daß gewisse, dynamischen Beanspruchungen unterworfene Anschlüsse vollständig locker werden.

Bei den klassischen Verbindungen wäre es also unvorsichtig, die Reibung in die Berechnung einzuführen; vielmehr berücksichtigt man nur das Abscheren der Schäfte und die Lochleibung, d. h. die beiden Faktoren, welche nach der Überwindung der Reibung allein maßgebend sind.

Bei den HV-Verbindungen sind die Rollen vertauscht: die Klemm- und Reibungskräfte dienen als Bemessungsgrundlage, und die Gleitgrenze ist die maßgebende Größe zur Bestimmung der Sicherheit. Abscheren und Lochleibungsdruck dagegen spielen erst im Augenblick des Bruches eine Rolle. Um den Berechnungsannahmen Genüge zu leisten, muß demnach die Klemmkraft überprüfbar und dauerhaft sein und der Reibungskoeffizient einen bestimmten Mindestwert erreichen. Wir werden im folgenden sehen, wie man sich bemüht, diese notwendigen Bedingungen zu erfüllen.

Die hochfesten Schrauben können auch zur Übertragung von parallel zu ihren Achsen wirkenden Zugkräften herangezogen werden. Sie wirken dann grundsätzlich wie gewöhnliche Schrauben; ihre hohe Festigkeit und die beträchtliche Vorspannung verleihen ihnen aber gewisse Vorteile.

Form und Eigenschaften der hochfesten Schrauben

Da die Reibungskoeffizienten in den auf Reibung wirkenden Verbindungen wesentlich unter 1 liegen, müssen die hochfesten Schrauben, um gleiche oder größere Kräfte als die gewöhnlichen Niete oder Schrauben übertragen zu können, sehr stark vorgespannt werden. Wie es ihr Name andeutet, besitzen die HV-Schrauben sehr hohe mechanische Kennwerte. Je nach Land schwanken die vorgeschriebenen Werte für die Bruchfestigkeit zwischen 70 kg/mm² (B.S. 1083, R 45/55) und 120 kg/mm² (DIN 267, 12 K) und für die Streckgrenze zwischen 53 und 108 kg/mm². Der Gedanke liegt nahe, Schrauben mit sehr hoher Festigkeit zu verwenden; man darf aber nicht vergessen, daß ihre Bruchdehnung klein ist, was beim Einbau zu Schwierigkeiten führen kann.

Äußerlich unterscheidet sich eine HV-Schraube kaum von einer gewöhnlichen. Der Übergangsradius zwischen Schaft und Kopf wurde indessen vergrößert, weil die Erfahrung lehrte, daß sich dort ein schwacher Punkt befand. Zudem wird die HV-Schraube immer mit zwei Unterlagsscheiben verwendet: eine unter dem Kopf, die andere unter der Mutter. Diese Unterlagsscheiben sind aus gehärtetem Stahl; sie verteilen die Klemmkräfte und verhindern so zu große plastische Verformungen, welche sonst mit der Zeit eine spürbare Verminderung der Vorspannung verursachen würden. Besondere Vorsichtsmaßnahmen um ein Lösen der Muttern zu verhüten sind nicht notwendig. Der Durchmesser der Schraubenlöcher kann ohne weiteres größer sein als jener des Schaftes, weil die HV-Schrauben normalerweise weder auf Abscheren noch auf Lochleibung beansprucht werden; das Spiel beträgt im allgemeinen 1 bis 1½ mm; es erleichtert das Bohren und gestattet unter Umständen, auf das Aufreiben auf Montage zu verzichten.

Untersuchungen zur Bestimmung der Klemm- und Reibungskräfte

Zur Vervollkommnung des neuen gleitfesten Verbindungsmittels waren zahlreiche Versuche und vertiefte Studien notwendig. Nachdem die diesbezügliche Forschung in den USA begonnen und während Jahren vorangetrieben wurde, wurde sie auch in Europa, speziell in Deutschland, aufgenommen. Die Abhandlungen von P. S. A. BERRIDGE, von D. T. WRIGHT und E. M. LEWIS und von O. STEINHARDT berichten über die geschichtliche Entwicklung, so daß wir uns begnügen können, hier die wichtigsten Versuchsergebnisse wiederzugeben. Zuerst behandeln wir die Versuche zur Bestimmung der Klemm- und Reibungskräfte.

Erste Aufgabe ist das *Messen der erzielten Vorspannkraft.* Zu diesem Zweck hat man die Beziehung zwischen dem auf die Mutter ausgeübten Anziehmoment M_t, welches relativ leicht zu bestimmen ist, und der dadurch im Schaft erzeugten Klemmkraft P ermittelt. Diese Formel lautet:

$$M_t = k \times d \times P.$$

d bezeichnet den Nenndurchmesser der Schraube und k einen dimensionslosen Koeffizienten. Wie aus der Abhandlung von P. S. A. BERRIDGE hervorgeht, hängt dieser Koeffizient gleichzeitig vom Gewinde und den inneren Reibungsverhältnissen, d. h. vom Werkstoff, der Oberflächenbeschaffenheit, dem Grad der Schmierung und selbst von der Form des Gewindes und der Herstellungsmethode ab. Indessen ist die Streuung der Versuchswerte von k für genügend gefettete Schrauben vom gleichen Typ annehmbar: sie beträgt 5 bis 10%. Da die Messung des Anziehmomentes ebenfalls mit einem Fehler behaftet ist, welcher bis 10% erreichen kann, wird man die wirkliche Vorspannung nie sehr genau kennen, wodurch sich eine gewisse Unsicherheit ergibt. Es gibt wohl Kontrolleinrichtungen, welche das richtige Einstellen der verwendeten Anziehschlüssel dadurch erlauben, daß man die Spannung einer Eichschraube mißt. Damit kann man einen Teil der Fehlerquellen eliminieren. Dennoch wäre es nützlich, ein einfaches Gerät zur direkten und genauen Messung der effektiven Klemmkräfte in den angezogenen Schrauben zu besitzen.

Man kann übrigens dieser Schwierigkeit ausweichen, indem man die genaue Messung der Kraft durch ein ungefähres Abschätzen der Dehnung ersetzt. Dies ist das Prinzip der sogenannten „part-torque part-turn"-Methode, welche von P. S. A. BERRIDGE und von D. T. WRIGHT und E. M. LEWIS erwähnt wird. Die Schraube wird zuerst bis zum „handfesten" Sitz angezogen, d. h. bis zu einem Wert zwischen $\frac{1}{4}$ und $\frac{3}{4}$ der Nennkraft. Anschließend dreht man die Mutter mit Hilfe eines Luftdruckschlüssels um $\frac{1}{2}$ bis 1 Drehung, was im Schaft höhere Spannungen als die konventionelle Streckgrenze (0,2%) erzeugt. Wie aus dem Diagramm in der Abhandlung von D. T. WRIGHT und E. M. LEWIS hervorgeht, hängen diese Spannungen infolge des plastischen Verhaltens des Stahls nur sehr wenig von der anfänglichen Vorspannnung beim „handfesten"

Sitz ab. Um den Bruch hervorzurufen, brauchte es noch 1 bis 2 zusätzliche Schraubendrehungen; die Sicherheitsmarge gegen Montageungenauigkeiten scheint somit groß genug.

Diese Vorspannmethode durch „Mutterdrehen" (turn of the nut), wird vor allem in den angelsächsischen Ländern angewendet. Sie besticht auf den ersten Blick, weil sie ohne teure Ausrüstung kräftige und relativ genaue Klemmspannungen ergibt. Eine Vorspannung, welche die Streckgrenze übersteigt, könnte indessen einen unangenehmen Einfluß auf die Sicherheit der Verbindung haben. Es ist zwar richtig, daß die warm geschlagenen Niete gleichartig beansprucht werden, aber sie sind weicher als die HV-Schrauben und besitzen eine wesentlich größere plastische Reserve. Was die Wirkung der Relaxation betrifft, so ist es unwahrscheinlich, daß sie sich auf die Dauer nicht als gefährlich erweist. Wie von D. T. WRIGHT und E. M. LEWIS bemerkt wird, scheint Vorsicht vor allem bei Verbindungen mit zur Schraubenachse parallelen Kräften angezeigt.

Um die Frage der zulässigen Vorspannung aufzuklären, scheinen somit weitergehende Forschungen notwendig; dabei ist der Einfluß der Relaxation oder des Kriechens zu berücksichtigen.

Die Scherkraft, welche eine HV-Schraube übertragen kann, hängt nicht nur von der Größe der Klemmspannung, sondern auch vom Reibungskoeffizienten der Berührungsflächen ab. In den Vereinigten Staaten hatte man am Anfang diesen Gesichtspunkt zu wenig beachtet. Das Ziel der Versuche war in der Tat sehr begrenzt: es galt nur zu bestimmen, unter welchen Voraussetzungen ein Niet durch eine entsprechende HV-Schraube ersetzt werden kann. Da die zulässigen Scherspannungen für Niete in den Vereinigten Staaten klein sind, genügt ein Reibungskoeffizient von 0,25 bis 0,30, vorausgesetzt, daß die Vorspannung 5 t/cm² beträgt. Reibungen dieser Größenordnung werden ohne weiteres erreicht, falls die Oberflächen sauber und frei von Öl, Farbe usw. sind.

In Deutschland dagegen hat man von Anfang an der Frage der Reibung besondere Aufmerksamkeit gewidmet, und man hat versucht, den Reibungskoeffizienten durch eine geeignete Oberflächenbehandlung zu erhöhen. Nach Angaben von O. STEINHARDT ergibt das Sand- oder Flammstrahlen die besten Ergebnisse, d. h. einen Mindestwert von 0,45 für St. 37 und von 0,60 für St. 52. Für St. 37 werden diese Werte durch Versuche aus andern Ländern bestätigt.

Forschung in bezug auf die Festigkeit der Verbindungen

Zuerst betrachten wir die Verbindungen mit *senkrecht zur Schraubenachse* wirkenden Scherkräften, die durch Reibung praktisch ohne irgendwelche gegenseitige Verschiebung der Berührungsflächen übertragen werden. Die Verbindung ist also sehr starr und die Verteilung der Kräfte auf die verschiedenen

Schrauben wird alles andere als gleichmäßig sein: die äußersten Schrauben werden praktisch die ganze Kraft aufnehmen, während die andern unbeansprucht bleiben. Sobald die Reibungslast der ersten Schraube überschritten wird, wird die zweite zu tragen beginnen und so fort, bis die aufgebrachte Kraft mit den Reibungskräften der Schrauben im Gleichgewicht sein wird. Jetzt wird sich die Verbindung als Ganzes in Bewegung setzen und wird erst wieder zum Stillstand kommen, wenn der Lochrand am Schraubenschaft anliegt: man hat die kritische Gleitgrenze erreicht, deren Größe maßgebend ist für die Reibungsverbindung. Für eine größere Kraft wird sich die Wirkungsweise der HV-Schrauben derjenigen der gewöhnlichen Niete und Schrauben angleichen, und der *statische* Bruch wird grundsätzlich dem der klassischen Verbindungen gleichen; insbesondere wird die Bruchlast, welche im allgemeinen bedeutend höher liegt als die Gleitlast, weder von der ursprünglichen Vorspannung noch vom Zustand der Berührungsflächen abhängen.

Man weiß, daß die Festigkeit der auf *Ermüdung* beanspruchten Bauteile von der unvermeidlichen Spannungskonzentration in Unstetigkeitsstellen, Löchern und Kerben jeder Art abhängt. Bei den HV-Verbindungen werden die Scherkräfte durch Reibung der Berührungsflächen übertragen, was die Spannungsspitzen beträchtlich vermindert. Die Ermüdungsfestigkeit wird demnach größer sein als diejenige von gelochten Probestäben oder von genieteten Verbindungen. In der Großzahl der Versuche traten die Brüche im vollen Querschnitt auf.

Wie schon bemerkt, ist bei einer starren Verbindung — wie z. B. bei der gleitfesten Verbindung — die Kraftverteilung in der Längsrichtung durch eine Konzentration an den beiden Enden charakterisiert. Was die dynamischen Beanspruchungen betrifft, so kann man sich fragen, ob sich ein Ausgleich der Schraubenkräfte durch kleine „Setzungsrutschungen" wie bei einer statischen Beanspruchung einstellen kann. Der Einfluß dieser Verschiebungen auf den Wert der Reibung wäre übrigens zu untersuchen, da kürzlich in Ostdeutschland durchgeführte Versuche ein starkes Abfallen der Reibung bei Verbindungen zeigten, welche eine Reihe von Gleitverschiebungen erlitten hatten. Es wäre auch empfehlenswert, die Untersuchungen auf das für die Praxis so wichtige Gebiet der in mäßiger Zahl wiederholten Belastungen auszudehnen, damit der Zusammenhang mit den statischen Versuchen gefunden werden kann.

Die Verbindungen, bei welchen die Kräfte *parallel zur Schraubenachse* wirken, sind noch wenig erforscht. Als Folge der Vorspannung erzeugen die äußeren Zugkräfte nur eine schwache Erhöhung der Schraubenspannung, solange die Verbindung nicht klafft. Darauf ergibt sich eine bedeutende Verringerung der Formänderungen des Anschlusses und eine nennenswerte Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit. Die Forschung wird auf diesem Gebiet energisch vorangetrieben, und man wird sicher in kurzer Zeit interessante Ergebnisse erhalten.

Vorschriften

Wir beschränken uns hier auf die Bemerkung, daß sich die gegenwärtigen amerikanischen Vorschriften — wie die Versuche, die sie aufzustellen erlaubten — auf das Ersetzen von Nieten durch HV-Schrauben beziehen, während die deutschen Normen die HV-Schrauben als ein prinzipiell neues Verbindungsmittel betrachten. Diese Betrachtungsweise scheint uns angezeigter, und sie beginnt sich auch in den Vereinigten Staaten durchzusetzen.

Die Sicherheit der HV-Verbindung wird man im Verhältnis zur Gleitlast bestimmen. Für Elemente, welche statischen Beanspruchungen unterworfen sind, wird man die Reserve bis zur Bruchlast berücksichtigen können. Dabei darf aber nicht außer acht gelassen werden, daß die Gleitwege der HV-Verbindungen infolge des Spiels in den Löchern bedeutend sind und daß die Gesamtverformung der Bauwerke infolge dieser Verschiebungen in bestimmten Fällen unzulässig sein kann.

Ausführung und Ausrüstung

Um die Berechnungsannahmen zu erfüllen, ist es unerläßlich, daß die angenommenen Reibungskräfte auch wirklich erreicht werden; die Klemmkraft und der Reibungskoeffizient müssen also während der Montage sorgfältig geprüft werden.

Um eine bestimmte Vorspannung zu erzeugen, kann man, wie wir gesehen haben, entweder das Anziehmoment messen oder die Mutter um einen bestimmten Winkel drehen. Das erste Verfahren wurde von Anfang an angewendet; es ist immer noch sehr verbreitet und ist auf dem europäischen Kontinent das einzige statthafte. In seiner Abhandlung beschreibt P. S. A. Berridge im einzelnen die verschiedenen verwendeten Schlüssel, seien es Drehmomenten- oder Druckluftschlüssel. Erwähnt seien auch die neuen „Self-Reactor"-Schrauben: Die Reaktion des auf die Mutter angewendeten Drehmomentes wird auf eine Verlängerung des Schraubenschaftes übertragen, wodurch der Arbeiter entlastet wird. Durch eine kalibrierte Kerbe zwischen dem Schaft und seiner Verlängerung erhält man eine geschwächte Zone, welche auf Torsion bricht, sobald man ein bestimmtes Moment erreicht, welches von der tatsächlichen Festigkeit der Schraube abhängt. Die Kontrolle wird also durch die Schraube selbst ausgeübt; sie trägt den Namen „Torshear".

Nach Angaben von O. Steinhardt ist die Größe des Reibungskoeffizienten auf der Baustelle ebenfalls meßbar.

Die Reihenfolge, in welcher man die Schrauben anzieht, muß mit Sorgfalt festgelegt werden. Andernfalls kann es vorkommen, daß die zuerst angezogenen Schrauben zum Schluß die gewünschte Klemmkraft nicht mehr besitzen.

Anwendung der hochfesten Schrauben

Die Abhandlung von P. S. A. BERRIDGE, welche zahlreiche Anwendungen der HV-Schrauben auf dem Netz der „British Railways" beschreibt, zeigt klar die Vielfalt der Möglichkeiten.

Einer speziellen Anwendungsart ist die Abhandlung von K. SATTLER gewidmet. Es handelt sich um die Verbindung von Betonplatte und Stahlträger bei Verbundkonstruktionen. Nach den Versuchen, welche von K. SATTLER beschrieben werden, ist es unter Beachtung gewisser Vorsichtsmaßnahmen möglich, die stets kostspieligen Dübel durch HV-Schrauben zu ersetzen, welche die Platte kräftig gegen den Obergurt pressen. Die Scherkräfte werden durch Reibung mit einem Koeffizienten von ca. 0,45 übertragen. Die statische Bruchlast liegt wesentlich höher als die Last, welche das Gleiten auslöst. Zusätzliche Versuche sind noch nötig, um das Verhalten bei Ermüdung dieser Verbindungen zu bestimmen.

Wie jedes Verbindungsmittel haben auch die HV-Schrauben charakteristische Eigenschaften, welche den Entwurf der Verbindungen und selbst der Bauwerke stark beeinflussen. Es zeichnet sich eine ähnliche Entwicklung wie bei der Schweißung ab, wenn auch in viel beschränkterem Maße, und die HV-Verbindungen erhalten ihre eigenen, von der Nietung abweichenden Ausbildungsformen. Im besonderen sei darauf hingewiesen, daß die große Starrheit der gleitfesten Verbindungen und die dadurch bedingte Konzentration der Kräfte in den Enden so kurze Anschlüsse wie möglich erfordern. Man wird ebenfalls die Verteilung der Kräfte in der Längsrichtung zu verbessern suchen, sei es durch eine besondere Ausbildung der Knotenbleche oder sei es durch Übertragung des Eigengewichts durch die inneren Schrauben allein.

Sprechen wir zum Schluß noch von den wirtschaftlichen Vorteilen, die man durch die Anwendung von HV-Schrauben erreichen kann. Im Augenblick sind die HV-Schrauben selbst teurer als die Niete. Indessen kann durch die einfachere Vorbereitung der Anschlußelemente in der Werkstätte sowie vor allem durch den schnelleren und weniger lärmigen Einbau mit einer kleinen Mannschaft und mäßigem Werkzeugbedarf auf der Montage der Unterschied mehr oder weniger ausgeglichen werden. So sind in den Ländern mit hohen Lohnkosten, wie z. B. in den Vereinigten Staaten, die Montageniete fast gänzlich verschwunden. Übrigens, so paradox es scheinen mag, hat die Schweißung der Ausbreitung der HV-Schrauben Vorschub geleistet, indem sie durch ihre Entwicklung den Mangel an qualifizierten Nietern verursachte.

Schlußfolgerungen

Mit den HV-Schrauben verfügt der Konstrukteur über ein neues Verbindungsmittel mit sehr interessanten Eigenschaften. Wir haben seine technischen und wirtschaftlichen Vorzüge kurz zusammengefaßt und dabei auf die Lücken

unserer Kenntnisse und auf die Schwierigkeiten hingewiesen, die mit einer korrekten Ausführung verbunden sind.

Unserer Meinung nach ist eine gewisse Vorsicht bei der Anwendung der HV-Schrauben noch am Platz. Es ist in der Tat nicht ausgeschlossen, daß sich im Laufe der Zeit die Klemmkräfte (Relaxation) und selbst die Reibungskoeffizienten mehr ändern werden, als es die Ergebnisse der bis jetzt durchgeführten relativ kurzfristigen Versuche vermuten lassen. Dieses Problem ist von höchster Bedeutung für auf Ermüden beanspruchte Verbindungen, bei denen die Tragfähigkeitsreserve zwischen Gleit- und Bruchlast sehr bescheiden ist.

General Report

a) Welding

Research on welding has become so extensive in recent years, that it is quite impossible to give even a brief outline in this report. We shall therefore merely discuss the problems dealt with in the six papers submitted and which are of particular interest to engineers concerned with bridges and structural engineering.

Effect of Longitudinal Stresses in Fillet Welds

The first paper by M. FALTUS is mainly an experimental study of the effect of longitudinal stresses in fillet welds, subjected principally to shear forces. It will be recollected that this problem formed the subject of a paper read by MM. WÄSTLUND and ÖSTLUND at the Lisbon Congress.

The tests described by M. FALTUS were carried out on test pieces consisting of two wedges joined by welding along their edges, inclined at 1 : 10. With this arrangement, the longitudinal stresses should be practically constant and the shear forces uniformly distributed. This test would thus make it possible, in principle, to eliminate the effects of plastic equalisation of the shear strains and hence reveal more clearly the effect of the longitudinal stresses in the weld. The scatter over the values of the comparative stress, calculated in accordance with the criterion of constant energy of distorsion, is undoubtedly quite considerable, but this is readily explicable if it is borne in mind that this theory relates to yielding and not to rupture. The experimental results, however, clearly show that the longitudinal stresses reduce the shear strength of the fillet welds to an appreciable extent.

Brittle Fracture

There is certainly no need to recall, in this report, the fractures which have occurred in certain welded structures, particularly bridges, ships and penstocks. Although the number of serious accidents is comparatively small in relation

to the number of structures that have been built, these fractures are nonetheless both symptomatic and disturbing. They have greatly shaken confidence in welded structures and have thereby undubitably retarded their extension. The methodical study of these accidents has, nevertheless, led to technical progress by focusing attention once again on the problem of the brittleness of steels, which is of capital importance for welded construction, although it also arises in connection with riveted structures. This question is dealt with in the second paper by M. FALTUS and in that by M. RÜHL.

In his report M. RÜHL gives a general outline of the present state of knowledge in regard to brittleness. He emphasises the considerable gaps which still remain and can only be filled by *systematic* researches, both theoretical and experimental.

It is well known that the capacity towards deformation of a well defined steel, with a given microstructure, depends mainly on the state of stress, the temperature, and the rate of application of the stresses. If one of these factors is varied, the work expended in fracture does not usually follow a law of uniform variation; the tests, which related mainly to the effect of temperature, show that this energy of rupture — expressed by the notch impact values — undergoes a sudden fall, within a fairly narrow range of temperature, and reaches a very low value. This temperature — known as the transition temperature — separates the region of fractures with considerable elongation from that of brittle fractures. When the rate increases or the state of stress becomes more severe, the transition temperature rises. These properties of the constructional material steel have long been known. It will suffice if we mention the work of *Considère*, *Le Chatelier*, *Frémont*, *Isod*, *Charpy*, etc., some of which dates back to the nineteenth century.

Opinions differ, however, as to the underlying causes of these phenomena and the laws which govern them, more particularly as far as the relationship between the critical temperature and the state of stress is concerned. As M. RÜHL points out, the disadvantage is not very great in practice, since it is almost impossible to determine the total state of stress, which is largely dependent on internal tensions inaccessible to calculation.

According to M. RÜHL, an analysis of various accidents caused by brittle fracture demonstrates that the overall behaviour of the structures exhibits characteristics similar to those of notch impact tests, where again the result obtained is either a brittle fracture with practically no elongation, which occurs without warning, or a fracture with considerable elongation. Furthermore, there is a fairly narrowly limited transition temperature between the two types of fracture, as in the impact test on a notched bar.

There are still very few experimental results in this field and special interest therefore attaches to the paper by M. FALTUS which deals with the effect of gussets, welded to flanges under tension, on the brittleness of deflected beams. For the steels employed in the tests described, the critical temperature is

almost always higher than $-40°C$, whatever may be the shape adopted for the gussets. However, if internal compressive stresses are introduced in the zone of the joint, by means of suitable hot spots, brittle fracture only takes place in the case of gussets without a graduated joint. These experiments thus clearly reveal the influence of the state of stress, due both to internal stresses and to the effect of structural discontinuities.

It would have been instructive to establish, for every type of gusset and every kind of steel employed, the zone of transition between granular fracture and fibrous fracture, and to compare the results with the critical temperatures given by the notched bar test pieces.

This aspect of the problem is of particular interest to the engineer responsible for determining the grade of steel to be utilised in a welded structure. It is, of course, out of the question to have recourse solely to special steels of thoroughly suitable composition and manufacture which have been subjected to appropriate treatments; the simplest considerations of economy and competition preclude it. A choice must consequently be made, from among the various grades listed in the standard specifications or suggested by the steelworks, the grade which offers adequate guarantees, having regard to the given conditions.

At the present time, the steels available are usually classified, as far as their tendency to brittleness is concerned, by means of the results of impact tests on notched specimens. Two principal parameters exert an influence: the temperature and the type of notch, which are determinative as regards the severity of the triaxial stressing. The tests may therefore be carried out either with variable critical temperatures and a given notch, or with notches of increasing severity at constant temperature; eventually the two systems will be combined. For further details reference should be made, for example, to the Recommendations drawn up by Commission IX of the International Institute of Welding (Bonhomme report), the new German standard DIN 17100 or the B.S. 2762. We should merely point out that no explicit mention of the conception of critical temperature appears in these specifications; indications are confined to fixing a relatively lower value of the notch impact properties, which is required at a given temperature.

In order to select a suitable grade of steel, it is obviously essential to know with certainty the relationship between the tendency to brittleness of the welded structure — or of the welded structural member — and that of the material characterised by tests on specimens. In order to do this, it would be possible, for example, to determine the type of notched test piece which gives the same transition temperature as the structural member under consideration. This is the procedure adopted by M. SCHNADT. On the other hand, M. RÜHL proposes to employ a single type of test piece and to classify the structural members according to the difference between their critical temperature and that of the test pieces. In both cases, it is assumed, by implication, that the

conformity between the structural member and the notch test which is used for classification, does not depend on the quality of the steel, which is far from being proved.

The real difficulty, therefore, is not to classify the steels, but to classify the structural members. In our opinion, the experimental bases are still insufficient for the solution of the problem. Our knowledge regarding the transition temperatures of structures is, in fact, of a fragmentary nature, and we are still at the stage of estimating the effect of the principal factors, which depend on the general conception as well as on the technics of manufacture: the thickness, the arrangement and the constructional shapes, the cold deformations during manufacture (ageing), the electrodes employed, the welding sequence adopted (residual stresses) and the care with which the welding operations are carried out, the stress relief heat treatment, the value of the stresses in the structure when it is in use, particularly the permanent stresses, etc. The mere enumeration of these factors — and the list is far from being complete — shows that the problem is complicated and can hardly be reduced to some over-simplified form.

The tendency to brittleness is, moreover, not the only property of the steel to be considered; the characteristics which exert an influence on the tendency to cracking or to the formation of serious defects in the weld bead and its transition zone, are equally important, since it is essential to ensure that the welding operation does not give rise to any sharp nicks, which would constitute incipient sites of fracture. Cold cracking depends mainly on the hardening capacity of the metal and on the toughness of the transition zone under multi-axial stresses. As far as hot cracking of the weld deposit and the formation of pores or inclusions are concerned, the properties of the parent metal also play a part. In principle, at least, the examination of the resilience of the parent metal should consequently be complemented by tests carried out on the weld and the transition zone. For low-carbon and practically unalloyed steels, it is possible to dispense with such tests for standard structures, provided the problem is thoroughly understood and that the necessary precautions are taken, for example, in the choice of electrodes.

Quality and Tests

In their papers, Mr. DIXON, M. CH. DUBAS and Mr. THOMPSON deal with the problems arising in the execution of welded structures, and more particularly with the question of quality and the controls required in order to achieve and maintain it.

In order to fabricate a welded structure of high quality, the first essential is to employ thoroughly suitable material. At the present time, the choice of material will be mainly governed by considerations relating to brittleness, a

problem we have just discussed, with a brief outline of the principal factors to be considered. At this point, we would merely add that the choice of electrodes plays an important part; under certain conditions a high-quality electrode will make it possible to specify less severe requirements for the steel. We have particularly in mind the use of basic electrodes which are little sensitive to brittleness and to impurities in the parent metal.

As a rule, a check on the properties of the steel should be made before delivery from the rolling mills. For ordinary steel structures, however, proper inspection tests are frequently waived and the steels reach the user without being tested by an independent body, and sometimes without even being tested by the steelworks. The question arises as to whether, in view of the importance assumed by problems of brittleness in welded constructions, firms concerned with structural steelwork will not be obliged to set up a small testing laboratory where it will be possible to carry out chemical analyses and simple metallographic examinations, to determine the mechanical properties of steels, and in particular, their notch impact properties, and even to ensure, by means of ultrasonic tests, that they are free from laminations which unfortunately, are a frequent occurrence in grades of steel killed by aluminium. In some countries, a few firms have already adopted this solution, especially those engaged in boiler-making. Such a laboratory would, of course, also perform the destructive and non-destructive tests on welds to be mentioned later.

The drawing office should determine the general design of the structure and the constructional details, taking into consideration not only the advantages, but also the specific requirements of welding. Particular care must be taken to avoid whatever is likely to cause accumulations of stresses which reduce the fatigue strength and increase the risk of brittle fracture. Every effort must be made to ensure that the loads are transmitted as smoothly as possible and to facilitate plastic adaptations.

When plans are being made, the drawing office should always work in close cooperation with the departments responsible for the execution of the work. Manufacture must be made as easy as possible, since this reduces the probability of the occurrence of serious defects. It is often advisable and advantageous to draw up detailed welding instructions, taking into account the properties of the electrodes employed. In any case, the specified sequence of welding can only be a compromise, since the problem is to limit simultaneously two opposing phenomena: the residual stresses and the shrinkage distortions.

The planning of the work for the welding shop will also cover the question of thermal treatments (preheating, annealing) and devices designed to facilitate welding in positions where it is easily accomplished (manipulators and positioning devices). As Mr. DIXON points out, thorough planning of the work is always advisable; not only does it enable the quality of the work to be improved, but it often results in a saving of labour.

The quality of a welded structure naturally depends very largely on the high quality of the work in the welding shop. In the first place, the component parts must be accurately prepared. It is perhaps unnecessary to specify planing in every case, as Mr. THOMPSON suggests, but there can nevertheless be no doubt that smooth cuts and grooves do make the work of assembly and welding easier, while at the same time they reduce the risk of forming porous welds.

Inspection should, however, be mainly directed to the actual welding. For this purpose, close control of the welders, rather than the welds, is essential. Inspection must commence during the welding operations and must extend to the grinding and the backing run. At this point, we should draw attention to the fact that certain details, which appear unimportant at first sight, may, in actual fact, be critical as far as safety is concerned; thus the striking of the arc on the workpiece to be welded may possibly causes a notch which is detrimental when the steel is brittle. This danger is revealed by one of the tests carried out by M. FALTUS.

The examination of the finished welds is of particular importance. The inspection will be directed, in the first place, to the dimensions of the welds, which must be in accordance with the measurements indicated on the drawings, and to the external appearance of the weld which is highly revealing to the experienced eye. But an X-ray (or γ-ray) examination complemented, if necessary, by ultrasonic testing, provides the most important information. It makes it possible to train welders and improve their technique and the effects of this will also be observed in workpieces which have not been specially inspected.

On the other hand, destructive tests on specimens provide sooner information regarding the quality of the steel and the filler metal and their mutual adaptability. As far as loading tests (or pressure tests) are concerned, although these are very advisable, they only reveal certain defects of design and construction; their value, which is mainly of a subjective and psychological nature, is consequently far from being absolute.

In conclusion, we should mention the final check on the geometrical dimensions of the finished workpieces which will show the degree of accuracy with which the drawings have been respected. Mr. THOMPSON discusses in detail the precautions to be taken; dressing, pre-setting of the flanges, additional camber, cutting to length, etc.

Conclusions

In common with all other engineering structures, welded constructions must satisfy both safety and economic requirements.

In welded structures, safety constitutes a dual problem, because it is essential to guard against the risk of brittle fracture as well as against the

occurrence of excessive stresses, capable of resulting in the structure being destroyed.

The question of brittleness can only be solved by the choice of a suitable steel, taking into account the structural arrangements adopted and the effect of the methods of fabrication. In this connection, it should be pointed out that, in many cases, it is practically useless to reduce the permissible stresses, even to a large extent; this would, in fact, result in greater thicknesses being provided, and thus increase the risk of brittle fracture.

The other aspect of safety, which is concerned with the stresses due to external loads, is more familiar to engineers, because it is common to all methods of construction. Whether we are dealing with plastic destruction or with fatigue, the strength depends mainly on the working stresses and very little, or not at all, on internal tensions. Even in the case of welded construction, it appears therefore possible, when the problem of brittleness has been solved, to reduce the requirements of the control of fabrication and to endeavour to compensate the effect of possible defects by limiting the permissible stresses. Nevertheless, it is obvious how uncertain such a procedure must be, as far as the effective safety of the structure is concerned. Is this method at least *economical?* We do not think so.

In relation to the savings in raw materials that are achieved, the additional costs entailed by stricter requirements are, in fact, relatively moderate, as regards both the cost of the actual testing (staff, laboratory, equipment, films, etc.) and any possible increase in labour, due to a reduction in output. In this connection, Mr. DIXON gives some valuable data and he recalls that this reduction in output, although considerable when new methods are first introduced, subsequently becomes quite moderate. In certain cases, the adoption of a stricter control may even reduce the number of hours spent in fabricating; indeed, according to Mr. DIXON, the drawing office tended formerly to take excessive precautions by specifying, for example, excessive sizes and lengths of welds. Lastly, we should point out that the improvement in the quality will be apparent throughout the whole of the output: a workshop subjected to a particular organization will produce a given average quality, practically irrespective of the workpieces on which the inspection is actually carried out.

In our opinion, quality pays in the long run; and the experience of a large number of workshops has proved that it is true. As Mr. DIXON and M. CH. DUBAS both emphasise, the difference which still existed, even a few years ago, between boiler-making and structural steelwork, is tending to disappear. High quality, necessitated by safety considerations in regard to penstocks and pressure vessels, has also been shown to offer advantages in the field of bridges and structural engineering.

b) High-Strength Bolts

It is hardly more than ten years since high strength, preload bolts (HS bolts) began to be widely employed in the United States on bridges and structural steelwork; in Europe, the use of such bolts is still more recent. The bolts in question thus provide a method of assembly that is comparatively new and appears on the programme of our Congresses for the first time. It should be pointed out, however, that machine manufacturers have, for many years past, been employing bolts exerting a particularly large clamping force to withstand tensile loadings and, in certain special cases, shear loads (pre-tightening couplings).

In structural steelwork likewise, the favourable effect of friction on the behaviour of assemblies was well known and it was possible, as a rule, to envisage loads transmitted solely by friction, as a result of powerful transverse prestressing. Nevertheless, many years of research work were necessary in order to overcome the principal difficulties: to obtain, in an economical manner, a clamping force of the bolts that can be controlled and is permanent, with friction as high as possible.

The problem now appears to be largely solved; specifications for their use have been established and HS bolts have found wide and varied fields of applications. With the aid of the four papers submitted, we shall attempt to give a brief outline of the present state of our knowledge, by summarising the main results of the research work and the special features presented by the use of these bolts.

Mode of Operation of High Strength Bolts

It is well known that the shanks of properly hot-driven rivets are subjected, owing to the effect of thermal shrinkage, to tensile stresses exceeding the elastic limit, and that this enables certain loads to be transmitted by friction. The tightening of ordinary bolts, whether unfinished or fitted, produces the same effect. However, since the yield point of ordinary rivets and bolts is relatively low, these clamping forces are only moderate; their effective value which, in any case, it is difficult to control in practice, varies within wide limits according to the conditions of fitting; in course of time, connectors subjected to dynamic forces may even, in certain cases, become completely loosened.

In calculating conventional assemblies, it would therefore be inadvisable to take friction into account; only the shear load acting on the shanks and the lateral pressure, which are determinative factors as soon as friction is overcome, are taken into consideration.

In assemblies fastened with HS bolts, the roles are reversed; the clamping and frictional forces are of the greatest importance, in the calculation, and

the load at which slip would occur is the characteristic magnitude which is determinative for the estimation of safety. The resistance to shear and the lateral pressure, on the other hand, only come into play when rupture takes place. In order to satisfy the assumptions upon which the calculation is based, a controlled and durable preload must therefore be employed and a given coefficient of friction must be attained. We shall see in the sequel the means that are employed to fulfill these essential conditions.

HS bolts may also be used to transmit tensile loads acting parallel to their axis. They are then stressed as a rule like ordinary bolts; their great strength and high degree of preload do, however, give them certain advantages.

Shape and Characteristics of High-Strength Bolts

Since the coefficients of friction obtained in assemblies by means of friction grip joints are appreciably less than 1, HS bolts must be preloaded to a considerable extent in order to be capable of transmitting forces equal to, or greater than, those taken up by rivets or ordinary bolts. As its name implies, the HS bolt will thus have very high mechanical properties. The designations and specifications vary according to the countries concerned, with ultimate tensile stresses ranging from 70 kg/mm^2 (45 tsi) (B.S. 1083, R 45/55) to 120 kg/mm^2 (76 tsi) (DIN 267, 12 K) and yield stresses ranging from 53 (34 tsi) to 108 kg/mm^2 (69 tsi). It is, of course, tempting to employ bolts with very high strength, but it must be borne in mind that their elongation at break is small, and this may give rise to certain difficulties during the fitting of the bolts.

Externally, an HS bolt is scarcely distinguishable from an ordinary bolt. But the radius of fillet under bolt head has been increased, because it was found by experience that this was a weak spot. Furthermore, the bolt is always used with two washers, one under the head and the other under the nut. These washers are made of hard steel and they distribute the clamping forces over the parts being assembled, and thereby obviate excessive plastic deformations, which would, in course of time, bring about a considerable reduction in the preloading. No special precautions to prevent slackening of the nuts are necessary. As regards the holes, they may, without risk, be given a diameter greater than that of the shank, because the bolt is not normally subjected to shearing stress neither to lateral pressure; the clearance usually amounts to 1—1.5 mm ($^1/_{16}$"), and this facilitates drilling and makes it possible to eliminate reaming during erection.

Research Work on the Clamping and Frictional Forces

The development of the new method of assembly by friction grip necessitated a large number of tests and thorough investigation. This research

work, which was commenced in the United States, where it was continued for many years, was also undertaken in Europe, particularly in Germany. The papers by Mr. BERRIDGE, by MM. WRIGHT and LEWIS and by M. STEINHARDT give an historical account of the work and we shall confine ourselves to summarising the principal experimental results. We shall first of all describe the tests in connection with the clamping and frictional forces.

The first problem that arises is to measure the preloading force that is applied. In order to do this, a relationship was derived connecting the torque M_t exerted on the nut, which is comparatively easy to determine, with the clamping force P generated in the shank. This relationship may be written: $M_t = k \times d \times P$, where d denotes the nominal diameter of the bolt and k is a dimensionless coefficient. It is apparent from the paper by Mr. BERRIDGE that this coefficient depends both on the thread and on the conditions of internal friction, that is to say, on the materials, on the state of the surface, the extent of the lubrication and even on the shape of the threads and the method of manufacture.

For suitably lubricated bolts of a given type, the scatter of the experimental values of k is, however, acceptable and of the order of 5 to 10%. Since the measurement of the applied torque is itself affected by an error, which may amount to 10%, the effective pre-loading will not be known very accurately, whence some uncertainty arises. There are many control devices available which enable the spanners employed to be calibrated by measuring the tensions in a standard bolt, whereby certain of the causes of error are eliminated. It would be an advantage, however, to have a simple apparatus available which would enable a direct and accurate measurement to be made of the effective clamping force of the bolts when they have been fitted.

The difficulty may, of course, be evaded by substituting a rough estimation of the elongation for the accurate measurement of the force; this is the principle of the method known as "part torque — part turn" mentioned by Mr. BERRIDGE and by MM. WRIGHT and LEWIS. The bolt is first tightened by hand, that is to say, to a value between ¼ and ¾ of the nominal force. The nut is then turned ½ to 1 turn, by means of a pneumatic impact wrench, and this introduces into the bolt shank tensions greater than the conventional elastic limit (0.2%). Owing to the plastic behaviour of the steel, these tensions depend very little on the initial preloading of the bolt tightened by hand, as is evident from the diagram shown in the paper by MM. WRIGHT and LEWIS. One or two additional turns of the nut must be given to cause the bolt to break; the safety margin against lack of precision during erection would thus seem to be adequate.

This method of tightening to "a turn of the nut" is mainly employed in Anglo-Saxon countries; it seems attractive, at first sight, since it enables powerful and relatively accurate clamping force to be obtained without expensive equipment. Preloading exceeding the elastic limit might, however, exert

an untoward effect on the safety of the assembly. It is true that hot-driven rivets are stressed in a same manner, but they are milder than HS bolts and have a far greater plastic reserve. As far as relaxation effects are concerned, it is improbable that they should not manifest themselves dangerously in course of time. As MM. WRIGHT and LEWIS point out, cautiousness would seem to be imperative, particularly for assemblies subjected to external tensile loads.

More thorough investigations would therefore seem necessary in order to elucidate the problem of the preloading that is permissible in HS bolts, when allowance is made for the effect of relaxation or creep.

The force which an HS bolt is capable of transmitting depends not only on the value of the preloading, but also on the *coefficient of friction* of the faying surfaces. At the outset, this aspect of the problem had not been thoroughly investigated in the United States. The purpose of the tests was, in fact, strictly limited, and was confined to the determination of the conditions under which a rivet might be replaced by a corresponding HS bolt. Since the permissible shear stresses in rivets are low in the United States, a coefficient of 0.25 to 0.30 is adequate, provided that the preload amounts to about 50 kg/mm^2 (32 tsi). Friction of this order of magnitude is attained without difficulty, if the surfaces are clean and free from oil, paint, etc.

In Germany, on the other hand, special attention was devoted from the outset to the problem of friction and attempts were made to improve the coefficient of friction by suitable treatment. M. STEINHARDT reports that sand-blasting or flame-cleaning have given the best results, namely, a minimum coefficient of 0.45 for mild steel 37 and 0.60 for steel 52. As regards mild steel, these values are corroborated by tests undertaken in other countries.

Research Relating to the Strength of the Assemblies

We shall, first of all, consider those assemblies where the loads act *perpendicularly to the axis of the bolts* and are transmitted by friction practically without any relative movements of the faying surfaces. The assembly is consequently fully rigid and the distribution of the loads over the various bolts will be far from uniform: the outer bolts will take up practically the entire load and the others will be inoperative. When, on the first bolt, the load at which slip would occur is exceeded, the second bolt will begin to act effectively and so on, until a point is reached where the applied load is equal to the sum of the frictions of the bolts. The whole of the assembly will then begin to move and will only stop when the bolts come into engagement with the sides of the holes: the critical load at which slip would occur, a characteristic magnitude of assembly by friction, will then have been reached. For a greater load, the mode of action of the HS bolts will begin to approximate to that of ordinary rivets and bolts, and rupture under *static* loading will, as

a rule, be similar to that of conventional assemblies; in particular, the ultimate breaking strengths, which are usually much higher than the frictional capacity, will be practically independent of the initial preloading and of the state of the faying surfaces.

It is well known that the strength of structural members subjected to *fatigue* depends mainly on the inevitable concentration of stresses in the vicinity of discontinuities, holes and notches of various kinds. High strength assemblies transmit the loads by friction of the faying surfaces, and this considerably reduces the peak tensions. Their fatigue strength will thus be greater than that of drilled test pieces and riveted assemblies. In the majority of the tests, fractures occurred away from the net section.

As we have already mentioned, the longitudinal distribution of the stresses in a very rigid assembly — such as an assembly by friction grip joints — is characterised by a concentration at the ends of the assembly. As far as dynamic stresses are concerned, the question arises as to whether an equalisation of the loads on the bolts takes place by small relative sliding movements, as in the case of connectors subjected to a static stress. Moreover, the effect of these sliding movements on the value of the friction requires to be investigated, because tests recently carried out in Eastern Germany show a marked decrease in friction when the assembled parts have already been subjected to a series of sliding movements. It would also be advisable to extend the researches to those cases, most important for practical applications, where there is a moderate number of repetitive loadings, until the results link up with those of static tests.

As for assemblies subjected to forces acting *parallel* to *the axis of the bolts*, relatively little is yet known. As a result of preloading, the external tensile forces cause only a slight increase in the tension of the bolts so long as the assembly does not become separated. This results in a considerable reduction in the deformation of the connector and an appreciable increase in the fatigue strength. Research in this field is being actively pursued and interesting results will certainly be obtained very shortly.

Regulations

At this point, we would merely draw attention to the fact that the present American regulations, in common with the tests which enabled them to be established, relate to the simple one-for-one replacement of rivets by HS bolts, whereas the German standards regard the HS bolts as a fundamentally new method of assembly. This attitude seems to us to be preferable and it is also tending to compel recognition in the United States.

Consequently, the safety of the assembly will be determined in relation to the load which would cause slip to occur. For structural members subjected to static stresses, however, it might be possible to take into account the

margin of strength up to the breaking point. It must nevertheless be borne in mind that the slippages of HS assemblies are considerable, on account of the clearance in the holes, and that the overall deformations of the structures, which may be brought about by these displacements, are inadmissible in certain cases.

Utilisation and Equipment

In order to satisfy the calculation hypotheses, it is essential to ensure that the assumed friction forces are actually attained; the clamping force and the coefficient of friction must therefore be carefully checked during erection.

In order to obtain a given preload, it is possible, as we have already mentioned, to measure the tightening torque or to turn the nut through a certain angle. The first of these procedures has been employed from the outset; it is still widely used, and it is indeed the only method permitted on the continent of Europe. In his paper, Mr. BERRIDGE describes in detail the various types of wrench — torque measuring or pneumatic — that are employed. We should also mention the new "Self-Reactor" bolts: the reaction of the tightening torque applied to the nut is transmitted to an extension of the threads. By providing a calibrated groove between the shank and its extension, a weakened section is formed which shears off as soon as a given torque is reached, depending upon the effective strength of the bolt; the control is thus operated by the bolt itself, which bears the name of "Torshear".

As M. STEINHARDT points out, the value of the coefficient of friction can also be measured on the site of erection.

The order in which the bolts are tightened must be determined with care. Otherwise, the bolts first subjected to preloading might no longer exert the desired clamping force at the end of the operation.

Applications of High-Strength Bolts

Mr. BERRIDGE's paper, which describes the many uses for HS bolts by the British Railways, clearly shows the wide variety of possible applications.

The paper by M. SATTLER is devoted to a special method of use, namely, the connection between the steel beams and the concrete slabs in mixed structures. The tests described by M. SATTLER show that, provided certain precautions are taken, it is possible to replace the shear connectors, which are always expensive, by HS bolts which clamp the slab tightly to the girders.

The loads are transmitted by friction, with a coefficient of the order of 0.45. The static breaking load is far greater than that which causes the onset of slippage. Further tests will be necessary to determine the behaviour of these connectors under fatigue.

Like all other assembly devices, HS bolts have their characteristic features, and these have a considerable influence upon the design of the connectors and

even of the structures. A tendency is to be observed towards a development somewhat similar to that of welded construction, although more limited, and which will give HS assembly its own specific forms, differing from those of riveting. In particular, the very great rigidity of assemblies by friction grip and the resulting concentration of the stresses at the ends, makes it essential to provide connectors that are as short as possible; moreover, attempts will be made to improve the longitudinal distribution, for example, by specially designed shapes for the gussets, or by taking up the dead load by internal bolts alone.

In conclusion, some reference should also be made to the economic advantages to be derived from the use of HS bolts. At the present time, the bolts themselves cost more than rivets. However, the simplification of the preparation of the components of the assembly in the workshop and above all the fact that the fitting of the bolts during erection is effected more rapidly and with less noise, requiring less workmen and a small set of tools, enables this difference in cost to be compensated to a greater or lesser extent. Hence, in certain countries, such as the United States, where the rates of wages are high, site riveting has almost entirely disappeared. Furthermore, paradoxical though that may seem, the development of welding, by creating a shortage of skilled riveters, has promoted the extended use of HS bolts.

Conclusions

In the HS bolt, the constructor has available a new method of assembly, with most valuable features. We have briefly summarised the technical and economic advantages of these bolts, while at the same time we have emphasised the gaps in our knowledge and the difficulties inherent in the correct use of the bolts.

In our opinion, a certain degree of caution is still necessary in the use of HS bolts; indeed, it is by no means out of the question that the clamping forces (relaxation), and even the coefficients of friction, may vary to a greater extent, in course of time, than the results of the tests of relatively short duration, which have been obtained at present, would lead us to suppose. This problem is of the greatest importance for assemblies subjected to fatigue stresses, in which the margin of strength between the frictional capacity and the ultimate breaking strength is very small.

II a 1

Beitrag zur Berechnung von Kehlnähten, die von Scher- und Normalkräften beansprucht werden

Contribution to the Calculation of Fillet Welds Subjected to Direct and Shearing Stresses

Contribution au calcul des cordons d'angle sollicités par des contraintes longitudinales et par des cisaillements

F. FALTUS
Prof. Dr. Ing., Prag (ČSR)

Die Berechnung von Kehlnähten in Schweißverbindungen erfolgt schon seit langem in verschiedenen Ländern ziemlich einheitlich und nach einfachen Formeln. Eine genaue Berechnung scheint auch bei der sehr verwickelten ungleichmäßigen Spannungsverteilung in Kehlnähten und den streuenden Versuchsergebnissen wenig erfolgversprechend. In letzter Zeit wurde die Frage jedoch neuerlich aufgegriffen, und es wird auf Grund zahlreicher neuer Versuche versucht, zu einer internationalen Norm für die Berechnung von Kehlnähten zu gelangen[1]), die von einer Kraft unter einem beliebigen Neigungswinkel zur Kehlnahtachse beansprucht werden. Die Revision der bisherigen Berechnungsformeln scheint angezeigt, weil bei den ursprünglichen Versuchen hauptsächlich nackte Elektroden verwendet wurden, während heute das Schweißgut fast dieselbe Verformungsfähigkeit besitzt wie das Grundmaterial. Es wird daher bei der Ableitung von Berechnungsformeln oft auch mit einem plastischen Spannungsausgleich gerechnet.

Uneinigkeit besteht jedoch in der Frage, ob bei der Berechnung von Kehlnahtverbindungen neben der Scherspannung τ und Normalspannung $\sigma_\perp$ in dem Bruchquerschnitt der Kehlnaht (Fig. 1) auch noch die Längsspannung $\sigma_\parallel$ berücksichtigt werden muß. Zur Klärung der Frage wurden in internationalem Maßstab Versuche durchgeführt, die jedoch kein eindeutiges Ergebnis brachten.

---

[1]) Arbeiten in der Kommission ISO/TC 44 der International Standard Organization und der Kommission XV des International Institute of Welding.

Ich möchte in Nachstehendem versuchen, zu den aufgetretenen Meinungsverschiedenheiten Stellung zu nehmen und einige grundlegende Betrachtungen zur Durchführung von Versuchen von Schweißverbindungen machen.

Die Schweißverbindung unterscheidet sich von genieteten und geschraubten Verbindungen insbesondere dadurch, daß das Verbindungsmittel, d.i. das Schweißgut zum integrierenden Bestandteil der Konstruktion wird und an allen elastischen und plastischen Formänderungen des Grundmaterials teilnimmt.

Bei der Berechnung darf die Schweißnaht nicht losgelöst von ihrer Umgebung betrachtet werden; es ist nicht zulässig, ihre Beanspruchung und Verformung unabhängig von der Spannungsverteilung im Grundmaterial zu verfolgen, wie es oft geschieht.

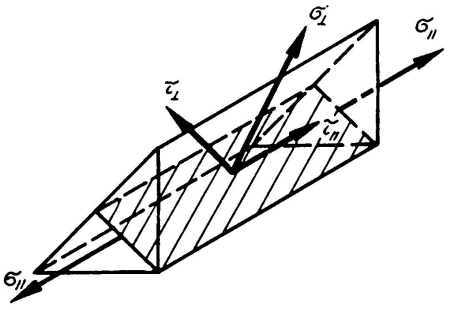


Fig. 1. Beanspruchung einer Kehlnaht.

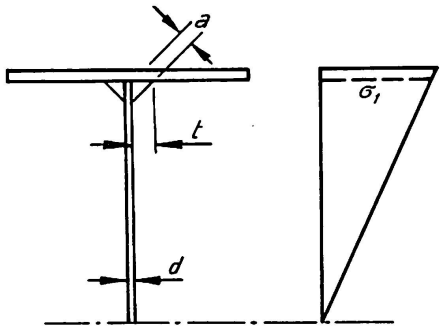


Fig. 2. Berechnung der Halsnähte eines Vollwandträgers.

Bei Stumpfnähten ist es klar, daß die Verformung und bei gleicher Streckgrenze und Festigkeit auch die Spannungsverteilung in der Schweißnaht und deren Umgebung gleich sein müssen. Bei wirklichen Schweißverbindungen ist diese Gleichheit nicht vorhanden, und so entstehen verwickelte Spannungszustände, wenn z.B. die Streckgrenze im Grundmaterial oder im Schweißgut überschritten wird. Schwierig ist z.B. auch die Berechnung von schiefen Stumpfnähten.

Bei Kehlnähten ist die Sache noch verwickelter, da wir hier zwei verschiedene Arten von Spannungen unterscheiden müssen: Eine entspringt der Funktion Schweißnaht als Verbindungsmittel, also aus der Aufgabe, Kräfte zwischen zwei Konstruktionsteilen zu übertragen, die andere ist bedingt durch die Gleichheit der Verformung von Schweißgut und Grundmaterial als untrennbares Ganzes. Es ist nun zu entscheiden, ob bei der Berechnung der Schweißnähte auch die zweite Art von Spannungen berücksichtigt werden muß.

Als einfaches Beispiel sei die Berechnung der Halsnähte eines Vollwandträgers betrachtet (Fig. 2). Die Spannung erster Art entspringt der Längskraft $T = \frac{Q\,S}{J}$ (kg/cm)[2]), welche die Schweißnaht aus dem Steg in den Gurt einleitet und in der Schweißnaht die Spannung τ_1 und in dem Stehblech die

[2]) Q = Querkraft, J = Trägheitsmoment, S = statisches Moment.

Scherspannung τ_S erzeugt. Die zweite Spannungsart ist die Normalspannung $\sigma_{||}$, die in Schweißnaht und im Steg gleich sind. Eine Vergrößerung des Schweißnahtquerschnittes bringt nur eine Verkleinerung von τ_1, nicht aber von $\sigma_{||}$ mit sich. Solange unter Einfluß der Scher- und Normalkräfte die Streckgrenzen nicht überschritten werden, ist die Vergleichsspannung in der Schweißnaht

$$\sigma_S = \sqrt{\sigma_{||}^2 + 3\tau_1^2}. \tag{1}$$

Es ist also die Frage, ob in (1) die Längsspannung $\sigma_{||}$ berücksichtigt werden soll, oder ob die Berechnung nur auf τ_1 zu geschehen hat.

Bei der Erprobung von Vollwandträgern auf Ermüdung geht der Bruch gewöhnlich von einem Fehler in der gezogenen Halsnaht aus und der Bruch erfolgt, je nach der Lage des Fehlers, im querkraftfreien Mittelteil oder in den seitlichen Teilen, in denen eine kleinere Normalspannung, aber eine zusätzliche Scherspannung τ_1 herrscht. Die Ergebnisse von Ermüdungsproben streuen sehr, wenn man die ertragenen Belastungen vergleicht, stimmen aber gut überein, wenn man die Vergleichsspannungen σ_S in der Bruchstelle vergleicht[3]). Ermüdungsproben bestätigen also die Richtigkeit der Formel (1).

Bei statischer Belastung erfolgt gewöhnlich der Bruch nicht in der Schweißnaht, auch wenn die Vergleichsspannung nach (1) weit die Festigkeit der Schweißnaht übersteigt. Es wird daher oft behauptet, daß bei statischer Belastung die Spannung $\sigma_{||}$ keinen Einfluß auf die Festigkeit hat. Es wurden im Rahmen der internationalen Zusammenarbeit im Zentralinstitut für Schweißtechnik in Halle/Saale auch Versuche mit Trägern ausgeführt, die unter Vorspannung verschweißt wurden, so daß verschiedene Kombinationen von $\sigma_{||}$ und τ_1 erzielt wurden. Es zeigte sich bei statischer Belastung kein Einfluß von $\sigma_{||}$ auf die Tragfähigkeit, obwohl die Querschnitte der Schweißnähte in den maßgebenden Stellen sehr klein gewählt wurde und die Streckgrenze des Grundmaterials überschritten wurde.

Einen großen Einfluß auf dieses Verhalten hat ohne Zweifel die große Festigkeit der Schweißnähte kleinen Querschnittes, die noch durch den ver-

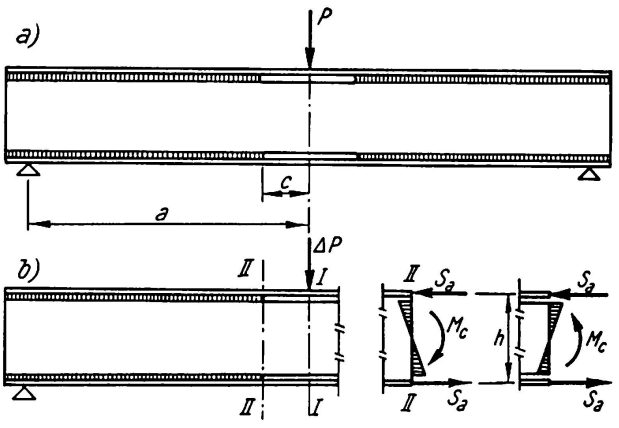


Fig. 3. Vollwandträger, dessen Halsnähte in der Strecke 2c die Streckgrenze überschritten haben.

[3]) PUCHNER, Ermüdungsfestigkeit von Vollwandträgern mit Unterpulverschweißung. Zváračský sborník IV (1958, S. 184—204).

hältnismäßig großen Einbrand vermehrt wird. Von Einfluß ist jedoch auch die Spannungsverlagerung nach Erreichen der Streckgrenze. Setzen wir voraus, daß in einem Träger nach Fig. 3a in der Strecke $2c$ in der Schweißnaht die Streckgrenze überschritten wurde, die Schweißnaht also fließt, so bedeutet dies noch nicht einen Zusammenbruch des Trägers oder eine wesentliche Zunahme der Durchbiegung. Ähnlich wie in einem plastischen Gelenk trägt eine Schweißnaht die Schubkraft T, die zu ihrer Plastifizierung geführt hat, und verhält sich für eine weitere Belastung des Trägers ΔP vollständig plastisch, so daß das statische System des Trägers für ΔP dem der Fig. 3b entspricht. Die Beanspruchung der Gurte ist auf die Länge $2c$ konstant; die Zusatzmomente von der Belastung ΔP überträgt das Stehblech. Diese Spannungsverlagerung verursacht nur einen kleinen Zuwachs der Durchbiegung.

Wenn die Streckgrenze früher in dem Grundmaterial als in der Schweißnaht erreicht wird, muß die Naht den erhöhten Formänderungen folgen. Erst wenn ihre Verformungsfähigkeit erschöpft ist, werden in der Naht Querrisse auftreten, die jedoch nur einen Abbau der Längsspannungen, nicht aber eine Verminderung der Möglichkeit der Übertragung von Scherkräften zur Folge haben.

Aus diesen Überlegungen, die durch Versuche bestätigt werden, kann gefolgert werden, daß bei der Berechnung von Kehlnähten der Einfluß einer Längsbeanspruchung aus der Mitwirkung mit dem Grundmaterial bei statischer Belastung immer dann vernachlässigt werden kann, wenn nach Ausschalten der Wirksamkeit der bis zum Fließen beanspruchten Teile der Schweißnähte noch ein tragfähiges Gebilde für die Aufnahme weiterer Belastungen übrig bleibt. Die Umgruppierung des Kräfteverlaufes ist zu vergleichen mit dem Momentenausgleich bei Durchlaufträgern durch Bildung plastischer Gelenke.

Der Einfluß einer Längsbeanspruchung $\sigma_{||}$ der Kehlnähte muß sich aber voll dort auswirken, wo eine solche Umgruppierung der Kräfte nicht möglich ist, also sozusagen eine statisch bestimmte Kraftübertragung vorliegt. Eine solche Verbindung ist nicht leicht zu entwerfen. Eine vollkommene Lösung

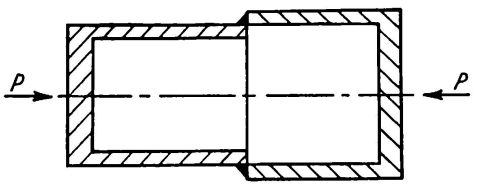


Fig. 4. Prüfung von Kehlnähten auf Abscherung und Zug.

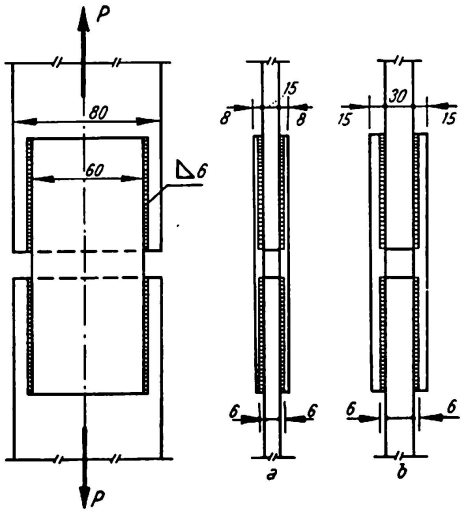


Fig. 5. Überlappter Stoß mit Flankennähten.

stellen die in Frankreich ausgeführten Versuche dar. Die untersuchte Kehlnaht verbindet nach Fig. 4 zwei Rohrhälften und wird durch Verdrehen der beiden Rohre gegeneinander auf Abscheren beansprucht. Durch Innendruck wird die Rohrwand und hiemit auch die Schweißnaht auf Zug beansprucht, wenn die Beanspruchung in der Längsrichtung durch eine entsprechende äußere Kraft P kompensiert wird. Wegen der kleinen erreichbaren Variationen von $\sigma_{||}$ haben auch diese Versuche kein überzeugendes Ergebnis geliefert.

Eine einfache Probe zur Demonstration dieser Zusammenhänge ist der überlappte Stoß nach Fig. 5. Die Kehlnähte, welche die Kraft vom Mittelstück in die Beilagen übertragen, sind auf Abscheren beansprucht, als Teil des Versuchskörpers sind sie jedoch auch auf Zug beansprucht. Bei sonst gleichen Abmessungen sind die Längsspannungen um so kleiner, je größer die Dicken der Bleche und Stoßlaschen sind. Obwohl sich bei größerer Dicke der Stoßlaschen der Einfluß der Exzentrizität vermindernd auf die Tragfähigkeit bemerkbar macht, überwiegt der Einfluß der Längsspannungen, so daß bei großen Dicken der Probekörper und kleinen Schweißnahtquerschnitten eine Zunahme der Tragfähigkeit zu erwarten ist. Versuche bestätigen dies. Bei Schweißerprüfungen aus dem Jahre 1932 wurden je 8 Probekörper gleicher Breitenabmessungen nach Fig. 5 mit 6 mm dicken Kehlnähten verschweißt. Bei einer Blechdicke von 8 mm war die durchschnittliche Festigkeit der Kehlnähte $\tau_1 = 27{,}7$ kg/cm², bei 15 mm dicken Blechen jedoch 31,1 kg/cm². Im ersten Fall war die Beanspruchung der Deckbleche 2000 kg/cm², im zweiten Fall nur etwa die Hälfte. Auch die Versuche von WÄSTLUND [4]) zeigen deutlich eine Erhöhung der Tragfähigkeit von Kehlnahtverbindungen, wenn die Spannung im Grundmaterial geringer ist.

Diese Beispiele zeigen, daß die Tragfähigkeit von Schweißverbindungen gleicher geometrischer Form nicht nur von der Beanspruchung der Schweißnaht, sondern stark von der Beanspruchung des Grundmaterials im Augenblick des Bruches der Schweißnaht abhängen. Weil gewöhnlich verlangt wird, daß die Sicherheit der Schweißverbindung der Sicherheit des Grundmaterials gleicht, sollte befolgt werden: Bei der Prüfung der Tragfähigkeit von Schweißverbindungen soll die Tragfähigkeit der Schweißnähte nur um Weniges kleiner sein als die zu verbindenden Teile.

Die angeführten Proben sind nur schwer einer genauen Berechnung zugänglich, da die Verteilung der Schub- und Normalspannungen über den Querschnitt sehr ungleichmäßig ist. Darum haben wir neue Proben nach Fig. 6 entworfen, in denen eine günstigere Verteilung der Spannungen zu erwarten ist. Die Probestäbe bestehen aus zwei gleichen Teilen, die 1 : 10 abgeschrägt mit Flankennähten verbunden sind. Zur Erzielung einer gleichmäßigen Nahtdicke sind sie als V-Nähte ausgeführt und nach dem Schweißen abgeschliffen worden.

---

[4]) WÄSTLUND, ÖSTLUND, Spannungsverteilung in Kehlnähten, V. Kongreß IVBH Lissabon 1956, Vorbericht S. 503—516.

Tabelle 1

		a cm	b cm	t_1+t_2 cm	P t	$\sigma_{\parallel}$ t/cm²	$\tau_{\parallel}$ t/cm²	σ_{SI} t/cm²	σ_{SII} t/cm²	
Serie I	1	2,0	4,0	0,568	27,5	3,42	2,41	4,16	5,31	[5]
	2		6,0	0,567	39,2	3,25	3,43	5,92	6,72	[6]
	3		9,0	0,506	39,2	2,16	3,84	6,63	6,88	[6]
	4		14,0	0,540	41,3	1,47	3,81	6,60	6,74	[6]
	5		20,0	0,549	43,5	1,08	3,94	6,80	6,89	[6]
Serie II	1	2,0	4,0	0,600	34,35	4,27	2,85	4,92	6,48	[5]
	2		6,0	0,600	47,75	3,86	3,95	6,82	7,80	[6]
	3		9,0	0,640	55,00	3,04	4,28	7,38	7,95	[6]
	4		13,5	0,665	59,89	2,21	4,50	7,74	8,03	[6]

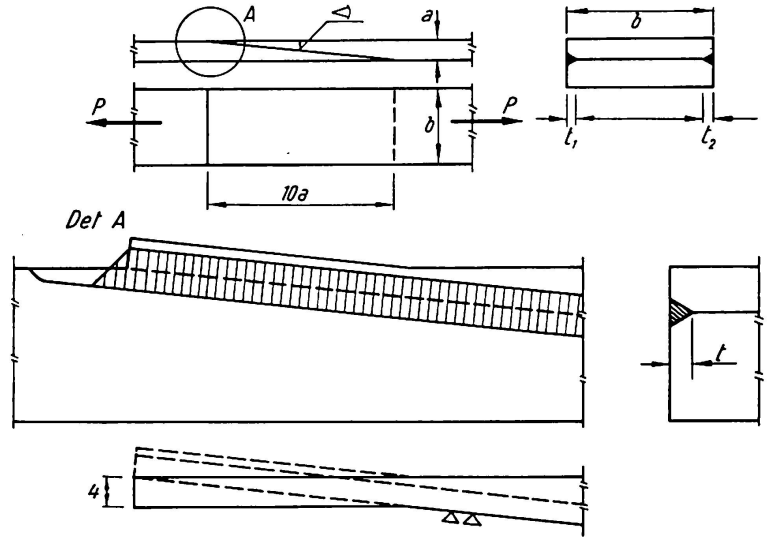


Fig. 6. Probekörper mit gleichmäßiger Verteilung der Kräfte in der Flankennaht.

In dem Probekörper herrscht paktisch konstante Längsspannung $\sigma_{\parallel}$, daher ist auch die Verteilung der Schubspannungen τ_1 in der Naht konstant und nicht wie bei gewöhnlichen überlappten Stößen an den Enden wesentlich größer wie in der Mitte. Durch Wahl verschiedener Stabbreiten b kann die Größe der Längsbeanspruchung in weiten Grenzen geändert werden und eine beliebige Kombination von $\sigma_{\parallel}$ und τ_1 erzielt werden. Die Verteilung der Spannungen $\sigma_{\parallel}$ ist allerdings über die Breite der Probestäbe nicht konstant; die Spannungen sind an den Rändern, in denen die Kraft eingeleitet wird, größer als in der Stabachse. Bei sehr breiten Stäben wird sich ungünstig auch eine zusätzliche Beanspruchung der Schweißnähte in der Querrichtung bemerkbar machen. Im großen und ganzen wird jedoch die Beanspruchung günstiger liegen, wie bei Probestäben nach Fig. 5.

[5]) Bruch im Grundmaterial.

[6]) Bruch in der Schweißnaht.

Es wurden 2 Serien von Probestäben aus St. 37 verschiedener Breite und Schweißnahtdicke geprüft. Die Ergebnisse sind in Tabelle 1 und in Fig. 6 zusammengefaßt.

Bei schmalen Stäben trat der Bruch im Grundmaterial auf. Bei breiteren Stäben wurden die Schweißnähte abgeschert; trotz gleichen Bruchquerschnittes der Schweißnähte ist die Bruchfestigkeit breiter Probestäbe größer als schmaler.

Bei Annahme gleichmäßiger Spannungsverteilung sind die Spannungen erster Art

$$\tau_{\parallel} = \frac{P\,l}{(t_1+t_2)\,c^2}, \qquad \sigma_{\perp} = \frac{P\,a}{(t_1+t_2)\,c^2}.$$

Die Vergleichsspannung bei Vernachlässigung der Spannungen zweiter Art ist

$$\sigma_{S\,\mathrm{I}} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\,\tau_{\parallel}^2}. \tag{2}$$

Die Spannungen zweiter Art sind

$$\sigma_{\parallel} = \frac{P\,l}{a\,b\,c}, \qquad \tau_{\perp} = \frac{P}{c\,b}.$$

Die Vergleichsspannung bei Einbeziehung aller Spannungen ist

$$\sigma_{S\,\mathrm{II}} = \sqrt{\sigma_{\parallel}^2 + \sigma_{\perp}^2 - \sigma_{\parallel}\,\sigma_{\perp} + 3\,(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)}. \tag{3}$$

Die Spannungen wurden mit den nach Bruch gemessenen wirklichen Querschnitten der Schweißnähte errechnet. Wie die graphische Darstellung in Fig. 7 zeigt, ist trotz der Streuungen unverkennbar, daß der Einfluß der Spannungen II. Art nicht zu vernachlässigen ist.

Dies bedeutet allerdings nicht, daß für einfache Berechnungen, z. B. Hoch-

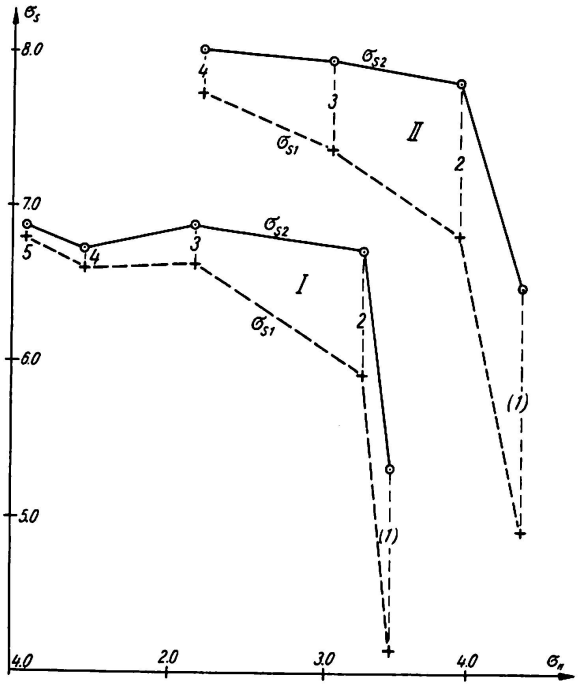


Fig. 7. Vergleichsspannung $\sigma_{S\,\mathrm{I}}$ bzw. $\sigma_{S\,\mathrm{II}}$ in Abhängigkeit von $\sigma_{\parallel}$.

baukonstruktionen, die Dimensionierung der Schweißnähte nicht nach einfachen Bemessungsformeln durchgeführt werden könnte, da, wie schon gesagt, Kehlnahtverbindungen einer genauen Berechnung überhaupt schwer zugänglich sind und eine genaue Berechnung auch wirtschaftlich keine wesentlichen Vorteile bringt.

Zusammenfassung

Es wird über die Frage entschieden, ob bei der Berechnung von Kehlnähten die Normalspannung in der Längsrichtung $\sigma_{||}$ zu berücksichtigen ist. Die Frage ist bei Beanspruchung auf Ermüdung unbedingt zu bejahen. Bei statischer Beanspruchung kann $\sigma_{||}$ vernachlässigt werden, wenn durch Fließen ein Spannungsausgleich geschaffen werden kann. Wenn dies nicht der Fall ist, sinkt die Scherfestigkeit bei steigender Normalspannung.

Ausgeführte Versuche zeigen, daß Probestäbe nach Fig. 6 mit steigender Breite eine höhere Festigkeit aufweisen. Die Vergleichsspannung $\sigma_{S\,II}$ mit Berücksichtigung der Spannung $\sigma_{||}$ ist fast konstant; die Vergleichsspannung $\sigma_{S\,I}$ ohne $\sigma_{||}$ fällt beträchtlich mit der Höhe von $\sigma_{||}$ ab.

Summary

In this article the question is raised as to whether, in the calculation of longitudinal fillet welds, the longitudinal stress $\sigma_{||}$ has to be considered or not. The answer is definitely in the affirmative where there is fatigue. In statically loaded structures the stress $\sigma_{||}$ may be neglected only if there is the possibility of equalising the stress distribution by local plastic deformation. If this is not possible, the shearing strength $\tau_{||}$ of the fillet weld decreases as the longitudinal stress $\sigma_{||}$ increases.

Test pieces in accordance with fig. 6 showed greater strength with increasing width. The comparative stress $\sigma_{S\,II}$, when calculated taking $\sigma_{||}$ into consideration is almost constant, but the stress $\sigma_{S\,I}$ if $\sigma_{||}$ is neglected decreases with increase in $\sigma_{||}$.

Résumé

L'article répond à la question de savoir s'il est nécessaire de tenir compte de la contrainte $\sigma_{||}$ dans les cordons d'angle longitudinaux. La réponse est strictement affirmative pour une sollicitation à la fatigue. Si la charge est statique, on ne peut négliger $\sigma_{||}$ que si une égalisation des contraintes par fluage local est possible. Si ce n'est pas le cas, la résistance au cisaillement diminue quand la contrainte longitudinale augmente.

Les essais exécutés montrent que la résistance des éprouvettes augmente avec leur largeur. La contrainte $\sigma_{S\,II}$ calculée en tenant compte de $\sigma_{||}$ est presque constante, mais la contrainte, $\sigma_{S\,I}$, dans laquelle on a négligé la contrainte $\sigma_{||}$, diminue si l'on augmente $\sigma_{||}$.

II a 2

Einfluß der Konstruktionsform und der inneren Spannungen auf die Sprödbruchgefahr

Effect of the Structural Shape and the Internal Stresses on the Risk of Brittle Fracture

Influence des dispositions constructives et des tensions internes sur le danger de rupture fragile

F. FALTUS
Prof. Dr. Ing., Prag (ČSR)

Die Erforschung der Faktoren, die die Ausbildung von Sprödbrüchen beeinflussen und der Gesetzmäßigkeiten, die hiebei walten, steht seit den eindrucksvollen Unglücksfällen insbesondere im Brücken- und Schiffbau im Vordergrund des allgemeinen Interesses. Es wurden schon wesentliche Erfolge erreicht, viele Fragen abgeklärt und Stähle geschaffen, die auch unter ungünstigen Umständen, wie tiefe Temperaturen, ungünstige Konstruktionsform, sprödbruchsichere Konstruktionen verbürgen.

Noch nicht genügend erforscht ist der Einfluß der Konstruktionsform und der inneren Spannungen auf die Sprödbruchgefahr. Da hier der Einfluß der Größe des Probestückes von sehr wesentlicher Bedeutung ist, sind diesbezügliche Versuche sehr kostspielig und zeitraubend und daher noch wenig zahlreich. Wir sind noch sehr weit davon entfernt, bezüglich Sprödbruchgefahr eine ähnliche Einreihung von Formen von Schweißverbindungen vornehmen zu können, wie sie z. B. für die Ermüdungsfestigkeit geschaffen wurden. Da die Ermüdungsfestigkeit und auch die Sprödbruchgefahr von der Höhe der durch die Konstruktionsform geschaffenen Spannungskonzentration maßgeblich beeinflußt werden, lassen sich in vielen Fällen aus Ermüdungs- und Sprödbruchversuchen qualitativ ähnliche Lehren für den Konstrukteur ziehen. Der Bruchverlauf ist in beiden Fällen allerdings gänzlich verschieden; der Sprödbruch ist ganz wesentlich von der Kerbzähigkeit des Materials beeinflußt, während die Ermüdungsfestigkeit von der Kerbzähigkeit fast nicht abhängt.

Im nachstehenden soll über einige Versuchsergebnisse berichtet werden,

die in dem Institut für theoretische und angewandte Mechanik der tschechoslowakischen Akademie der Wissenschaften erhalten wurden. Gegenstand der Untersuchungen war ein Detail, das bei geschweißten Stahlkonstruktionen und Brücken sehr häufig auftritt, nämlich der Anschluß eines Knotenbleches an den Gurt eines Trägers. Im Hinblick auf einen günstigen Verlauf der Kraftlinien wird das Knotenblech gewöhnlich mit einer Stumpfnaht an die Längskante der Gurtplatte angeschweißt. Zur Milderung der Kerbwirkung wird zweckmäßig der schroffe Übergang ausgerundet und manchmal auch noch das Knotenblech abgeschrägt.

Ermüdungsversuche, die auf einem Amsler-Pulsator von Prof. Puchner in der schweißtechnischen Versuchsanstalt in Bratislava mit geschweißten Trägern und mit Gurtplatten aus Stahl 37 ausgeführt wurden, haben zu den in der Fig. 1 zusammengefaßten Ergebnissen geführt. Schon die aus dem vollen

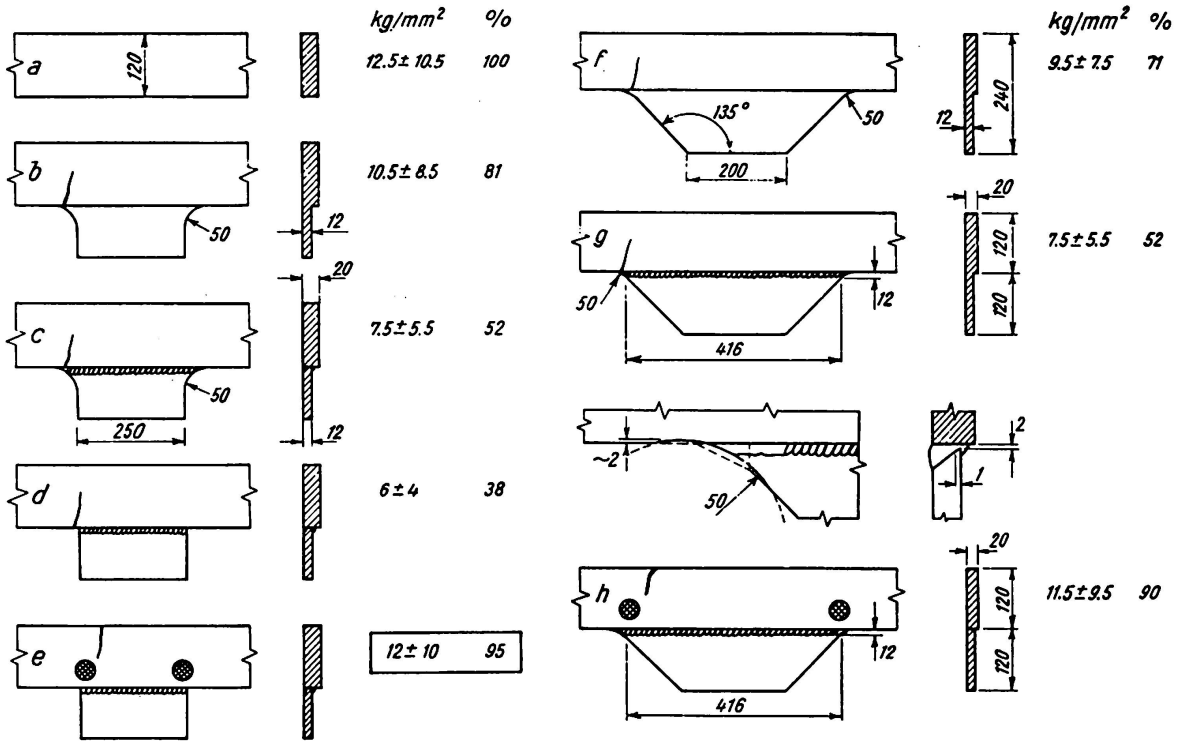


Fig. 1. Ermüdungsfestigkeit von Knotenblechanschlüssen.

herausgearbeiteten Stäbe (b, f) zeigen deutlich eine bedeutende Herabminderung der Ermüdungsfestigkeit (2×10^6 Belastungen) im Vergleich zum glatten Stab, die durch das Vorhandensein einer Schweißnaht noch weiter vermindert wird (Stäbe c, g). Bei gleichem Ausrundungsradius sind die rechtwinkligen (c) und die trapezförmigen Knotenbleche (g) etwa gleichwertig und den ohne Ausrundung ausgeführten Knotenblechanschlüssen (d) stark, überlegen. Nach einem Vorschlag von Prof. Puchner wurden durch kurzzeitiges Erhitzen von kreisförmigen Stellen mittels Schweißbrenner auf etwa 700° C in den durch Kerbwirkung gefährdeten Übergängen von Gurtplatte zu Knotenblech Druck-

eigenspannungen erzeugt. In der Tafel 1 sind die erhitzten Stellen durch Kreise gekennzeichnet. Der induzierte Eigenspannungsverlauf ist in Fig. 2 wiedergegeben. Durch diese Maßnahme wurde die Ermüdungsfestigkeit fast auf den Wert des ungeschweißten Materials gehoben. Bei den so behandelten Stäben *e* und *h* ging der Bruch oft von der glatten Kante aus.

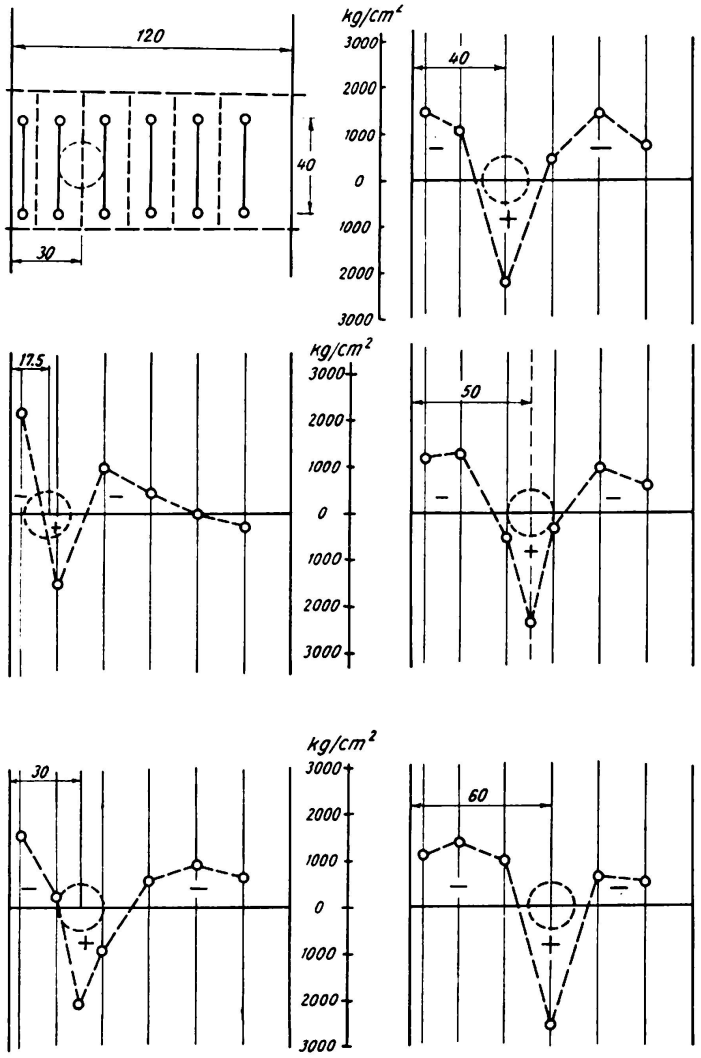


Fig. 2. Eigenspannungsverlauf nach lokaler Erhitzung.

Ähnliche Versuche wurden nun in der Akademie von meinem Mitarbeiter, kand. techn. Wissenschaften, Ing. V. Horák, zur Klärung der Sprödbruchgefahr ausgeführt. Geprüft wurden mit statischer Belastung Breitstähle 20 mm Dicke und Vollwandträger nach Fig. 3 mit den in Fig. 4 gezeigten Knotenblechformen, und zwar bei den Temperaturen $+20°$, $-40°$ C, teilweise auch $-20°$ C. Die Knotenbleche der Probekörper 6, 7, 8, 9 sind trapezförmig mit Ausrundungen und der Probekörper 4, 5, 10, 11 rechteckig ohne Bearbeitung der Schweißnahtenden entsprechend der Ausführung *g* und *d* der Ermüdungsversuche; sie sind jedoch teils 20 mm (Probekörper 4, 5, 6, 7), teils nur 12 mm

stark (Probekörper 8, 9, 10, 11), entweder einseitig (Probekörper 4, 5, 6, 7) oder paarweise (Probekörper 8, 9, 10, 11) angeschweißt. Von je 3 Probekörpern wurde 1 Stück bei 20°, ein Stück bei −40° geprüft. Am dritten Probestück wurden mit Schweißbrenner Druckspannungen in der Kerbzone erzeugt und dieses bei −40° geprüft. (Bezeichnung dieser Proben −40 P.) Flachstäbe wurden teilweise auch bei einer Temperatur von −20° geprüft. Die Kühlung erfolgte in einem Kühlbehälter mittels Trockeneis und durch ein Alkohol-Wasser-Gemisch. Die Temperatur wurde mit Thermoelementen kontrolliert; nach Erreichen konstanter Temperatur wurden die Proben ohne Entnahme aus dem Behälter zerrissen bzw. bis zum Bruch gebogen. Das Material, Stahl 37, entstammte 3 verschiedenen Schmelzen. Stahl 1 ist beruhigt, gut schweißbar, Stahl 2 unberuhigt, Stahl 3 hat erhöhten Kohlenstoffgehalt und höhere Festigkeit als normgemäßer Stahl 37. In Tab. 1 sind die Ergebnisse der Zerreißproben bei 20° angeführt. Stahl 1 hat die niedrigste, Stahl 3 die höchste Übergangstemperatur.

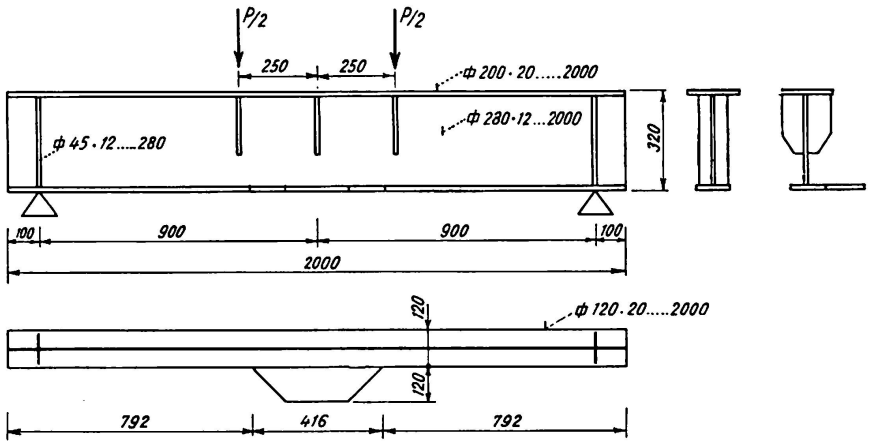


Fig. 3. Vollwandträger mit Knotenblechanschlüssen.

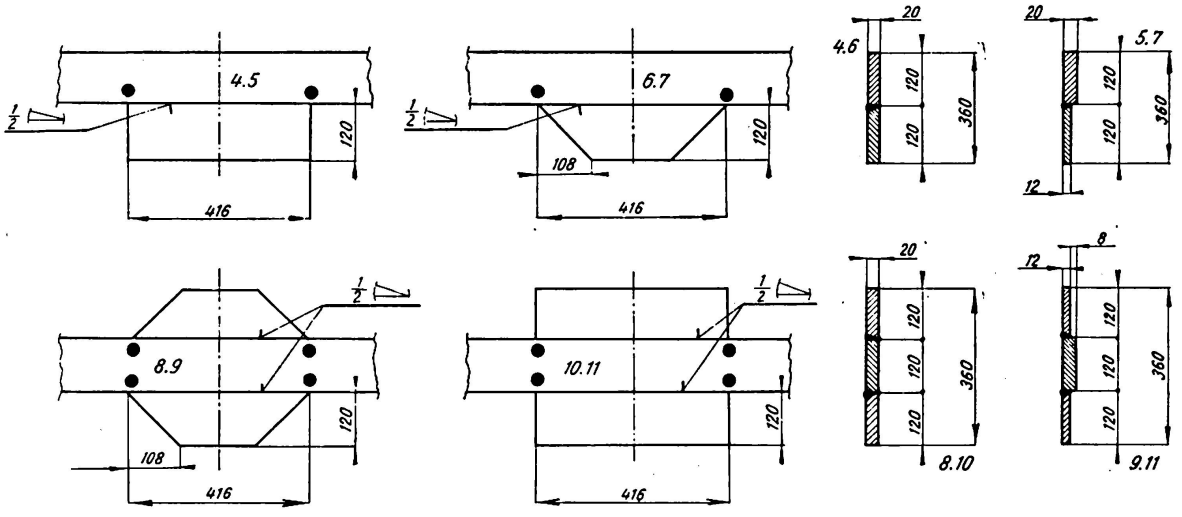


Fig. 4. Geprüfte Knotenblechformen.

Tabelle 1

Chemische Zusammensetzung

Stahl	C	Mn	Si	S	P	Streckgrenze kg/cm²	Festigkeit kg/cm²	Dehnung %
1	0,21	0,48	0	0,046	0,026	2560	4460	23
2	0,17	0,44	0	0,030	0,039	2440	4440	25
3	0,20	1,18	0,5	0,021	0,042	3570	5890	22

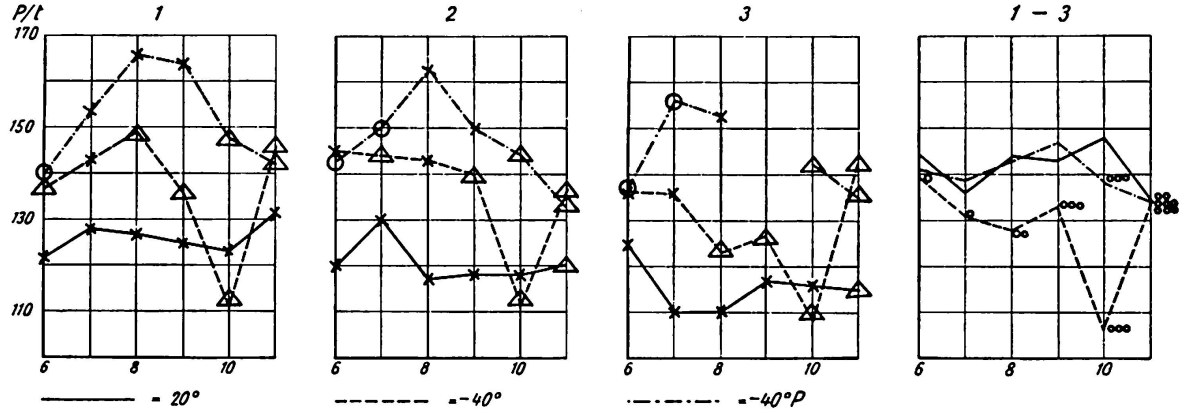


Fig. 5. Tragfähigkeit von Vollwandträgern bis Bruch.

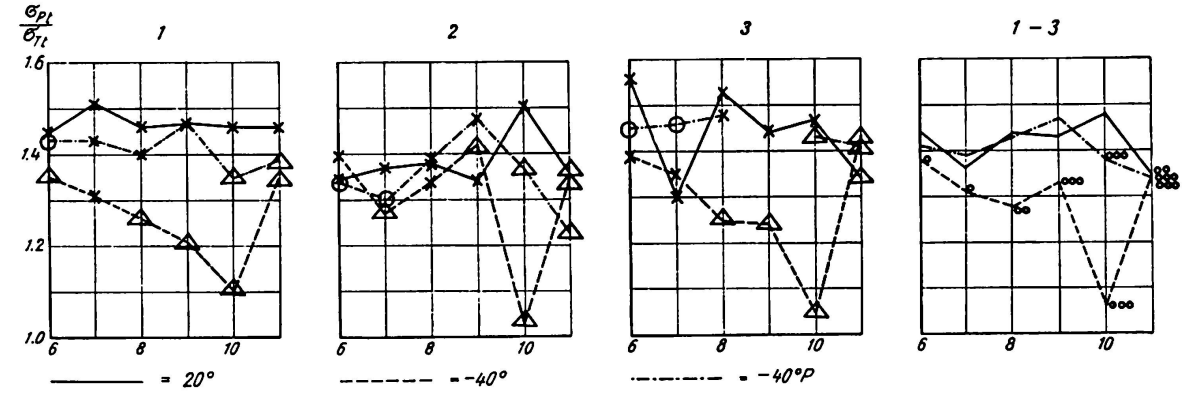


Fig. 6. Verhältnis von $\frac{\text{Streckgrenze}}{\text{Festigkeit}}$ bei verschiedenen Probeformen.

△ in der Kerbe gebrochen,
○ außerhalb der Kerbe gebrochen,
× nicht gebrochen.

Bei der Prüfung wurden bei den Flachstählen gemessen: die lokalen und gesamten Dehnungen, die Streckgrenze und Festigkeit, bei den Biegeproben wurde die Belastung beim Erreichen der Streckgrenze und die Bruchlast bestimmt. Bei Trägern, die nicht gebrochen sind, wurde als Bruchlast die maximale Belastung angenommen, die in fast allen Fällen *vor* Erschöpfung der Durchbiegungsmöglichkeit erreicht wurde.

Aus den umfangreichen Prüfungsergebnissen sind in Fig. 5, 6 die Ergebnisse der Biegeproben der Träger angeführt.

Trotz der verhältnismäßig geringen Zahl von Proben (geprüft wurden 70 Breitstahlproben auf Zug, 54 Biegeträger) und der naturgemäß ziemlich großen Streuung der Ergebnisse können aus den Versuchen diese Folgerungen gezogen werden:

1. Bei niedriger Temperatur steigen Streckgrenze und Festigkeit. Die Anwesenheit einer Kerbe kann jedoch einen mehr oder minder vorzeitigen Bruch erzwingen, so daß die Tragfähigkeit bei niedriger Temperatur auch niedriger sein kann, wie bei 20° C. Dies ist sehr augenfällig, wenn der Bruch als reiner Sprödbruch, ohne jegliche plastische Verformung erfolgt. In Fig. 5 sind die max. Belastungen als Ordinaten aufgetragen. Bei 20° ist die Tragfähigkeit für verschiedene Knotenblechformen praktisch gleich, bei −40° ist die Tragfähigkeit nicht unbeträchtlich höher, ausgenommen die Trägerform 10. Die Tragfähigkeit der Proben mit Druckeigenspannungen an den Kerbstellen ist in allen Fällen wesentlich höher.

2. Ein besseres Kriterium für die Sprödbruchanfälligkeit ist das Verhältnis der Bruchfestigkeit zur Streckgrenze $\frac{\sigma_p}{\sigma_T}$. Bei plastischem Bruch nähert sich das Verhältnis 2, bei Sprödbruch 1. Dieses Verhältnis ist für die Biegeproben in Fig. 6 aufgetragen. Das Verhältnis $\frac{\sigma_p}{\sigma_T}$ nimmt mit der Temperatur ab; bei gleichen Temperaturen charakterisiert es die Güte der Form. Am schlechtesten schneidet wieder Form 10 ab; Form 11 ist überraschend hoch. Mit Druckeigenspannungen behaftete Probekörper sind wesentlich besser wie nicht vorgespannte.

3. Bei den mit △ bezeichneten Proben erfolgte der Bruch als Sprödbruch, die mit ○ bezeichneten Proben sind gebrochen, der Bruch ging jedoch nicht von der Kerbstelle, d.i. vom Übergang des Knotenbleches in das Grundmaterial aus. Bei fast allen bei −40° geprüften Probekörpern fand Sprödbruch statt, bei Probeform 10 auch in den mit Druckeigenspannungen versehenen Stäben, bei Probeform 11 in einem Fall sogar bei +20°.

4. Zwischen den 3 geprüften Materialsorten ist kein wesentlicher Unterschied festzustellen. Nur die Streuung der Ergebnisse ist bei Stahl 2 und 3 größer als bei 1. In der 4. Spalte wurde der Mittelwert aller Versuche aufgetragen. Die Zahl der Punkte gibt die Zahl der gebrochenen Probekörper an.

5. Bei den Zugproben mit Breitstählen trat ein Sprödbruch in einigen Fällen weit außerhalb der konstruktiven Kerbe im glatten Probeteil auf bei Belastungen, die einer sehr scharfen Kerbe entsprechen würden. Eine nähere Untersuchung zeigte, daß der Bruch von einer Kante ausging, an der durch unbeabsichtigte Berührung mit der Schweißzange oder der Elektrode kurzzeitig ein Lichtbogen gezündet wurde und ein kleiner etwa $^1/_2$ mm tiefer Krater eingebrannt wurde. Es zeigt dies, welche Sorgfalt der Ausführung geschweißter Konstruktionen zu widmen ist.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die ausgeführten Proben den Einfluß der Probeform gezeigt haben und auch bewiesen haben, daß durch

eine günstige, künstlich erzeugte Verteilung von Eigenspannungen eine wesentliche Abminderung der Gefahr eines Ermüdungsbruches und auch eines Sprödbruches erzwungen werden kann.

Zusammenfassung

An Hand ausgeführter Proben wird gezeigt, daß an Gurtplatten angeschweißte Knotenbleche die Sprödbruchgefahr wesentlich erhöhen. Am ungünstigsten ist ein rechtwinkelig angesetztes Knotenblech ohne Ausrundung des Überganges. Durch Erzeugung eines künstlichen Eigenspannungszustandes mittels Vorwärmen mit dem Schweißbrenner kann bei $-40°$ C fast dieselbe Sprödbruchsicherheit wie bei $+20°$ C erzielt werden.

Summary

Tests carried out at temperatures of $+20°$C and $-40°$C prove that gusset plates welded on the flange of a full web girder considerably increase the risk of brittle fracture. A rectangular gusset plate without rounding of the inner corners gives the least satisfactory results.

By introducing a residual pressure in the vicinity of the notch it is possible to obtain the same factor of safety against brittle fracture at $-40°$C as at $+20°$C without favorable residual stresses. The residual pressure stress was introduced by heating a small circular spot to 700°C by means of an oxy-acetylene torch.

Résumé

Les essais exécutés montrent que les goussets soudés aux semelles augmentent le danger de rupture fragile. La disposition la plus défavorable est celle d'un gousset rectangulaire sans coins arrondis. En introduisant une compression résiduelle dans la partie menacée par l'entaille à l'aide d'un chalumeau oxyacétylénique, on parvient à la même sécurité contre la rupture fragile à une température de $-40°$ C qu'à $+20°$ C sans contraintes résiduelles favorables.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II a 3

Sprödbruchprüfung und Sprödbruchsicherheit geschweißter Konstruktionen

Tests for Brittle Fracture and Susceptibility to Brittle Fracture of Welded Structures

Etude de la rupture par fragilité et de la sécurité corrélative dans les constructions soudées

KARL RÜHL

Prof. Dr.-Ing., Direktor bei der Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin-Dahlem

Zur Prüfung der Sprödbruchanfälligkeit von Baustählen für geschweißte Konstruktionen bieten sich heute zahlreiche Probenformen an. Die folgende Aufzählung (Tafel 1, entnommen aus [1]) zeigt, daß diese Proben in den verschiedensten Richtungen variieren.

Aus der Vielzahl dieser Proben können die verschiedensten Schlüsse gezogen werden, die mehr oder minder anerkannt oder bezweifelt werden können. Eines dürfte unbestritten sein: daß es dringend notwendig ist, die Probleme dieses Gebietes gedanklich zu ordnen, um damit aus der Vielfalt zur Einheit, zur einheitlichen Beurteilung, sei es der Probleme, der Stähle oder der Konstruktionen zu kommen. Eine gedankliche Ordnung dieser Art wird mit der Frage beginnen, was die verschiedenen Versuche uns geben können, zu dem Problem des gegenseitigen Zusammenhangs der Ergebnisse weiterschreiten, um mit der Untersuchung der Verfahren, die einen Schluß von der Probe auf das Bauteil erlauben, zu schließen. Denn letzter Sinn jeder Prüfung der Werkstoffe liegt darin, seine Bewährung bei der Verwendung zu sichern.

Die Antwort auf die erste Frage enthält bereits die tieferen Schwierigkeiten der Probleme der Versprödung. Die Proben liefern nicht nur Zähigkeitswerte verschiedenster Art, analog den Festigkeitskennwerten statischer oder dynamischer Festigkeitsversuche, sondern als wichtigeres Ergebnis Grenzen, bis zu denen diese Zähigkeitswerte gelten. Alle in Sprödbruchprüfungen gewonnenen Zähigkeitswerte gelten immer nur unter bestimmten Bedingungen des Spannungszustandes, der Temperatur oder der Beanspruchungsgeschwindigkeit.

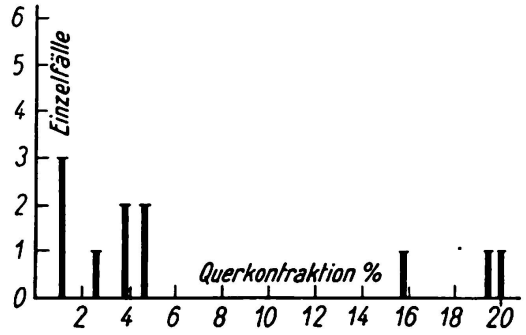
Tafel 1. Charakteristische Eigenschaften verschiedener Sprödbruchproben

1. Kerbschlagbiegeprobe
2. Fallgewichtsprobe nach Pellini
3. Probe nach Van der Veen
4. Probe nach Kommerell
5. Probe nach Kinzel
6. Probe der Lehigh-Universität
7. T-Biegeprobe
8. Probe nach Dutilleu
9. Probe nach Schnadt, statisch
10. Probe der Penns.-State-Universität
11. Plattenbeulprobe nach Pellini
12. Probe nach Kuntze
13. Probe nach Tipper
14. Probe nach Wells
15. Geschlitzte Platten
16. Kreuzzugprobe nach Soete
17. Probe nach Kahn (Navy-Tear-Test)
18. Probe nach Bagsar
19. Schlagzugprobe n. Newmark u. Bruckner
20. Längsgeschweißte Proben
21. Probe nach Robertson
22. Probe nach Robertson
23. SOD-Probe
24. Probe nach Kihara
25. Einschweißprobe der Lehigh-Universität

	Proben-Nr.:	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Art der Beanspruchung	Zug												x	x	x	x	x	x	x	x	x	[2]	[2]	x		
	Biegung	x	x	x	x		x	x	x	x	x	x										[2]	[2]			
	statisch			x	x	x	x	x	x	x	x		x	x	x	x	x	x	x		x	[2]	[2]			
	dynamisch	x	x									x	x							x		[2]	[2]		x	
Probekörper	Stäbe, Träger	x	x	x	x	x		x		x	x				[1]	[1]		x	x	x				x		
	Platten											x					x									
	Sonstiges																					x	x		x	
Behandlung	Geschweißt	(x)[3]	x		x	x	x	x	x			x			x		x			x						
	Ungeschweißt	x		x						x	x		x	x		x		x	x	x						
Meßgröße	Verformung				x	x	x	x	x	x	x		x	x				x							x	
	Arbeitsaufnahme	x														x		x								
	Bruchbildung	(x)[3]		x			x		x	x		x		x				x								
	Temp. f. bestimmt. Verhalten		x																			x	x			
	Festigkeit														x				x			x	x	x		
	Auftreten von Rissen														x		x									

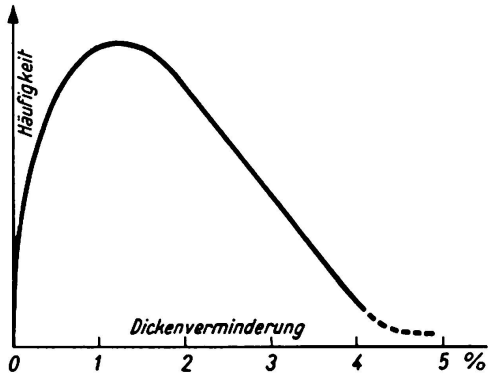
[1]) Sehr breite Stäbe, also in Form von Platten, aber primär einaxial beansprucht.
[2]) Kombinierte Zustände.
[3]) Nur ausnahmsweise.

Sie fallen mehr oder minder plötzlich aus einer Hochlage auf einen Bruchteil des Wertes der Hochlage ab, wenn die Bedingungen sich ändern. Diese Tatsache ist zu kombinieren mit einer zweiten. Es scheint trivial, festzustellen, daß bei Sprödbrüchen stets die Verformungen gering waren. Es ist nicht trivial festzustellen, daß in der Regel nur Brüche mit verhältnismäßig geringen Verformungen oder Gewaltbrüche mit hohen Verformungen beobachtet werden, keine Zwischenwerte. Beim Bruch eines Öltanks z. B. zeigten die gemessenen Dickenverminderungen an den Rissen die in Fig. 1 gegebene Verteilung [2]. Bei Schiffsunfällen verteilten sich die an den Rißrändern gemessenen Quertraktionen nach Fig. 2 [1 (Seite 39), 3]. Bei Querdehnungen über 4% hör-



Nach Baker/Tipper.

Fig. 1. Verteilung der Querkontraktionen beim Schadenfall eines Öltanks.



Nach McCutcheon WRC 1951/58.

Fig. 2. Verteilung der Querkontraktionen bei Schiffsunfällen.

ten danach die Brüche auf. Gewaltbrüche mit hohen Verformungen sind aber eine — verhältnismäßig — geringe Gefahr. Die hohen vorhergehenden Verformungen zeigen sie an, gleichen Eigenspannungen aus und beschränken damit Gewaltbrüche auf die Fälle der Einwirkung hoher äußerer Lasten. Die Gefahr der Sprödbrüche liegt dagegen darin, daß sie ohne hohe äußere Lasten auftreten (Brüche unbelasteter Brücken, wie im Unfall Rüdersdorf, im Hafen liegender Tanker usw.). Die in Fig. 1 und 2 dargestellte Verteilung [1 (Seite 39)] bedeutet also: Es genügt eine Verformungsfähigkeit, die einen Bruchteil der in der Hochlage vorhandenen Verformungsfähigkeit ausmacht, hier etwa 20 bis 25%, um Sprödbrüche zu vermeiden. Also sind auch nicht die Werte in der Hochlage, sondern die Grenzen, bis zu denen hin diese Werte vorhanden sind, das wichtigste Ergebnis der Prüfungen.

Diese Grenzen können Grenzwerte des Spannungszustandes (abhängig z. B. von der Kerbschärfe), der Dehngeschwindigkeit oder der Temperatur sein. Grundsätzlich sind alle diese drei Größen von gleichem Rang. Sie sind aber nicht gleich faßbar. Weder der räumliche Spannungszustand beim Bruch noch die Dehngeschwindigkeit im Bruchbereich, also z. B. im Kerbgrund, können gemessen werden. Es bleibt daher als praktisch fast ausschließlich verwandte Grenze die kritische Temperatur, Übergangstemperatur oder Versprödungs-

temperatur. Es ist also logisch, die Übergangstemperatur als maßgebenden Prüfwert zu betrachten.

Leider ist die Übergangstemperatur, bei der die Zähigkeit von der Hochlage zur Tieflage abfällt, eine variable Größe, nicht in erster Linie, weil man sie verschieden definieren kann, als Temperatur etwa für 10, 15 oder 20 Fußpfund Arbeitsaufnahme in der Charpy-Spitzkerbprobe, sondern weil sie von den Spannungsbedingungen abhängt. Wir können schreiben, für jeden Baustahl ist

$$T_{ü} = f(R, v),$$

wenn R den Räumlichkeitsgrad der Spannungen, also das Verhältnis $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$, v die Beanspruchungsgeschwindigkeit $\frac{\delta \epsilon}{\delta t}$ oder $\frac{\delta \sigma}{\delta t}$ bezeichnet. Die Übergangstemperatur ist also eine Funktion der Räumlichkeit des Spannungszustandes und der Beanspruchungsgeschwindigkeit. Ob außerdem noch weitere Größen eine Rolle spielen, etwa der Spannungsgradient $\frac{d\sigma}{dx}$, also die Steilheit etwa vorhandener Spannungsspitzen, ist z. Zt. noch offen. Jede Konstruktion und jede Probe hat also eine bestimmte, ihr eigene, aus den Spannungsbedingungen entspringende Sprödbruchwirksamkeit, und jeder Baustahl hat deshalb keine bestimmte, sondern eine Vielzahl von Übergangstemperaturen, je nach der Sprödbruchwirksamkeit des Bau- oder Probenkörpers. Daher liefern z. B. die Spitzkerbproben um 20° bis 30° C höhere Werte als die Rundkerbproben [1 (S. 77, 85)]. Die Unterschiede dieser verschiedenen Übergangstemperaturen eines und desselben Baustahls in verschiedenen Proben folgen zweifellos einem allgemeinen Gesetz. Leider kennen wir von diesem Gesetz nur Teilstücke. Grundsätzlich bekannt ist der Zusammenhang $T_{ü} = f(v)$; er kann in der Form geschrieben werden [1 (S. 28), 4]

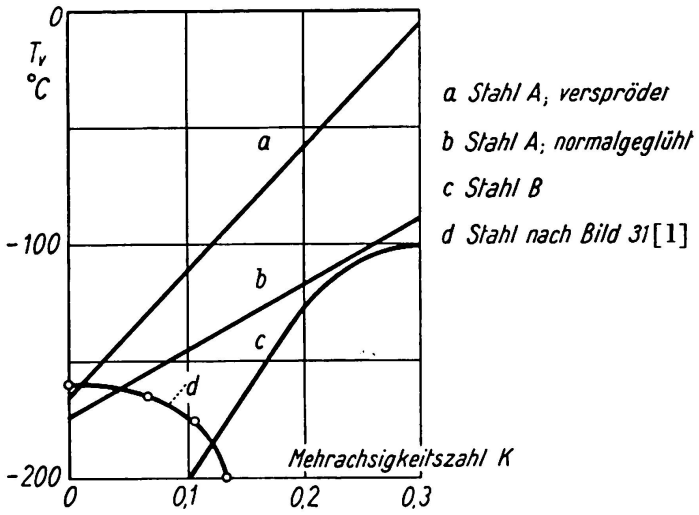
$$\ln v = C_1 - \frac{C_2}{T}.$$

T = absolute Temperatur in ° Kelvin.

Dieser theoretisch abgeleitete Zusammenhang ist durch eine Reihe von Versuchen bestätigt. Zahlenwerte für die Konstanten C_1 und C_2 sind bekannt. Noch nicht bekannt ist der Zusammenhang $T_{ü} = f(R)$. KOCHENDÖRFER und SCHOLL [1 (Seite 30), 5] haben ihn für einen Teilbereich festgestellt und erhalten bei einzelnen Beispielen eine Abhängigkeit des Wertes $T_{ü}$ von dem Wert $K = 1 - \frac{\sigma_v}{\sigma_1}$, wobei σ_v die Vergleichsspannung nach der Gestaltänderungshypothese (oder auch Schubspannungshypothese) σ_1 die größte Hauptspannung ist, nach Fig. 3, Kurven *a*, *b*, *c*. Trägt man in dieses Diagramm Ergebnisse ein, die aus Plattenversuchen von GROSSMAN gewonnen werden können [1 (S. 31), 6], erhält man die davon abweichende Kurve *d*. Die Kurve *d* würde einen ähnlichen Charakter haben wie die anderen Kurven, wenn man als

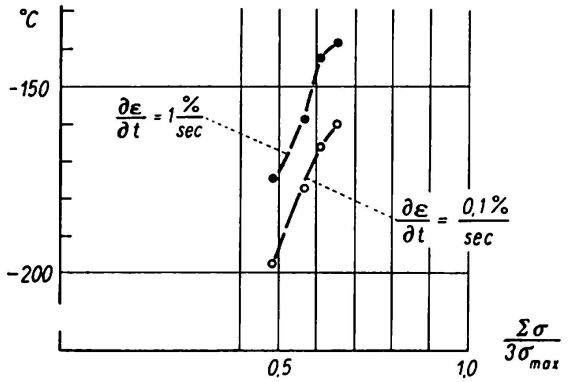
Maß für die Räumlichkeit nicht K, sondern $c = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3\,\sigma_{max}}$ benutzt (constraint factor), Fig. 4. Dieser Faktor ist jedoch auch nicht eindeutig. Er gibt z. B. für den zweiaxialen Zustand $\sigma_2 = \sigma_1$; $\sigma_3 = 0$ denselben Zahlenwert wie für den dreiaxialen Zustand $\sigma_2 = \sigma_3 = 0{,}5\,\sigma_1$. Es ist aber keinesfalls bewiesen und durchaus zweifelhaft, daß die Sprödbruchwirksamkeit beider Zustände gleich ist.

Selbst wenn diese Abhängigkeit $T_{ü} = f(R)$ bekannt wäre, wäre ihre Verwendungsmöglichkeit fraglich — denn wir wissen sehr wenig über die tat-



Nach KOCHENDÖRFER und SCHOLL.

Fig. 3. Übergangstemperatur in Abhängigkeit von der Mehrachsigkeit der Spannungen.



Nach Versuchen von GROSSMANN.

Fig. 4. Übergangstemperatur in Abhängigkeit vom Spannungszustand.

sächlichen räumlichen Spannungsspitzen in eigenspannungsbehafteten geschweißten Konstruktionen. Es besteht also bisher noch keine Möglichkeit, den Einfluß des Spannungszustandes auf die kritische Temperatur zahlenmäßig zu verfolgen, das Temperaturäquivalent für eine bestimmte Änderung des Spannungszustandes anzugeben.

Damit stehen wir vor der dritten Frage — der Beurteilung der Sprödbruchsicherheit von Bauten auf Grund der Sprödbruchprüfung der Baustähle. Da heute in verschiedenen Normen und Vorschlägen, z. B. der deutschen Norm DIN 17 100, der englischen Norm B.S. 2762, dem Vorschlag Bonhomme der Kommission IX des International Institute of Welding [7] Stähle mit gleicher Festigkeit aber verschiedener Sprödbruchanfälligkeit vorgesehen sind, steht der Konstrukteur vor der unvermeidbaren Aufgabe, aus diesen Stählen den für sein Bauwerk geeigneten, d. h. gerade ausreichend guten, auszuwählen. Er muß bestimmte Stähle Bauwerken bestimmter Sprödbruchgefährdung zuordnen. Zwei Größen liegen hierfür in jedem Fall fest, bzw. können bestimmt werden — die niedrigste Betriebstemperatur, bei der das Bauteil noch seine Funktionen erfüllen soll, und die Versprödungstemperatur, bei der der Baustoff in bestimmten Proben seine Zähigkeit einbüßt. Außerdem existiert, ob bekannt oder unbekannt, ein dritter Temperaturwert, die Versprödungstemperatur des Bauwerks, d. h. des Baustoffes unter den Bedingungen des Bauwerks. Daß es für etwa ähnliche Baukörper eine solche überraschend eng begrenzte Übergangstemperatur gibt, hat die Statistik der zahlreichen Schiffsunfälle bewiesen [1, Seite 19/20]. Selbstverständlich liegt keiner dieser Werte exakt fest. Alle Versuchswerte haben Streuungen, also auch die Übergangstemperatur. Die Sprödbruchsicherheit des Bauwerks ist gewährleistet, wenn die Versprödungstemperatur des Baustoffs im Bauwerk unterhalb der Betriebstemperatur liegt, also der spröde Bereich unterhalb der Betriebstemperatur endet. Es ist also nötig, die Betriebstemperatur des Bauwerks, die Versprödungstemperatur des Baustoffes im Bauwerk (also die Versprödungstemperatur des Bauwerks) und die Versprödungstemperatur des Baustoffes in den Proben miteinander zu vergleichen. Es gibt hierfür zwei Möglichkeiten.

Die erste besteht darin, eine Reihe von Proben mit steigender Kerbschärfe und damit steigender Übergangstemperatur vorzusehen, wie z. B. von H. SCHNADT vorgeschlagen. Will man den Stahl für eine bestimmte Konstruktion aussuchen, hat man aus dieser Reihe diejenige Probe herauszusuchen, die die gleiche Schärfe der sprödbruchwirksamen Bedingungen und damit die gleiche Versprödungstemperatur besitzt wie die Konstruktion. (Ob bzw. mit welcher Sicherheit dies im Einzelfall möglich ist, ist eine zweite Frage.) Prüft man diese Probe bei der Betriebstemperatur, der das Bauwerk äußerstenfalls ausgesetzt ist (oder zur Sicherheit bei einer noch etwas niedrigeren Temperatur), und verhält sich die Probe zäh, kann man annehmen, daß auch im Bauwerk keine spröden Brüche zu erwarten sind. Bei diesem Verfahren ist also die Prüftemperatur gleich oder unterhalb der niedrigsten Betriebstemperatur des Bauwerks zu wählen.

Dieses Verfahren setzt voraus, daß die Temperaturgleichheit von Proben und Bauwerk für alle in Frage kommenden Stähle erhalten bleibt, andernfalls müßten je nach Stahlgüte verschiedene Proben für ein und dasselbe Bauwerk maßgebend sein. Die Temperaturverschiebung durch Wechsel der Stahlgüte

muß also für Probe und Bauwerk gleich, demnach von den Spannungsbedingungen, die ja in der Regel sehr verschieden sind, unabhängig sein. Schreibt man zur Verdeutlichung $T_{ü} = f(\sigma, W)$, wo σ die gesamten Spannungsbedingungen (R und v) und W die Werkstoffgüte bedeutet, so darf also $\frac{\delta T_{ü}}{\delta_W}$ die Größen σ nicht enthalten, das heißt, es dürfen in der Funktion von $T_{ü}$ keine Glieder vorhanden sein, in denen σ und W gekoppelt sind, und dann ist umgekehrt auch $\frac{\delta T_{ü}}{\delta \sigma}$ unabhängig von W. Dies heißt einfach, daß eine Änderung der Spannungsbedingungen die Temperatur unabhängig von der Stahlgüte, also bei allen Stählen um den gleichen Wert verschiebt. Stellt man also zwischen einer bestimmten Konstruktion und einer bestimmten Probe bei einem beliebigen Stahl eine Temperaturdifferenz ΔT fest, die notwendigerweise durch den Unterschied der Spannungsbedingungen verursacht ist, so muß diese Verschiebung ΔT bei anderen Baustählen den gleichen Wert haben.

Damit ist ein zweites Verfahren möglich. Man wählt nicht aus einer Reihe von Proben mit verschiedener Kerbschärfe diejenige mit gleicher Übergangstemperatur wie das Bauwerk, sondern beschränkt sich auf eine einzige Probenform und bestimmt für irgendeinen Stahl die Differenz ΔT der Übergangstemperatur T_{P1} dieser Probe gegenüber derjenigen des Bauteils ($\Delta T = T_{ü\,Bau} = T_{P1}$). Dann kann man für einen andern Stahl mit T_{P2} allgemein für ein gleiches oder ähnliches Bauwerk setzen

$$T_{ü\,Bau} = T_{P2} + \Delta T,$$

in Worten: Versprödungstemperatur im Bauwerk = Versprödungstemperatur der Proben $+\Delta T$.

Diese Versprödungstemperatur im Bauwerk muß dann, falls Sicherheit gegen Sprödbruch vorhanden sein soll, unter der Betriebstemperatur liegen. Man kann dann entweder für einen gewählten Baustahl die niedrigste zulässige Betriebstemperatur eines Bauwerks oder für eine gegebene Betriebstemperatur die höchste zulässige Probenübergangstemperatur angeben.

Beide Verfahren sind also wissenschaftlich gleich gut begründet — entweder beide richtig oder beide falsch. Darüber, wie weit tatsächlich die Differenz der Übergangstemperatur verschiedener Baukörper und Probeformen für Baustähle verschiedener Güte gleich ist, gibt es eine Reihe von Versuchen. Die Fig. 5 und 6 [aus 1, Seite 70] zeigen zwei Beispiele für Temperaturdifferenzen ΔT zwischen verschiedenen Baukörpern für verschiedene Stähle. Wären die ΔT-Werte für alle Stähle gleich, müßten die beiden Treppenlinien in jedem Bild parallel verlaufen. Das ist naturgemäß nicht der Fall; die Abweichungen davon sind jedoch so, daß die Annahme eines mittleren Wertes ΔT für alle Stähle als durch die Versuchsergebnisse hinreichend bestätigt angesehen werden kann.

Die praktische Anwendung hängt davon ab, ob man genügend Zahlenwerte ΔT für die verschiedenen Bauweisen bestimmen kann. Der Deutsche Ausschuß

für Stahlbau hat bei der Bundesanstalt für Materialprüfung in Berlin eine Reihe geschweißter Träger mit verschiedenen Gurtplattendicken und -breiten bei verschiedenen Temperaturen prüfen lassen. Die bis zum Bruch erreichten Verformungen fielen bei Erniedrigung der Temperatur stark ab. Es gibt also einen kritischen Bereich, über dessen genaue Definition allerdings verschiedene Auffassungen möglich sind. Aus Fig. 7 kann z. B. geschlossen werden, daß bei

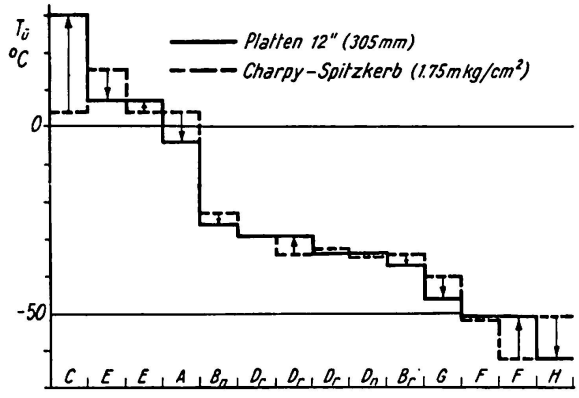
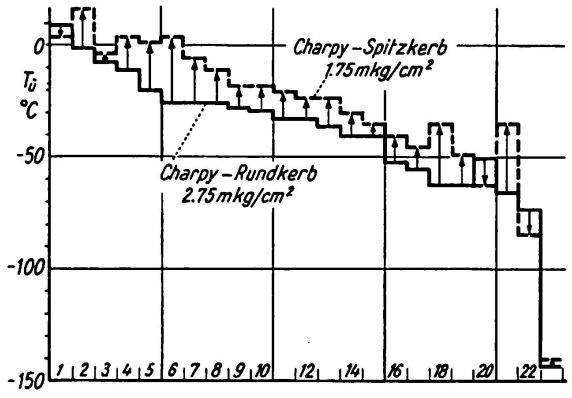


Fig. 5. Vergleich der Übergangstemperaturen von Platten und Charpy-Spitzkerbproben bei verschiedenen Stählen.



Nummer des Stahles.

Fig. 6. Übergangstemperaturen von Charpy-Rundkerb- und -Spitzkerbproben bei verschiedenen Stählen.

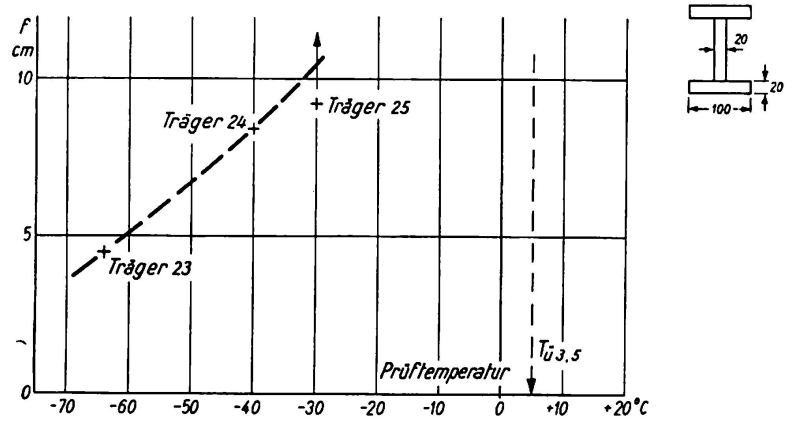


Fig. 7. Durchbiegung geschweißter Träger bis zum Bruch bei verschiedenen Temperaturen (Stegdicke 100 mm).

etwa $-65°$ bis $-70°$ C ein kritischer Temperaturbereich erreicht ist; die Übergangstemperatur der DVM-Proben lag bei $+5°$ C; bei diesem günstigen Träger mit schmalen und nicht sehr dicken Gurten war also $\Delta T = -65° - (+5) = -70°$. Die durchgeführten Versuche können nur als ein Anfang betrachtet werden. Aus ihnen und anderen Erfahrungen können heute nur folgende als Anhalt dienende Angaben über ΔT-Werte gemacht werden, alle gegenüber DVM-Rundkerb-Proben. Niedrige geschweißte Träger mit Gurtstärken von 200×40 mm

$$\Delta T = -30°$$

(kritische Temperatur des Trägers unterhalb derjenigen der Probe, je größer der negative Wert, um so sicherer ist die Konstruktion); bei geringen Gurtstärken, 200×20 mm,

$$\Delta T = -45°,$$

bei schmalen Gurten noch größere (negative) Werte; bei Behältern mit eingeschweißten Flicken, auf Grund eines Einzelfalls mit nicht sehr sicheren Unterlagen,

$$\Delta T = -10°;$$

bei sehr ungünstigen Schiffsbauteilen mit mehrfachen Schweißnähten

$$\Delta T = \text{positiv},$$

im Grenzfall bis etwa $+20°$ C [1, S. 86].

Will man nicht von Rundkerb-, sondern von Spitzkerbproben ausgehen, so ist zu beachten, daß deren Übergangstemperaturen (für mittlere Arbeitsaufnahme, etwa 2,6 mkg/cm²) rund 20° bis 30° C höher liegen [1 (Seite 6), 8]. Den obigen ΔT-Werten sind dann noch $-25°$ C hinzuzufügen, statt $\Delta T = -45°$ würden sich $\Delta T = -70°$ C usw. ergeben.

Für die praktische Berechnung notwendiger Gütewerte des Stahles kann man aus den vorstehenden Überlegungen noch ein einfaches Rechenverfahren ableiten, indem man aus der niedrigsten Betriebstemperatur und der Differenz ΔT die höchste zulässige Probentemperatur $T_{üP}$ und dann deren Abstand von einer frei gewählten höheren, etwa bei $+50°$ oder $+100°$ C liegenden Bezugstemperatur errechnet. Dieser Abstand steigt mit der Gefährdung, z. B. Erniedrigung der Betriebstemperatur, stellt also eine Gefahrenwertung dar. Die Übergangstemperatur des zu verwendenden Stahles muß mindestens den gleichen Abstand von der Bezugstemperatur haben; dieser Abstand für den Stahl ist also eine Gütewertung; je besser der Stahl, um so niedriger ist seine Übergangstemperatur, um so größer sein Abstand von der gewählten höheren Temperatur. Für die Berechnung kann man statt der Abstände in °C natürlich auch eine ihnen proportionale Skala einführen. Dabei müssen natürlich sprödbruchwirksame Einflüsse, die eine bestimmte Verschiebung der Übergangstemperatur bewirken, mit der gleichen Maßzahl wie diese Verschiebung bewertet werden. Nach diesem System können z. B. die «Vorläufigen Empfehlungen» des Deutschen Ausschusses für Stahlbau gedeutet werden. Die in diesem System verwandten Zahlenwerte für die einzelnen sprödbruchwirksamen Faktoren (Lage und Beanspruchung der Schweißnähte, Wanddicke, Kaltverformung, Kälte) beruhen teilweise auf Versuchen, teilweise auf Schätzungen auf Grund von Erfahrungen mit ausgeführten Konstruktionen. Zum Beispiel geben eine Reihe verschiedener Versuche über die Erhöhung der Übergangstemperatur mit der Wanddicke einen Mittelwert von etwa 1° für 1 mm (bei starken Streuungen). Da man der Temperaturerniedrigung eine Gefahrenzahl von je 1 für 5° C zuerteilt hat, ist dementsprechend auch für je

5 mm Wanddickensteigerung eine Gefahrenwertung von 1 vorgeschrieben worden. Die Zahlenwerte für den Einfluß der Konstruktionsbedingungen sind geschätzt, möglicherweise etwas zu hoch.

Für die Prüfung und Ergänzung dieser Empfehlungen sind vor allem etwaige Erfahrungen über Schadensfälle wertvoll. Umgekehrte Erfahrungen — über gutes Verhalten von Baustählen in Bauwerken — sind natürlich ebenfalls wichtig, haben aber nur im Fall genauer Prüfung des Stahles im Einzelfall Gewicht, weil die Gütestreuung der Baustähle sehr groß ist. In sehr vielen Fällen liegen also Stähle vor, deren Güte nicht nur ein wenig, sondern sehr erheblich über der garantierten Mindestgüte liegt, ihre Bewährung sagt also nichts über das Verhalten eines an der Grenze liegenden Stahles aus. Außerdem ist es ja gerade das gefährliche Charakteristikum der verformungsarmen Brüche, daß sie ohne vorherige Anzeichen auftreten, man also nicht weiß, wie nahe am gefährdeten Bereich das Bauwerk sich befand, wenn kein Schaden aufgetreten ist.

Es ist klar, daß ein solches Verfahren zur systematischen Zuordnung verschieden sprödbruchanfälliger Stähle zu verschieden stark sprödbruchgefährdeten Bauwerken nur ein summarisches Abkürzungsverfahren ist. Andere Verfahren mit Benutzung etwa der Verformungen statt der Temperatur wären denkbar, haben aber bisher noch zu keinem Erfolg geführt.

Es erscheint jedoch sicher, daß nur eine Systematik der Beziehungen zwischen Sprödbruchprüfung und Sprödbruchverhalten von Bauteilen die notwendige Ordnung der Sprödbruchprüfung, d. h. eine Beurteilung des Aussagewertes der verschiedenen Proben herbeiführen kann.

Literatur

1. K. Rühl, «Die Sprödbruchsicherheit von Stahlkonstruktionen». Werner-Verlag, Düsseldorf, 1959.
2. I. F. Baker, C. F. Tipper, "The Value of the Notch Tensile Test". Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers. 170 (1956) Nr. 1, S. 65/93.
3. E. M. McCutcheen, Diskussionsbeitrag in Welding Research Council, Supplement zu Welding Journal (amerikanisch), 1951, Heft 8, S. 4121/14.
4. O. L. Issner, «Ermittlung der Sprödbruchneigung von Baustählen im Kerbzug- und Kerbschlagzugversuch». Archiv für Eisenhüttenwesen 24 (1953), H. 1/2, S. 27/42.
5. A. Kochendörfer, H. Scholl, «Die Sprödbruchneigung von Stählen in Abhängigkeit von Spannungszustand und Temperatur». Stahl und Eisen 77 (1957), Heft 15, S. 1006/13.
6. C. W. McGregor, N. Grossmann, "Dimensional Effect in Fracture". Welding Research Council. 1952, Heft 1, S. 20/26.
7. Bericht des IIW/IIS – 22 – 59. Recommandations pour le choix et la classification des aciers pour constructions soudées.
8. Bericht des IIW/IIS, IX – 116 – 55, A. Audigé. Notch Toughness of hull quality ship steels evaluated by means of Keyhole and V-notch Charpy tests.

Zusammenfassung

Die Vielzahl der gebrauchten Sprödbruchproben erfordert eine systematische Ordnung der Sprödbruchprobleme. Auswertung der Unfallerfahrungen zeigt, daß die Sprödbruchgefahr bereits bei relativ geringer Verformungsfähigkeit verschwindet. Daher ist die Übergangstemperatur die kritische Größe. Sie ist für gleiche Stähle durch die verschiedenen Spannungsbedingungen in Bauteilen und Proben verschieden. Die hierfür maßgebenden Zusammenhänge sind nur teilweise bekannt. Für die Beurteilung der Sprödbruchsicherheit von Bauwerken bietet sich daher nur der Weg, diese Temperaturdifferenzen experimentell zu bestimmen. Versuche hierüber sind durchgeführt.

Summary

The multiplicity of the tests employed for brittle fracture necessitates a systematic classification of the problems of brittle fracture. Analysis of accidents that have occurred shows that the risk of brittle fracture is eliminated at relatively low ductility. Hence the transition point is the critical magnitude and it is different for the similar steels owing to the varying stress conditions in structural members and tests. The relationships governing such cases are only partly known. Consequently, the only means for estimating the susceptibility of structures to brittle fracture is to determine these temperature differences experimentally. Researches are being carried out on this problem.

Résumé

La multiplicité des types d'éprouvettes employées pour les essais de rupture par fragilité impose un classement systématique des divers problèmes correspondants. Une analyse des donnés expérimentales concernant les accidents de cette nature montre que les risques de rupture par fragilité disparaissent pour une aptitude relativement faible aux déformations. La température de transition constitue donc la grandeur critique. Pour des aciers identiques, elle diffère suivant les divers régimes de contrainte dans les éprouvettes et dans les éléments d'ouvrages. Les relations qui régissent ces phénomènes ne sont que partiellement connues. Pour l'appréciation de la sécurité à la rupture des ouvrages par fragilité, le seul moyen consiste donc à déterminer expérimentalement ces différences de température. Des essais sont en cours à ce sujet.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II a 4

The Economics of Quality in the Fabrication of Welded Steel Bridges

Economie et qualité dans la fabrication des ponts métalliques soudés

Die Wirtschaftlichkeit der Ausführungsqualität bei geschweißten Stahlbrücken

D. C. C. DIXON
B.A., A.M.I.C.E., A.M. Inst. W, The Cleveland Bridge & Engineering Co. Ltd.,
Darlington, Co. Durham, England

Preamble

Quality in the fabrication of a welded steel bridge is, for the purpose of this paper, defined as that degree of excellence in the methods and skills employed in fabrication, as will enable the designer to make correspondingly good use of all materials which he may include in such a structure.

The total cost of a fabricated bridge delivered from the maker's yard is the sum of the cost of materials and the cost of production. The better the quality of fabrication, the greater is the cost of production. However, this extra cost is offset by the more efficient stressing of materials, their more economic use, and hence a saving in their cost. The converse is also true. The least total cost will occur where the rate of decrease of one cost, materials or production, equals the rate of increase of the other.

There is very little cost data available, either as to the variation in cost of production or to the variation in cost of materials, due to changes in the requirements of specifications. This paper attempts to show not only the need and the potential value of such data, but also to indicate the relative importance of the factors which cause such variations, and in some cases to make quantitative estimates of the changes in cost.

The difficulty of obtaining data is aggravated by the fact that in any one works it is unlikely that very differing standards of quality can be simultaneously maintained. Thus it is likely that fair comparison can only be made between one works and another; this introduces another variant factor.

Design

Advances in the techniques of design must go forward hand in hand with advances in the techniques of fabrication. Advances in the one stimulate advances in the other.

Welding, more than any other method of jointing metals such as rivetting or bolting, permits the designer to place his metal where he desires, so as to obtain a more logical and economic stress distribution; it permits him to design monolithic structures which even with conventional elastic design show great material savings. This very freedom given to the designer carries with it the risk that any flaw in fabrication is likely to be the more dangerous.

A common reaction to the realization of this fact by the designer, has been to create awkward redundant details, or to specify too long or excessively heavy welds, rather than to insist on a specification of such rigidity that these precautions against flaws in fabrication are unnecessary. It has been shown that for a single stressing of a weldment, high residual stresses as are likely to be set up by such details, have little appreciable effect; however, where fatigue loading is likely to be encountered, as it is in many railway bridges, the effect is considerable. Such precautions moreover, not only cause an increase in the volume of material employed, but also add very considerably in cost and time in the production process. Further to this, the author would go so far as to say that such precautionary details are in fact deleterious to the ultimate strength of a structure.

An analysis of any particular and accepted design on these lines would be likely to be both invidious and inconclusive. It would seem better to consider one or two common details.

A plate girder is usually designed against bending moment; its requirement to resist shear stresses is often negligible. Should this be so, then the paramount task of the web is to hold the flanges apart so that they may take their stresses in direct tension and compression. In this case, the function of a web stiffener is to stiffen the web! It may be extended to stiffen the compression flanges, but there seems no justification for the weight and size of so many sections employed for this task, nor for the excessive and unreasonable amount of weld metal often used in its connection to the web, nor can it be disputed that the laying of this weld is likely to set up high residual stresses and frequently awkward distortion. This is a simple example, nevertheless it is surprising how many designers are still guilty to some extent.

British Standards for mild steel to B.S.S. 15 which has a minimum yield point of 15.25 tons per sq. inch and a minimum ultimate strength of 28 tons per sq. inch, permit the material to be stressed in direct tension to 9 tons per square inch. A bridge made with this steel and to this specification, can therefore theoretically withstand a load 69% greater than that for which it is designed before the yield point is reached in any portion of the steel, and a

much greater load, particularly if the steelwork forms a redundant framework, before collapse occurs. There is therefore scope for raising the allowable working stresses provided the quality of the completed structure can be relied on sufficiently. At present there are certain unknown quantities, in particular, the lack of knowledge of the fundamental behaviour of brittle fracture which limit this reliance. Although much can be done to minimise the risk of such fracture, such as the avoidance of notches, discontinuities, etc., the lack of this fundamental knowledge must necessarily delay savings in the general direction of permitting higher working stresses.

The definition adopted for quality excludes discussion on the appearance of the final bridge. It need only be remarked firstly that such practices as placing stiffeners on one side only of a plate girder web, may in the eyes of some be desirable, but certainly add to the cost, and secondly, that a good design that makes full use of the materials employed, is rarely likely to be æsthetically objectionable.

Basis of Estimation of Relative Costs

The total cost of a fabricated welded bridge may be broken down into the following elements:

a) The cost of steel delivered from the Mills (including waste).
b) The cost of electrodes.
c) The cost of miscellaneous special items such as jigs, and tools.
d) The cost of labour directly employed on fabrication.
e) Overhead costs which are usually expressed as a percentage of d). Firms vary in that labour which is classed as directly employed and that which is booked as overheads but for the purposes of comparison the total of d) and e) can be used.
f) Profit, generally expressed as a percentage of the sum of the items a) to e).

The cost of bearings, protective treatment etc., are excluded from the above cost since the method of their calculation is different and a study of their cost is irrelevant to the main argument.

Examples of the use of such a breakdown of cost are given in the following table. They are chosen to represent bridgework of very differing complexity but fabricated to the same specification.

From this table it can be seen that, should the specification, by being made more rigid, cause an increase of one man hour per ton, then the total cost per ton will increase by 0.79%, 0.63% and 0.53% respectively in the three cases. For the change in specification to have caused an economic gain, then it must have permitted a greater percentage saving in weight.

Since the directly employed labour is by far the greatest variable, it is important to examine how the man hours which make up its cost, are split

Item	Class d) Man Hours per ton		
	40	70	100
	£	£	£
a) Mild Steel to B.S.S. 15	45. 0. 0	45. 0. 0	45. 0. 0
b) Electrodes	1.10. 0	1.15. 0	2. 0. 0
c) Miscellaneous Items	1.10. 0	1.10. 0	1.10. 0
d) Directly employed labour @ 5/-d per man hour.	10. 0. 0	17.10. 0	25. 0. 0
e) Overheads at say 125%	12.10. 0	21.17. 6	31. 5. 0
f) Profit @ say 7 1/2 %	5. 5. 9	6.11. 5	7.17. 1
Total cost per ton	75.15. 9	94. 3.11	112.12. 1

between the various trades. The following table gives the percentages by trades of man hours actually employed on the fabrication of four classes of structure. The trades listed cover 70% of the costs booked in the author's works against item d) above.

Item	Category			
	1	2	3	4
Crop, saw, roll, straighten	5.0	4.5	4.0	5.0
Template	2.0	10.0	2.0	1.5
Plane, gas cut	6.0	6.5	7.0	12.0
Mark and drill	10.5	6.5	4.0	Nil
Plater (or assembler)	23.0	23.5	18.0	21.5
Plater's helper	28.0	29.0	30.0	26.0
Welder	25.5	20.0	35.0	34.0

Category 1 was for a multi-span plate girder road bridge with built up welded cross girders. All site connections were bolted. The specification was of normal severity.

Category 2 was for an all welded arch bridge, with main chords of box section. Individual portions were shop assembled. The specification was very rigid, and required exceptional dimensional accuracy. Site connections were bolted.

Category 3 was for a single span plate girder railway bridge with rolled section cross girders. All butt welds were subject to radiographic inspection.

Category 4 was for a box girder cantilever bridge with a main span of 270′ and side spans of 120′. All butt welds were subject to radiographic inspection. It was site welded.

From this table it can be seen that a variation in the amount of man hours employed on welding is not so great as might be expected. For category 3 even, if we assume a total of 70 man hours per ton in directly employed labour, the welding cost (including associated overheads and profit) was only 10.8% of the total cost. Plating accounted even in this case, to a greater proportion (14.8%) and in the case of category 2 to 19.5%.

Inspection

General

Any requirement laid down by a specification must be capable of precise assessment. Such phrases as "of the best quality", "perfectly straight", "without flaw" etc. are largely meaningless.

The methods of inspection available will therefore dictate the quality of materials and of completed fabrications which may be achieved.

Inspection of Welds

There are two basic non destructive methods of examination of welds, firstly visual and secondly radiographic. With the use of standard radiographs, such as those published by the I.I.W. the latter methods can be used precisely. Inspection by magnetic methods, by dye penetrants, by ultrasonic means etc. all indicate discontinuities under various conditions, but they do not guarantee positive nor quantitative identification of faults and must, therefore, be regarded as tools to be used only in conjunction with radiographic means. Hence the section on welding considers only the standards which can be achieved by the use of either visual or radiographic methods.

The initial cost of installing radiographic equipment with the ancillary developing and viewing facilities is fairly considerable, its actual cost depending on the capacity of the equipment installed. For most Bridgework an X-ray machine of capacity 250 KV. is adequate, particularly if a Gamma ray source is made available in addition.

The running costs, including depreciation, overheads, labour and all materials are relatively small. In the Author's works the cost per ton spread over all welded work fabricated is less than $^1/_4\,^0/_0$ of the total cost. This includes all welders tests.

Inspection of Steel

In welded design plates are usually used in single ply, heavier sections being developed by the use of thicker plates. This is the converse of rivetted design where heavier sections employ several plies. Though there is a saving

in workmanship there is an added risk in that discontinuities in thicker plates are not only more likely to occur, but also form a much graver source of fault. Hence the discovery of a fault, such as a lamination, may result in the refabrication of a large weldment, and the non-discovery of such a fault may weaken the structure dangerously. It is therefore desirable both on economic and structural grounds to examine steel, particularly plates highly stressed in tension, on receipt from the mills for such discontinuities.

Ultrasonic equipment provides the best means for carrying out this inspection. Experience has shown that such inspection will be adequate if on only a small proportion of the materials in a bridge. In the case of plates, if the last two feet at each end are examined and found to be sound, then the remainder of the plates may be assumed to be sound also. One operator with one machine can, by this method inspect in excess of thirty plates per day including the time for laying out the plates and turning over a proportion.

Dimensional

Welding by its very nature causes stresses in the materials connected and hence distortion. Great accuracy may be required and can be achieved between particular faces and in particular dimensions, latitude should be allowed however in those dimensions which are neither important nor critical.

Responsibility for Quality

Primarily (after the operative himself) responsibility for maintaining the quality of workmanship must rest with the shop foreman. The importance of selecting him is therefore emphasised. The justification for ample time and money spent in training, which should continue after his appointment, lies in this fact. Money spent in this manner has rarely been found to be wasted.

Formal inspection is firstly by the Works Inspectors, secondly by those of the customer. This paper is not concerned with the cost of the latter. The Works Inspector should be responsible to the Works Manager directly, and should have preferably been an apprentice trained craftsman who has risen to a position of executive responsibility by his own ability. He should have therefore a well paid position, an essential corollary because so much depends on him in the search for quality.

Materials

Different steels are considered only insofar as their individual properties alter the cost of fabrication.

For example Mild Steel to B.S.S. 15 is in general a sound welding quality steel. However it is possible within this specification for a steel to be rolled

with such a chemical content in respect of sulphur, silicon and manganese that welding is difficult and expensive. On what occasions the extra cost of a steel of the same tensile strength, but with a more closely specified chemical analysis which will preclude such difficulties, is justified can only be known with the aid of statistical data which is not available. Another example is in High Tensile (Weldable Quality) Steel to B.S.S. 968.

The welding of this steel either requires pre-heating or a technique resulting in a very high rate of heat input in relation to the thickness of plates being connected. In this case, however, both the extra cost of the steel and of the extra work in welding can be closely estimated as can the saving in weight gained by the use of a steel of this tensile strength.

Welding

Hand Welding

Even to-day there is a widespread impression that, to require the critical welds on a bridge structure to be made to the standard normally specified on pressure vessels, would be impracticable and would cause a gross increase in cost. In the Author's opinion this is not true and the extra cost may well be saved by the avoidance of cumbersome details and excessive sizes and lengths of welds even without taking account of the higher stresses that may be imposed on the materials by the designer.

The attaining of such standards of welding in the first place in a structural works is difficult; their maintenance is comparatively easy.

Previous to 1956 considerable efforts had been made within the author's works to improve the general standard of welding. They had met with only a modicum of success. At about this time advice was given by an eminent manufacturer of pressure vessels that he did not consider it possible to attain more than a mediocre standard without the constant use of radiographic inspection. On installation of such equipment his view was confirmed. The direct visual proof which welders received of the faults in the welds they had made, had an immediate and decisive effect. For some months the rate of welding decreased by some 35% or more, but after a year or so the decrease in rate became less and settled down at between 18% and 20% of that achieved before radiographic examination was employed. This can largely be explained by the extra care taken in cleaning early runs on multi-run welds since the rate of deposition is directly proportional to the current employed.

Actual figures of deposition rate are difficult to compare, since they are dependent not only on the welder but on the time spent awaiting for a weldment to be moved or rotated, or for chippers to complete cleaning etc. Previous to radiographic methods of inspection being employed, butt welds were made with a deposition rate (by hand) of from 4.2 to 5.5 cubic ins. per welder per

hour. Two years after such inspection methods were adopted, work to Lloyds Class I Standard or to the "Black" (or best) Standard in the reference book of radiographs of the I. I. W., were from 3.4 to 4.7 cubic inches per hour per welder.

In 1958 several other contracts have been carried out; though radiographic examination has not been required and allowing for the fact that supervision has been fairly meticulous, it is interesting to find that spot checks by radiographic methods of inspection have shown that only seldom has the standard of welding deteriorated at all from the highest standards. In these cases the deposition rate has varied from 4.3 to 4.7 cubic inches per hour per welder — the deterioration of the rate of welding has therefore only decreased from 12—15% of that achieved before radiographic methods of inspection were adopted.

Two major conclusions may be drawn from these facts, firstly that very high standards of welding do not cause exceptional extra costs due to lower deposition rates; secondly that the requirement of the very best standard of welding makes little difference in cost compared with the requirement of the nearly best standard.

There are other costs incurred when radiographic testing of welds is required.

Extra welding is required on coupon plates. On plate girder bridges as much as 25% extra welding is required over that normally laid in the butts on the flanges. The proportion of the total welding on a bridge that occurs in these butt joints varies largely, and each bridge must be considered individually to obtain a precise measure.

A greater cost however by far is caused by any delay which should be incurred. The delay due to the rather slower rate of deposition of welders is of small consequence, compared with the delay caused by faulty welds which must be cut out and re-laid. Compared with the cost due to this delay, the direct cost of labour and materials is small, since the remainder of operations on such a structure may have to await completion of the repair.

Experience at the Author's works shows that for all but jobs of exceptional difficulty no more than $2\,^1/_2\,\%$ of the radiographs taken should show any fault, and on these no more than a quarter of the weld shown has to be cut out. Re-welding should therefore average below 1%.

Automatic Welding

The major advantages of automatic welding compared with hand welding are:

1. Once the machine is set up, the rate of welding is far greater.
2. Provided the fit up is good and the cleanliness is adequate, great homogeneity of deposited weld metal can be achieved.

3. Distortion is minimised.
4. That with many steels the high rate of heat input will permit the amount of pre-heat required to be reduced or eliminated.

The major disadvantages are:

1. The time required to set up the machine for welding.
2. Its lesser tolerance to faults in fit up to dirt or wet etc.
3. That at present downhand and horizontal/vertical welds are the only positions in which reliable production welding can be achieved.

When the methods of overcoming these disadvantages are considered, it will be seen that they are just those methods which will assist the attainment of higher quality.

Thus any complicated weldment will, if the weldment is not rotated or moved by crane power, require the use of special jigs and manipulators. The use of these will permit a great proportion of any hand welding associated to be done in those positions which assist in permitting the best quality weld metal i.e., horizontal or vertical. The accuracy of fit up and the cleanliness of the prepared surfaces will encourage good and consistent weld profiles and weld metal reasonably free from impurity. The lesser distortion will lessen the amount of residual stress included.

There is therefore a strong case that with efficiently operated and controlled automatic welding, economy and quality go hand in hand.

Relative costs are difficult to estimate since they depend so very largely on factors other than the welding process itself such as the efficiency of organization within the factory and the size of the initial capital outlay on machines, jigs and manipulators. Each case must be tried on its own merit.

In the Author's works it has been found possible in several cases to maintain, over comparatively long periods, an arcing time factor for submerged arc welding machines of over 60%. The use of automatic welding equipment is considered on runs of weld down to below 9 feet in length.

Other Processes

Preparation

Between 65% and 80% of the man hours on directly productive trades in the fabrication of a welded steel bridge, are expended on trades other than welding. As will be shown, welding costs are to a considerable extent determined by the accuracy of fit up, and therefore the importance of the standard of workmanship in considering the economics of quality in fabrication is emphasised.

The key to quality in these other trades is dimensional accuracy, and this in the first instance is controlled by the accuracy of preparation. The labour

cost of this preparation is less than 20% of the total, and hence the economic justification of rigid control of this section of the fabrication process can be clearly seen.

If we consider a 60° Vee butt weld with a standard gap of $^1/_{16}$", then, if the gap due to poor fitting increases to $^1/_8$", in $^1/_4$" plate an extra 51% of weld metal must be laid; in $^1/_2$" plate an extra 24%. Similarly, great increases in the volume of weld metal laid occur with inaccuracies due to poor fit up for other types of welding. Further than this, the author would go so far as to say that in general, automatic welding is not practicable without accurate preparation and fit up.

As greater accuracy in fit up is achieved, so costs in preparation increase, but there is a saving in the time of welders and also platers. There is a point at which economy is achieved, and this should be established for each works.

For most operations in preparation, the accuracy achieved is dependent on the operator rather than the machine employed. An edge planing machine for example, should cut well within $^1/_{32}$" of straight over the full length of travel; similarly a good burning machine within $^1/_{16}$". A saw will cut stiffeners well within $^1/_{32}$" of length. The operator, unless well trained and constantly supervised, will seldom work within these limits. The importance of achieving such standards has been demonstrated, and it is considered the laborious work of training operatives to these standards is well justified. It is not considered however, that the rate of output will seriously be diminished once the standard is set and operatives are accustomed to it.

Those ancillary to assembly and welding

Different firms have very different opinions of the extent of responsibility and skills to be expected of a welder. In the Author's works a manual welder is expected to be able to lay sound welds in any position, and to be sufficiently responsible to adhere strictly to any procedures or instructions given by the technical and planning staff.

This staff must therefore plan in very great detail. Their instructions must not only cover such routine matters as electrode type and size, current to be used etc. but also a large number of other matters if weldments of first class quality are to be produced. It is worth while to consider some of these in more detail.

Production Planning

Frequently it can be shown that the most efficient method of fabricating a structure lies in the employment of special jigs or manipulators. The one structure under consideration may not justify the financial outlay necessary to purchase or make such tools. The planning department must therefore not only estimate what tools can be justified, but also whether future contracts

are likely to be undertaken which might again utilise the special tools referred to above.

The studies made in planning should also indicate the problems, both in obtaining quality and in achieving savings in efficient production, which would best justify the expense and effort incurred in research into their solution.

Technical Planning

The process of welding introduces high local temperatures in the parts being joined, and high local stresses are set up with their associated strains. Hence each weldment will require individual study to determine the best procedures to minimise the result of such effects. Questions to be considered will include:

The sequence of assembly and welding.
The pre-set to be employed on flanges to avoid distortion.
The control of camber both in the longitudinal and lateral planes.
The control of shrinkage.
Any corrective treatment.
Any pre-heating required.

The detail work to prepare these instructions cannot reasonably be done on the shop floor, and hence must be the work of the technical and planning staff. Men working on technical planning often have other functions such as progressing and hence it is difficult to establish the actual size of such staffs. Such figures as the author has been able to collect indicate that this staff varies from one to every forty, to one to every eighty men directly employed on fabrication.

Taking the greater staff and assuming that the average salaries of these staff are double those of men directly employed on fabrication, it will be seen this staff has a maximum cost of 5% of the total directly employed labour cost, or 0.93% of the total cost per ton of bridgework requiring 70 man-hours per ton directly employed labour.

Hence it can be clearly seen that the technical and planning staff must be as good as can be obtained, and economies in their employment have no justification.

Shop erection

Shop erection is costly, both in labour and in time, hence it is usually economic to minimise the volume of shop erection as far as possible, provided dimensional accuracy can be maintained.

The amount of shop erection carried out is largely determined firstly by the practice of the particular shop in which fabrication takes place, and secondly by the type of site connection employed.

Site welding has the advantage that its use permits a completely monolithic structure to be achieved. It has the disadvantage that in general the dimensional accuracy obtainable with bolted and rivetted connections cannot be achieved. Proving such structures by shop erection is not easy, since the absence of holes makes the location of individual members difficult. These many difficulties themselves make shop erection more necessary, and amongst other things it will probably reduce the volume of welds to be laid at site.

With turned bolts, all the work must be fully erected and site holes reamed in position.

In grip bolts with clearance holes, it is possible to avoid a proportion of shop erection, though in the Author's works it is considered desirable to shop erect a proportion even of such work. Recent research work into the use of grip bolts indicates it may be possible to achieve the monolithic properties obtained by site welding with the use of these bolts, and if this is so, then a saving in cost may be made without losing any quality.

Conclusions

The nature of bridges, in that the failure of even a part may cause a disaster, is such that a poor standard of workman-ship or materials is not acceptable. It is therefore the degree of excellence that must be established when the economics of quality of fabrication are considered.

There is a paucity of data on the extra costs incurred when rigid requirements are needed and achieved. This paucity is emphasised when it is recognised that so much of the data which is available refers to the costs incurred when such requirements are met for the first time. The whole evidence which has been brought together in this paper indicates that it is the attaining of quality that is costly rather than the maintenance of this quality.

Similarly, it is extremely difficult to make a quantitative estimate of the savings in material that may be achieved due to any particular requirement. This is in part due to the reluctance of so many designers to accept the reliability that can be achieved in the final structure, in that they will add extra reinforcements in stiffeners or weld metal to subdue their fears.

It is clear, nevertheless, that the least total cost of a welded steel bridge will be achieved by the employment of an advanced design which takes account of the highest standards of workmanship and materials which can be obtained at the present time.

Summary

Greater accuracy and the further avoidance of defects in the fabrication of welded steel bridges, enable Engineers to make more refined designs, and hence economies in the weight of steel employed. It is difficult to estimate either the extra cost per ton incurred by more stringent requirements, or the saving in weight and hence the saving in cost which these requirements will permit.

The nature of bridges, in that the failure of even a part may cause a disaster, is such that a poor standard of workmanship or materials is not acceptable. It is therefore the degree of excellence that must be established when the economics of quality of fabrication are considered. The paper indicates that the greatest economy is likely to be achieved where the standards of both materials and workmanship are the highest that can be achieved.

It is shown that to achieve higher standards in the first place is almost always difficult and expensive, but that once achieved, the maintenance of these standards is comparatively simple and cheap, hence the extra cost involved in doing a job for the first time to the higher standards, should not be taken as the criterion of whether a further economy can be made.

Résumé

Une plus grande précision et une plus large élimination des défauts de fabrication des ponts métalliques soudés permettent à l'ingénieur de projeter des ouvrages plus élégants et par cela même d'économiser le poids d'acier employé. Il est difficile d'estimer d'une part les frais supplémentaires provoqués par des exigences toujours croissantes et d'autre part les économies de poids et par conséquent de prix que ces exigences entraînent.

Il est dans la nature des ponts qu'un défaut d'une seule des parties puisse causer un désastre; par conséquent, une mauvaise qualité de la main-d'œuvre ou du matériau est inacceptable. C'est donc le degré de l'exellence qui doit être établi lorsqu'on considère l'influence de la qualité sur l'économie. Ce mémoire montre que la plus grande économie sera probablement atteinte là où tant la qualité du matériau que celle de la main-d'œuvre seront les meilleures que l'on puisse atteindre.

Il est prouvé que pour parvenir à une meilleure qualité, il faudra presque toujours compter en premier lieu avec des difficultés et des frais supplémentaires, mais une fois celle-ci atteinte, son maintien est relativement simple et bon marché; pour cette raison, les frais supplémentaires impliqués dans la première exécution d'un travail de qualité supérieure ne doivent pas être pris comme un critère pour les futures économies pouvant être réalisées.

Zusammenfassung

Die größere Genauigkeit und die weitgehende Ausschaltung von Fabrikationsfehlern bei geschweißten Brückenkonstruktionen ermöglichen dem Ingenieur elegantere Entwürfe und damit Einsparungen am Stahlgewicht. Die zusätzlichen Kosten, die durch die höher geschraubten Anforderungen bedingt sind, wie auch die Kostensenkungen infolge der Gewichtsersparnisse, sind schwierig abzuschätzen.

Es liegt in der Natur des Brückenbaues, daß eine schlechte Qualität der Ausführung sowie des Baustoffes unannehmbar ist, da selbst das Versagen eines einzelnen Teiles eine Katastrophe hervorrufen kann. Wenn man die Wirtschaftlichkeit einer bestimmten Ausführungsqualität untersuchen will, so ist vom Grad der Vollkommenheit der Ausführung auszugehen. Diese Abhandlung deutet nun an, daß die größte Wirtschaftlichkeit wahrscheinlich dann erreicht wird, wenn auch die Qualität von Baustoff und handwerklicher Ausführung ein Optimum darstellt.

Es wird ferner dargelegt, daß bei Einführung eines höheren Standards regelmäßig mit Schwierigkeiten und Mehrkosten zu rechnen ist, daß aber, wenn dieser einmal erreicht ist, dessen Aufrechterhaltung vergleichsweise einfach und billig wird. Deshalb sollten Mehrkosten, die bei der erstmaligen Anwendung neuer Arbeitsmethoden entstehen, nicht als ein Kriterium für die zukünftige Wirtschaftlichkeit betrachtet werden.

II a 5

Quelques aspects de l'influence exercée par la grosse chaudronnerie sur la charpente métallique soudée en Suisse

Über den Einfluß des Großkesselbaues auf die geschweißten, schweizerischen Stahlbauten

Some Aspects of the Influence of Boiler-making on Welded Structural Steelwork in Switzerland

CHARLES DUBAS
Ing. civil dipl. E.P.F., Dr sc. techn., Président de la Direction des Ateliers de Constructions Mécaniques de Vevey S.A., Bulle

Introduction

Dans ce court exposé, nous décrirons quelques aspects des techniques utilisées en grosse chaudronnerie et de l'influence qu'elles ont exercée sur la charpente métallique suisse, en matière de soudure électrique. Comme nous le montrerons rapidement, cette influence est d'ailleurs réciproque et s'exerce également à partir ou au profit d'autre secteurs industriels tels que les appareils pour l'industrie chimique ou alimentaire, les turbines hydrauliques, la grosse mécanique, le matériel de chemin de fer, fixe ou roulant, et même la fonderie.

Il est évident que l'interpénétration technique entre la charpente métallique, la grosse chaudronnerie et les branches apparentées se produit dans tous les pays. D'après nos observations, nous croyons cependant qu'elle est plus développée en Suisse et particulièrement dans certaines entreprises. En voici les raisons.

Bien que le marché suisse de la construction métallique soit assez restreint[1]), les entreprises suisses de la branche sont néanmoins nombreuses et réparties

---

[1]) Pour plus de renseignements, on se reportera à l'article «Quelques aspects de la construction métallique en Suisse», paru dans le «Bulletin technique de la Suisse romande» du 19 janvier 1957. Pour l'Europe, on lira avec intérêt les fascicules publiés en supplément aux «Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics», en particulier les «Aspects de la construction métallique soudée en Allemagne, Suède et Autriche», Paris 1957.

dans tout le pays. Dès lors, ces entreprises sont de dimensions modestes, si on les compare aux entreprises similaires de l'étranger. C'est pourquoi la charpente, dont les besoins sont d'ailleurs soumis à des fluctuations particulièrement fortes, ne constitue, dans la plupart des cas, qu'une des branches de l'activité des entreprises suisses de construction métallique. Pour certaines d'entre elles, issues d'ateliers de serrurerie agrandis peu à peu, cette dernière activité n'a pas été abandonnée, mais au contraire développée sur un plan industriel; pour d'autres, essentiellement fabriques de machines, l'atelier de charpente métallique est souvent appelé à construire des bâtis, châssis, supports et carters de tout genre, sans compter des structures spéciales telles que les charpentes de ponts roulants, véritables châssis de véhicules lourds de chemin de fer. Dans un grand nombre de cas, enfin, les entreprises suisses de charpente métallique ont développé les secteurs grosse chaudronnerie et appareillage pour l'industrie chimique ou alimentaire, dont l'importance est parfois plus grande que celle de la charpente proprement dite. Ainsi l'interpénétration technique s'imposait fatalement à la plupart des constructeurs suisses. Comme les plus importants, les mieux équipés, étaient obligés de lutter non seulement contre d'autres matériaux, plus prisés, mais encore contre une foule de concurrents plus petits, équipés plus sommairement, il n'est pas étonnant que les maisons pourvues des meilleurs bureaux techniques se soient orientées vers une production très évoluée, en se tenant tout à l'avant du progrès technique.

Dans l'exposé qui va suivre, nous allons tout d'abord dire quelques mots de l'évolution et de l'importance de la soudure en matière de récipients et de réservoirs, sans oublier le domaine un peu spécial des appareils pour l'industrie chimique ou alimentaire. Nous passerons ensuite aux conduites forcées, dont l'influence sur la charpente métallique est prépondérante, particulièrement en ce qui concerne la qualité des aciers et l'exécution des soudures, en plus de la conception générale de l'ouvrage soudé et des détails constructifs. Nous montrerons en outre un exemple de l'influence inverse, celle de la charpente sur la grosse chaudronnerie, en matière de conception et de calcul des conduites forcées. Nous parlerons enfin des autres secteurs industriels et tirerons quelques conclusions en ce qui concerne l'interpénétration technique et son importance.

Récipients et réservoirs

Rappelons tout d'abord ce que disaient, en mars 1935, M. le prof. M. Roš, alors Directeur du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux, et son collaborateur, M. A. Eichinger. Ils remarquaient [2]) que la construction des récipients

[2]) «Festigkeit geschweißter Verbindungen», EMPA-Bericht Nr. 86 (Separatabdruck aus «Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik», Nr. 3 und 5, Jahrgang 1935).

et réservoirs possédait les expériences les plus anciennes en matière de soudure et que l'on avait toujours obtenu satisfaction tant que l'exécution était appropriée et que l'on avait apporté tout le soin nécessaire aux détails constructifs. Ils ajoutaient qu'en matière de conduites forcées, on manquait encore d'expériences suffisantes. En charpente métallique, on était en train de s'adapter. Quant à la construction des ponts, on en était encore aux débuts de l'emploi de la soudure. Pour les rails, les cordons bout à bout promettaient de bons résultats. Enfin, dans la construction des machines, on avait enregistré des succès et malheureusement aussi des échecs, en particulier lorsque l'on soudait des aciers à haute teneur en carbone ou des aciers spéciaux.

Constatons maintenant qu'en matière de chaudières, de cuves et de réservoirs, la rivure était non seulement gênante pour plus d'une raison et particulièrement à cause des recouvrements qu'elle impose, mais qu'elle était encore beaucoup plus difficile à réaliser qu'en charpente métallique. En effet, il ne suffisait pas d'obtenir une bonne résistance mécanique de la couture, mais il fallait encore une étanchéité parfaite, souvent même en surpression, à l'essai, d'où la nécessité impérieuse d'une rivure serrée, avec matage des lèvres des tôles. C'est la raison pour laquelle la soudure autogène, au chalumeau, la soudure au gaz à l'eau et la soudure électrique furent utilisées très tôt [3]) dans certains ateliers de chaudronnerie [4]) des pays industriels les plus avancés.

Il n'y a pas besoin d'insister sur l'importance actuelle de la soudure à l'arc électrique en matière de récipients et de réservoirs, de même que pour les appareils nécessaires à l'industrie chimique ou alimentaire. Disons simplement

---

[3]) La soudure à l'arc électrique a été utilisée industriellement bien avant le début du siècle. Une gravure provenant d'une publication de 1895 montre en effet un atelier de soudure en 1894; la source du courant était une batterie d'accumulateurs et l'on soudait au moyen d'électrodes de charbon des tôles à bord recourbés, en utilisant des fondants. La gravure en question a été reproduite dans la «Revue de Soudure Sécheron», n° 30, novembre 1958, à la figure 1 d'un article de M. F. WÖRTMANN, Dr sc. techn., ingénieur-conseil. Cet article est intitulé «Historique du début des électrodes de soudure à l'arc».

[4]) De l'exposé très intéressant de M. F. WÖRTMANN, cité à la note précédente, nous extrayons le passage suivant: «Comme l'électricité était encore peu répandue à cette époque, la soudure électrique à l'arc n'était employée que par quelques rares entreprises. Avec l'avènement de la soudure autogène au chalumeau, vers 1904, la soudure à l'arc fut reléguée au second plan. Elle pénétra cependant lentement dans les fonderies où elle permit de combler les pores et les retassures sans avoir besoin de réchauffer toute la pièce, comme il fallait le faire pour la soudure à l'acétylène. On se résigna à la qualité inférieure du métal déposé.»

M. F. WÖRTMANN ajoute: «Il est probable que les soudeurs avaient observé que les fils auxquels adhérait encore un peu de chaux, provenant de leur tréfilage, fondaient mieux que les fils propres. Or, dans toutes les entreprises en question, l'on disposait déjà de générateurs d'acétylène et le résidu du carbure, la chaux éteinte, était toujours disponible. Des soudeurs curieux trempèrent leurs fils dans cette chaux pour voir l'effet. Ils virent que cela allait mieux. Ce fut le début des électrodes enrobées.»

que des pièces souvent fort difficiles par leur forme, leur sollicitation, les contraintes internes dues à la multiplicité des cordons, le contrôle serré auquel elles sont soumises et allant parfois jusqu'à l'essai d'étanchéité à l'hélium, ont obligé les fabricants et leur personnel à une technique de plus en plus poussée [5]). Pensons également aux questions métallurgiques qui se posent journellement, notamment pour le soudage d'aciers inoxydables ou plaqués (bimétal). L'âge atomique qui vient de commencer, on peut l'affirmer dès maintenant, accentuera encore la nécessité d'une haute qualification des fabricants de ce matériel nouveau, soumis à des règles très strictes.

Ainsi, les fabricants suisses de chaudières, récipients, réservoirs sous pression et appareils pour l'industrie chimique ou alimentaire, disposant d'un personnel particulièrement qualifié en matière de soudure, tant au bureau d'études qu'à l'atelier, n'ont pas eu de difficultés techniques importantes, quand ils ont voulu passer à la construction de conduites forcées. Aux fabricants qui étaient en même temps des constructeurs de ponts et de charpentes, il était facile de prélever une partie de ce personnel, lorsque la chose s'avérait nécessaire en construction métallique [6]).

Conduites forcées

Au cours des trente dernières années, la nécessité d'utiliser à un rythme accéléré l'énergie hydroélectrique des régions montagneuses a conduit à la construction de conduites forcées pour des chutes de plus en plus élevées et des diamètres de plus en plus grands. Or l'énergie accumulée dans de telles conduites est considérable, surtout lorsqu'elles sont alimentées par un lac. En cas de rupture d'un tuyau, les destructions matérielles [7]) peuvent être très grandes, sans parler des morts d'hommes et du manque à gagner d'une importante centrale hors service. Il était donc indispensable de construire ces conduites, pour lesquelles la soudure présentait les mêmes avantages qu'en chaudronnerie générale, avec une sécurité aussi absolue que possible [8]). C'est pourquoi,

---

[5]) Le phénomène est ancien. Voir par exemple les rapports n° 11 (mai 1926) et 12 (juin 1926) du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux, intitulés «Theorie und Praxis der autogenen Schweißung» et «Über elektrisch und autogen geschweißte Konstruktionen».

[6]) Signalons ici que le soudage à l'arc en atmosphère gazeuse, utilisé aujourd'hui en charpente métallique dans certains cas bien déterminés, où il présente des avantages, est employé depuis des années pour la soudure des réservoirs en aluminium.

[7]) Voir par exemple la figure 57 du rapport n° 132 du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux, Zurich, février 1941. Ce rapport du prof. M. Roš est intitulé: «Problèmes actuels de la soudure des aciers de construction.»

[8]) D'après les théories probabilistes de la sécurité, cette dernière n'est jamais absolue. Pour plus de détails, on se reportera aux «Publications préliminaires» et «Rapports finals» des congrès de Liège et de Cambridge de notre Association Internationale des Ponts et Charpentes.

dans la règle et depuis fort longtemps, les maîtres de l'œuvre ont imposé et les constructeurs ont pris les plus grandes précautions, soit en ce qui concerne le choix de l'acier et des électrodes, soit en ce qui concerne la qualité du travail et son contrôle.

En Suisse, on donna jusque tout récemment une importance capitale aux essais d'endurance[9]), et ceci aussi bien sur éprouvettes de fatigue que sur des éléments ou des modèles d'ouvrages[10]). Actuellement, on n'attache plus la même importance à l'endurance, au moins en matière de conduites forcées, puisque ces dernières ne sont pas effectivement soumises à un effort de fatigue[11]). Par contre, l'accent est mis aujourd'hui sur la résistance à la fragilité[12]) des tôles et des soudures dans les conditions de service. Nous ne pouvons malheureusement nous étendre sur cette *question pourtant capitale de la fragilité des aciers et des soudures;* elle est en effet beaucoup trop vaste et les publi-

---

[9]) Le prof. M. Roš s'était fait le champion des essais à l'endurance, avec application de la théorie généralisée de la rupture selon Huber-v. Mises-Hencky et introduction de la contrainte dite de comparaison. Dans sa conférence faite le 10 octobre 1947 à la réunion d'automne de la Société de Métallurgie et publiée sous le titre «La fatigue des métaux», le prof. M. Roš déclarait: «Le jugement de la soudure bout à bout d'après la limite de fatigue est certainement correct, car, dans le cas de la sollicitation par fatigue, les défauts mécaniques inhérents à la matière, en elle-même et à l'exécution, ainsi que les erreurs ou avantages constructifs ressortent beaucoup plus nettement que dans le cas de la sollicitation statique.»

En Belgique, les idées du prof. Roš ont été reprises pour l'«Auscultation des réservoirs sous pression». Voir à ce propos l'article de MM. W. Soete et R. Dechaene paru dans la «Revue de Soudure», n° 3, 1958.

[10]) Voir à ce sujet les divers rapports du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux publiés par M. le prof. Roš et ses collaborateurs. En plus des titres déjà donnés aux remarques 7 et 9, citons encore: «Festigkeit und Berechnung geschweißter Verbindungen im Kessel- und Rohrbau; Schweißverbindungen im Kessel- und Behälterbau» (Mai 1936), «Erfahrungen mit röntgen-durchstrahlten, geschweißten Druckleitungen und deren festigkeitstechnische Sicherheit» (1939), «Festigkeit und Berechnung von Schweißverbindungen» (Mai 1943), «Die Festigkeit und Sicherheit der Schweißverbindungen» (Januar 1946).

[11]) En effet, les sollicitations dynamiques qu'elles subissent sont rares et ne forment qu'un certain pourcentage de leur sollicitation statique, permanente lorsque la conduite est en service. Même en cas de manœuvre tout à fait exceptionnelle, on ne dépasse guère 10 % pour les hautes chutes équipées de turbines Pelton et 30 % pour les chutes moyennes équipées de turbines Francis sans orifice compensateur.

[12]) L'essai de résilience à l'état naturel et après vieillissement artificiel n'a jamais été négligé en Suisse; il était presque toujours utilisé conjointement avec l'essai d'endurance. L'examen microscopique et l'essai de dureté permettaient en outre de déceler une formation éventuelle de martensite, dure et cassante, souvent responsable des ruptures fragiles. Ceci était d'autant plus nécessaire qu'à part la nuance douce (résistance 35 à 44 kg/mm^2 sur éprouvette de traction statique), on utilisait pour les conduites forcées une nuance plus dure (41 à 50 kg/mm^2), prévue par les prescriptions du 1er janvier 1932 de l'Association suisse des propriétaires d'appareils à vapeur. Cet acier avait une teneur en carbone élevée, sans éléments d'alliage. Cf. les rapports de la note 10.

cations paraissant chaque année à ce sujet, beaucoup trop nombreuses. Disons simplement que l'on trouve sur le marché, à l'heure actuelle, plus d'une dizaine de marques de tôles de qualité spéciale, en provenance des divers pays producteurs. Il s'agit d'aciers faiblement alliés, à grain fin, calmés et présentant du point de vue résilience[13]) en long et en travers, à l'état naturel et après vieillissement artificiel, à la température ambiante et à basse température, avec entaille aiguë et ordinaire, des garanties très sérieuses[14]). Ces aciers, primitivement à haute résistance[15]), sont à l'heure actuelle élaborés également en nuances plus douces. Tous conviennent parfaitement pour des constructions soudées, délicates et difficiles, qu'il s'agisse de matériel chaudronné ou de charpente métallique[16]); ils supportent sans difficulté la déformation à froid lors du pliage et du roulage, opérations capitales en chaudronnerie; ils supportent également sans dommage d'importantes contraintes polyaxées dues à la soudure,

---

[13]) L'essai de résilience, c'est-à-dire la chute d'un poids (mouton) sur un barreau entaillé de faible section, n'est pas le seul à rendre compte de la résistance à la fragilité des métaux. Malgré diverses tentatives, en particulier de M. HENRI-M. SCHNADT, cet essai est d'ailleurs difficile à interpréter pour les conditions données d'un ouvrage déterminé. Pour les tôles épaisses, l'essai global de pliage Kommerell est indispensable. L'essai de rupture statique sur éprouvette de traction entaillée est en outre particulièrement suggestif.

[14]) En chaudronnerie sous pression, on procède depuis longtemps aux essais mécaniques sur chaque tôle-mère, à la réception. Notons à ce sujet que les prescriptions actuelles en matière d'aciers (et les usages en matière de réception) sont un mélange assez incohérent de propriétés mécaniques, qui intéressent en premier lieu les utilisateurs (maîtres de l'œuvre et constructeurs) et de procédés d'élaboration, qui préoccupent avant tout les sidérurgistes (et les chercheurs). On se reportera à ce propos aux critiques très violentes de M. HENRI-M. SCHNADT dans les «Oerlikon-Schweißmitteilungen» n° 26 (1957). Ces critiques font l'objet du chapitre «Unzulänglichkeit der üblichen Denk- und Prüfmethoden» de son article «Prüfmethoden von Stählen und Schweißwerkstoffen für große Schweißkonstruktionen».

[15]) On peut se demander à ce sujet s'il faut véritablement fixer les contraintes admissibles, c'est-à-dire la sécurité calculée d'un ouvrage, à partir du seul essai à la rupture sur éprouvette de traction, qu'il s'agisse de la résistance statique, de la limite élastique ou même de l'endurance. D'ailleurs, si l'on fixe de bons critères de fragilité et de soudabilité, on oblige les laminoirs à une élaboration et à une composition chimique telles que la résistance à la rupture sur éprouvette de traction se trouve fixée dans des limites assez restreintes, au moins pour les aciers normaux avec surprix abordables pour des constructions courantes.

Signalons encore qu'en Suisse la différence de prix entre deux aciers de marque, nuance 37 kg/mm² et nuance 52 kg/mm², était très faible jusque tout récemment. Malgré cela, l'acier nuance 52 kg/mm², presque exclusivement employé pour les conduites forcées, était peu utilisé en charpente métallique, où l'on compare en général un acier nuance 37 kg/mm² de qualité courante, c'est-à-dire sans garantie de fragilité, à un acier nuance 52 kg/mm² résistant à la décohésion.

[16]) Cf. E. FOLKHARD: «Die Entwicklung und der heutige Stand des schweißbaren St 52», paru dans le «Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik», 1955, Heft 6.

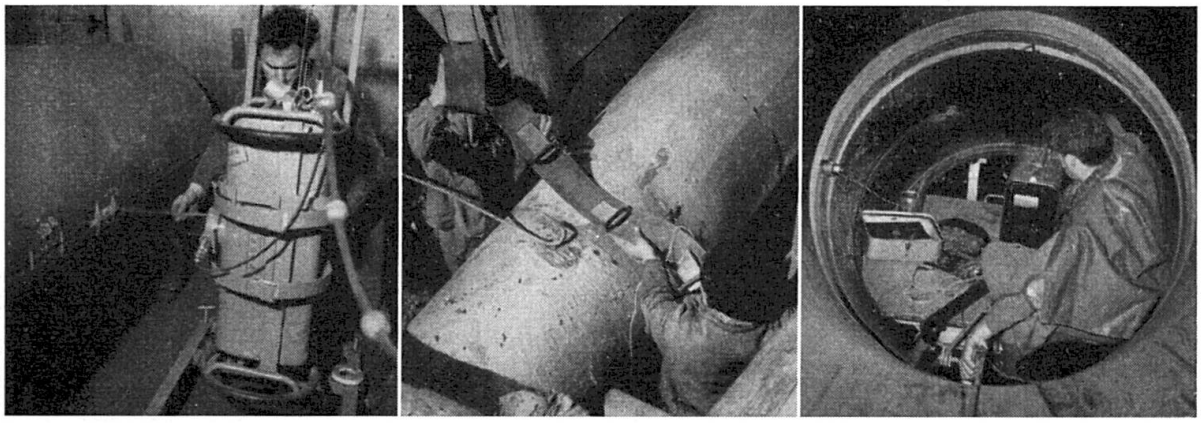


Fig. 1. Contrôles radiographique, gammagraphique et ultrasonique de conduites forcées.

très dangereuses si l'acier est fragile [17]). On peut dès lors se passer, en règle générale, du recuit [18]) à 620—650°, destiné d'une part à annuler l'effet de vieillissement et d'autre part à faire disparaître les contraintes internes.

Il faut en outre remarquer que l'emploi généralisé des électrodes basiques [19]), peu sensibles aux impuretés du métal de base et très tenaces, a augmenté la sécurité effective des conduites forcées dans une proportion considérable.

L'importance accordée depuis toujours à la question de la qualité des aciers et des électrodes en matière de conduites forcées, comme d'ailleurs pour les chaudières, récipients et réservoirs sous pression, ressort clairement de ce que nous venons de dire. En ce qui concerne la question capitale du contrôle des soudures, elle nous entraînerait beaucoup trop loin si nous voulions la traiter. Dès lors, nous montrerons simplement à la fig. 1, comment s'opère, en atelier

---

[17]) Il ne suffit pas d'utiliser en l'occurence un acier à grand allongement mesuré sur éprouvette de traction, où la striction peut se produire librement, contrairement à la tôle large. Rappelons à ce propos que la limite élastique de l'essai de traction augmente en sollicitation bidimensionnelle et que, sans tenir compte des contraintes internes, cette limite est dépassée localement sur bien des éléments d'ouvrages en service. L'auscultation tensométrique de pièces chaudronnées compliquées montre assez souvent un tel dépassement.

Rappelons en outre que la fragilité des tôles se manifeste également en construction rivée. On consultera à ce sujet l'article de M. G. Ferrand, intitulé: «A propos du cinquantenaire d'une conduite forcée» et paru dans le numéro de mars-avril 1958 de «La Houille Blanche».

[18]) Le recuit ne peut évidemment pas faire disparaître les fissures; l'exécution doit donc être effectuée de manière à les éviter. Le plan de soudage de pièces compliquées doit être prévu dès lors de manière à permettre une dilatation aussi libre que possible. Ce problème du recuit, ainsi que beaucoup d'autres, a été abordé dans le «Bulletin technique Vevey», années 1954 et 1958, n° 1, aux articles intitulés «Solutions à quelques problèmes de charpente métallique et de grosse chaudronnerie» et «Récentes réalisations Vevey en matière de conduites forcées».

[19]) En allemand «kalkbasisch», en anglais «low-hydrogen». Pour l'historique, voir l'article cité à la note 3.

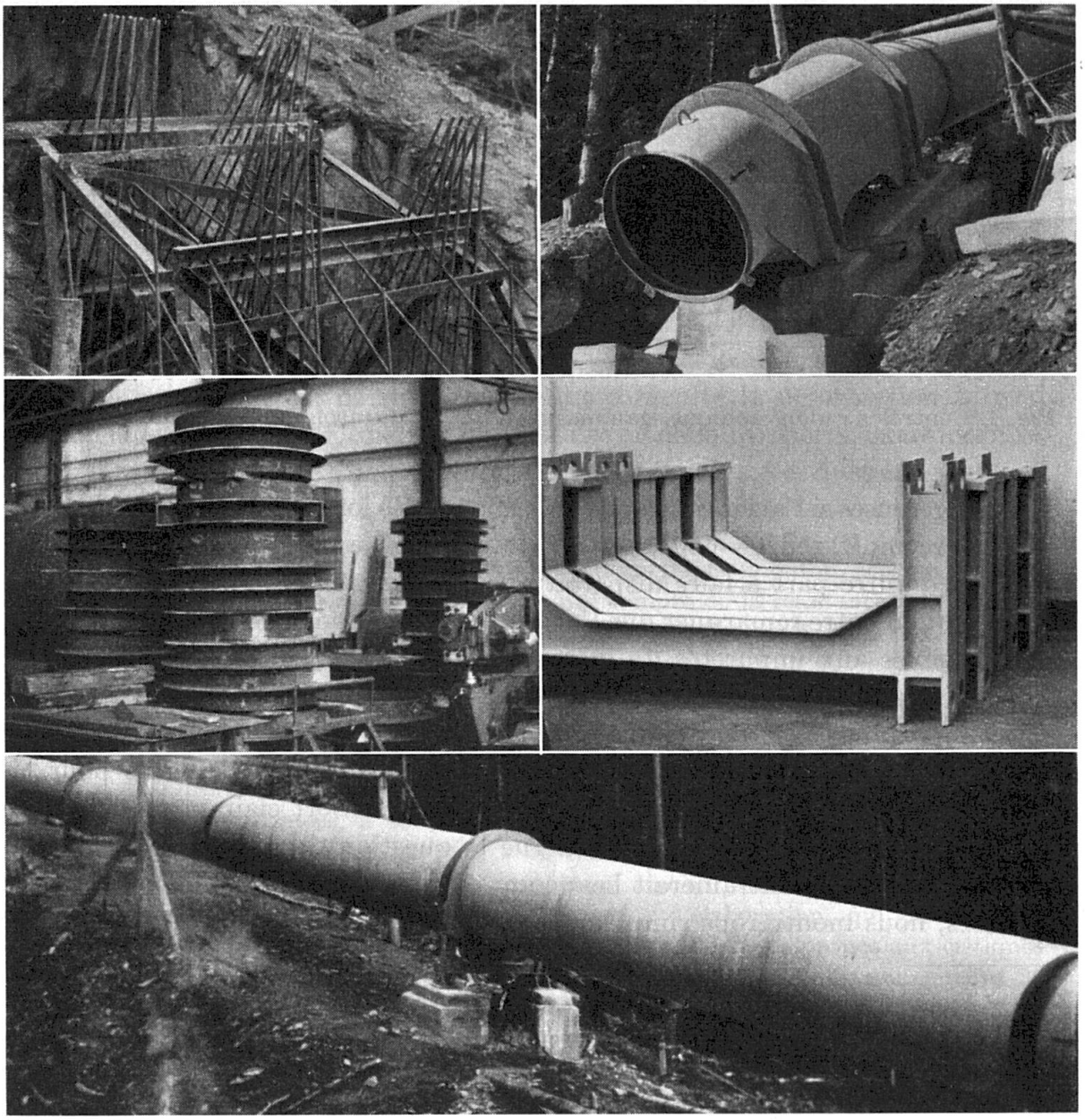


Fig. 2. Ancrage des coudes dans les massifs, coude et détails des appuis d'une conduite forcée récente.

et sur place, dans des conditions souvent très difficiles, les contrôles radiographique, gammagraphique et ultrasonique.

En contrepartie, il faut bien avouer que le calcul des chaudronniers s'est trop souvent borné à quelques formules élémentaires, dont celle du tube sous pression. La manière de faire est donc l'inverse de celle de la charpente métallique, où le calcul et les études théoriques sont en général très poussés, *tandis que l'on s'occupe encore beaucoup trop peu de la conception générale de l'ouvrage en vue de la soudure, des détails constructifs, du choix de l'acier et des électrodes, de l'exécution correcte en atelier et au montage, ainsi que du contrôle approfondi depuis l'aciérie jusqu'à la mise en service.* La logique oblige évidemment à

rapprocher des manières de faire aussi divergentes, soit en matière de grosse chaudronnerie, soit en matière de charpente métallique. Quant aux ponts, on se trouve en général dans une situation plus satisfaisante, les soins apportés aux ponts-rails soudés étant très souvent aussi poussés que pour une conduite forcée.

Il ne nous paraît pas inutile, en complément à ce que nous venons de dire, de montrer à la fig. 2 quelques vues d'une conduite forcée toute récente, où les coudes et les appuis ont été réalisés d'après les principes et la manière de calculer de la charpente métallique. Les efforts de déviation des coudes ont été en effet repris où ils se produisent et conduits le plus directement possible au sol de fondation par l'intermédiaire des massifs d'ancrage. La répartition de ces efforts dans le béton a été effectuée, conformément à la technique de ce matériau, en utilisant des fers ronds, soudés, comme nous l'avions fait à plusieurs reprises pour transmettre la poussée horizontale d'un cadre à double rotule dans un plancher. Pour les appuis, nous avons recherché, par une étude théorique, la forme et les dimensions à donner pour obtenir une sécurité aussi uniforme que possible, malgré les grandes portées. Des colliers indépendants, épais et robustes, formant de véritables tuyaux très courts, ont fourni une solution rationnelle, tant du point de vue technique que du point de vue économique (fig. 2).

Pour clore ce chapitre relatif aux conduites forcées, rappelons que, du fait des essais en surpression usuels en grosse chaudronnerie, l'auscultation tensométrique est beaucoup plus courante qu'en charpente métallique; on l'exécute volontiers sur les pièces spéciales telles que culottes, piquages et trous d'homme.

Autres domaines de la technique

Nous ne voulons pas parler longuement des réservoirs à hydrocarbures de grandes dimensions, pour lesquels, très souvent, on néglige presque complètement la question capitale de la qualité des aciers, en particulier celle de leur soudabilité et de leur fragilité. Il en est presque toujours de même de la qualité des soudures[20]). Quant aux questions de calcul, il est très rare que l'on se penche sérieusement sur le problème du renforcement du manteau à son encastrement dans le toit et dans le fond, eux-mêmes à renforcer localement. Les choses ne sont guère plus satisfaisantes en ce qui concerne la transmission correcte des efforts autour des trous d'homme et, pour les réservoirs à pression, du manteau dans le sol. Montrons cependant à nos lecteurs, à la fig. 3, quelques

[20]) Dans plusieurs pays, il semble usuel de ne pas souder à cœur les tôles du manteau et de diminuer simplement les contraintes admissibles par un facteur dit «de soudure». Du point de vue économique et technique (sécurité), il est certainement plus juste d'exécuter une soudure bien pénétrée, reprise à l'envers et contrôlée par sondage radiographique, avec des tôles plus minces.

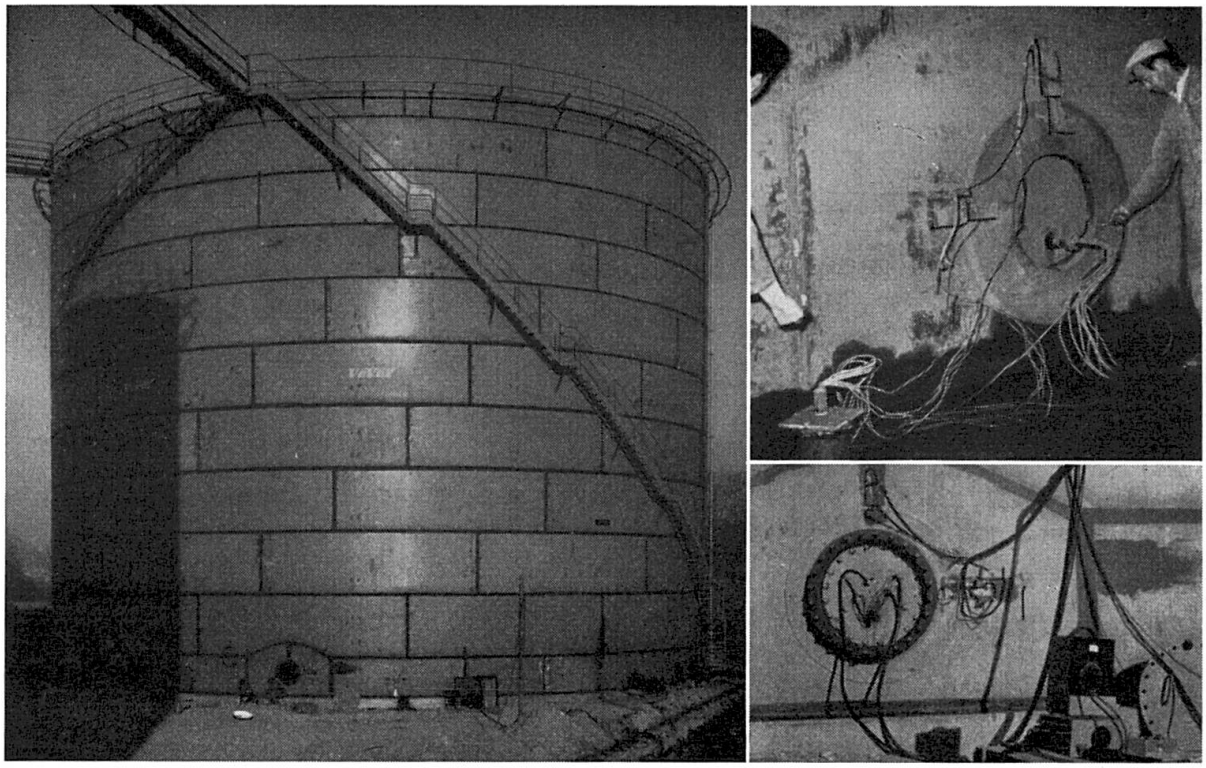


Fig. 3. Réservoir à hydrocarbures de 12 000 m³ avec auscultation tensométrique intérieure et extérieure.

vues d'un réservoir de 12 000 m³ réalisé dernièrement selon ce qui devrait être considéré comme les règles de l'art, et avec une auscultation tensométrique des points jugés névralgiques.

En matière de turbines hydrauliques, disons seulement que l'accroissement constant des unités oblige les fabricants à abandonner de plus en plus les grandes pièces en fonte pour passer à une construction presque entièrement soudée. A titre d'exemple, montrons à la fig. 4 les bâches d'une turbine Pelton et d'une turbine Francis, toutes deux de forte puissance. Ajoutons que, pour certaines grosses unités Kaplan ou Francis, le cercle d'entretoise, les différents supports et couvercles à réaliser en tôles très épaisses, avec ou sans utilisation de pièces de raccordement en acier moulé, posent des problèmes très ardus de qualité des aciers, de soudage et de traitement thermique.

En grosse mécanique, l'évolution est identique à celle des turbines hydrauliques. Là encore, les constructeurs, pour des raisons économiques et de sécurité, ont dû passer à une construction allégée, complètement soudée, comme le châssis des wagons-grues représentés[21]) à la fig. 5. En ce qui concerne les charpentes d'engins de levage, leur conception et leur exécution, du point de vue esthétique, technique et économique, donnent le ton en matière de construction moderne (fig. 5).

Pour les véhicules de chemin de fer, l'emploi de tôles minces pliées et

[21]) Cf. «Bulletin technique Vevey» 1954: «Wagons-grues CFF 25 tonnes.»

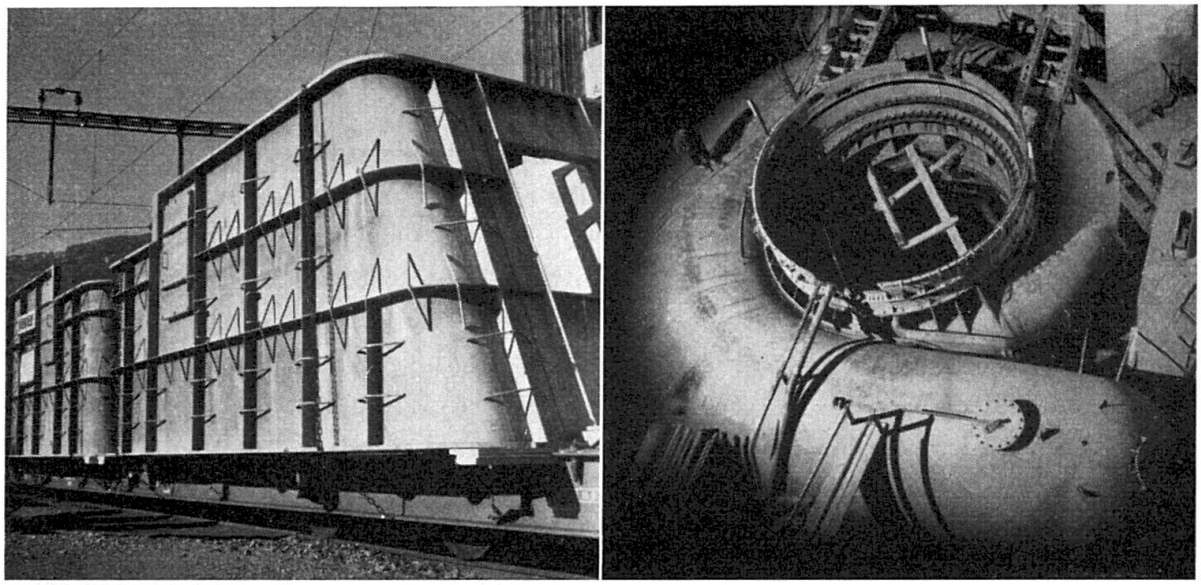


Fig. 4. Bâche de turbine Pelton de grande puissance pendant son transport et bâche de turbine Francis de très grande puissance lors de l'essai en surpression sur place.



Fig. 5. De gauche à droite et de haut en bas: châssis d'un wagon-grue de 25 t, wagons-grues de 25 t au travail, wagon-grue de 4 t, grues-consoles et pont roulant d'atelier.

l'utilisation de machines à souder par points pourraient être appliqués avec intérêt à la fabrication d'éléments en série de charpente métallique, comme les poutrelles et les planchers.

Quant au soudage des rails de chemin de fer ou de ponts roulants, la technique actuelle permet de procéder en toute sécurité, malgré les teneurs élevées en carbone et les fortes sections. On recourt pour cela au préchauffage, avec emploi d'électrodes de gros diamètres, en passes de forte épaisseur, sans interruption du travail et sans enlèvement du laitier [22]). On sait en effet aujourd'hui qu'il faut accumuler une grande quantité de chaleur dans les pièces en acier dur, pour empêcher un refroidissement trop rapide, c'est-à-dire la trempe. Cette technique vaut également pour l'acier moulé, dont la teneur en carbone est en général assez forte.

Considérations finales

Nous avons parlé jusqu'ici des principaux problèmes que posent actuellement en Suisse la grosse chaudronnerie et d'autres secteurs voisins de la technique, en fait de constructions soudées. Bien entendu, les solutions trouvées ont été appliquées en charpente métallique, suivant les possibilités et les nécessités, mais il y a lieu de faire encore bien davantage à l'avenir.

En matière de qualité des aciers, d'exécution correcte des soudures et de contrôle, il faut agir tout d'abord sur le plan des prescriptions, étant entendu que ces prescriptions devraient peu à peu déborder le cadre des divers pays pour devenir européennes et que l'on doit tenir compte dans une juste mesure des deux facteurs sécurité et économie. C'est pourquoi les normes de la Société suisse des ingénieurs et des architectes concernant le calcul, l'exécution et l'entretien des constructions métalliques sont à l'heure actuelle revues entièrement par une commission de revision permanente. Tout en tenant compte des besoins et des particularités suisses [23]), la commission s'efforcera de s'en

---

[22]) On recommandait autrefois le contraire, soit la soudure par passes minces et avec électrodes de faible diamètre. Cf. les publications citées aux notes 7, 9 et 10. Dans certains cas, le préchauffage peut être remplacé par un «beurrage» au moyen d'électrodes ultra-douces.

[23]) Quand elles existent, les prescriptions suisses, qui possèdent rarement un caractère vraiment officiel, sont plus générales que celles d'autres pays. En effet, leurs auteurs ont toujours eu le souci constant de ne pas freiner le progrès technique et de laisser le plus possible de liberté et d'initiative aux constructeurs conscients de leurs responsabilités, ainsi qu'aux autorités ou organismes éventuels de contrôle. Cette attitude est une nécessité pour la Suisse, pays pauvre en soi et sans grandes ressources naturelles, qui doit importer la plus grande partie des matières premières nécessaires à son industrie et ne peut vivre que par le travail acharné de ses habitants. L'industrie suisse doit donc s'efforcer d'être partout à l'avant du progrès technique pour livrer des produits de qualité, très appréciés par un monde pour qui seule la productivité, rarement synonyme de qualité, compte actuellement. Voir à ce propos la page 25 du rapport n° 100 du Labora-

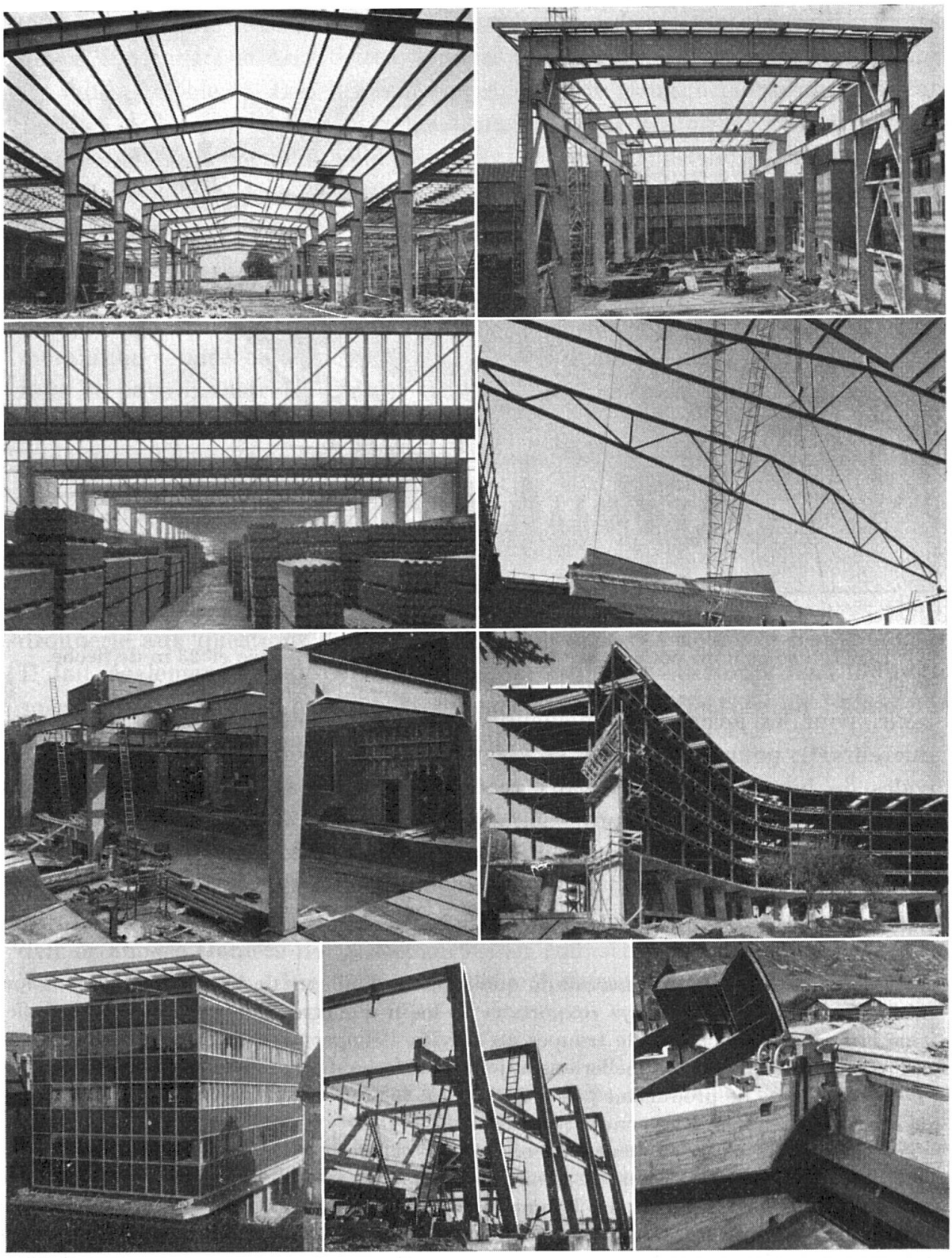


Fig. 6. Quelques exemples de charpentes métalliques modernes pour des bâtiments industriels (ateliers ou halles de fabrication), des bâtiments administratifs et des magasins. A droite en bas, barrage en rivière avec vannes-secteurs, dont l'une à clapet.

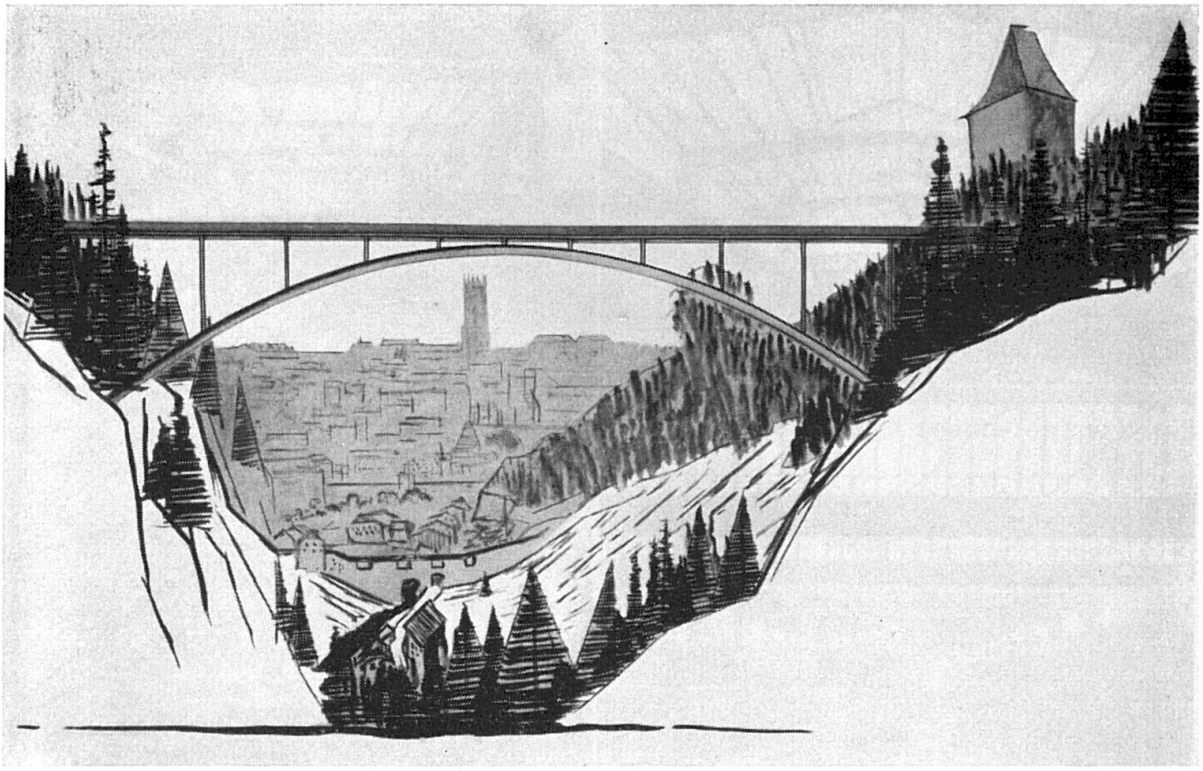


Fig. 7. Projet d'un pont en arc métallique de 119 m de portée et 23 m de flèche.

tenir, pour les aciers, aux meilleures prescriptions étrangères des pays producteurs [24]); pour les soudures et le contrôle, elle espère pouvoir se rallier aux codes de bonne pratique et aux recommandations des grandes associations internationales, en les adaptant si nécessaire [25]).

En matière de conception générale et de détails constructifs, de gros pro-

---

toire fédéral d'essai des matériaux, intitulé «Schweißverbindungen im Kessel- und Behälterbau», Zürich 1936.

En Suisse, la notion du travail de qualité date d'ailleurs de bien avant l'apparition de l'industrie, puisque le pays «exportait» sa main d'œuvre depuis le quinzième siècle, sous la forme très spéciale de troupes au service étranger, dont les princes et les états appréciaient ce que nous appellerions aujourd'hui la haute qualification.

[21]) La Suisse ne produisant pas d'acier, il est logique qu'elle adopte les prescriptions de ses fournisseurs, si elles sont satisfaisantes.

En ce qui concerne les essais de réception, on peut se demander si l'on ne devrait pas un jour en arriver, au moins pour les charpentes métalliques normales, à pouvoir faire confiance aux contrôles des laminoirs eux-mêmes. Cela exigerait naturellement une demande d'agrégation des laminoirs intéressés, avec des super-contrôles inopinés par un laboratoire indépendant. En outre une institution centrale, habilitée à recevoir d'éventuelles doléances des utilisateurs, serait à mettre sur pied.

[25]) Il ne saurait être question de prescriptions détaillées du genre «livre de recettes de cuisine», qui présentent d'ailleurs pour l'industriel l'avantage incontestable de le débarrasser des problèmes techniques, en lui permettant ainsi de concentrer tous ses efforts sur les problèmes de rationalisation de sa fabrication. Vis-à-vis de sa clientèle, elles lui permettent en outre d'opposer une fin de non-recevoir à certaines exigences.

grès ont déjà été réalisés. Pour cela une bonne information des milieux intéressés, ingénieurs et architectes, maîtres de l'œuvre, constructeurs et public, est indispensable [26]). Les différentes images [27]) de la fig. 6 montrent d'ailleurs jusqu'à quel point la charpente classique [28]) s'est transformée et comment un important rapprochement a été effectué avec les branches industrielles voisines. En ce qui concerne le pont-route de la fig. 7 [29]), précisons qu'il vient d'être exécuté en un autre matériau, moins élégant et sensiblement plus coûteux que l'acier, pour des raisons complètement étrangères à la technique.

Nous sommes en finale persuadés qu'une interpénétration technique toujours plus poussée est l'un des facteurs importants qui permettra à la charpente métallique soudée de se développer considérablement, en Suisse comme dans tous les pays industriels. L'acier reste en effet le matériau moderne idéal de résistance élevée, qui se prête admirablement à la préfabrication dans des ateliers bien équipés et travaillant dès lors à bon marché [1]), malgré des salaires élevés.

Résumé

L'auteur montre tout spécialement l'importance attachée en grosse chaudronnerie aux questions de qualité et de contrôle des aciers et des soudures. Il fait également une brève incursion dans d'autres secteurs de l'industrie suisse. Quelques exemples montrent comment s'est effectuée en Suisse une certaine interpénétration technique, encore à développer.

Zusammenfassung

Der Verfasser zeigt insbesonders die Wichtigkeit der Qualität und der Kontrolle des Stahles und der Schweißung im Großkesselbau. Sehr kurz behandelt er andere Gebiete der schweizerischen Industrie. Einige Beispiele zeigen, wie in der Schweiz schon eine technische Zusammenarbeit besteht, die noch stark zu entwickeln ist.

---

[26]) Cf. entre autres les «Bulletins de la construction métallique» (Stahlbauberichte) de la Chambre suisse de la Construction métallique.

[27]) Pour plus de détails, on se reportera à l'article «Quelques charpentes métalliques soudées exécutées en Suisse au cours des cinq dernières années» du «Bulletin technique Vevey» 1957.

[28]) En Suisse, on ne peut plus guère parler de charpente rivée en acier, depuis la dernière guerre où l'emploi de la soudure a permis de parer dans une large mesure à la pénurie de matières premières. Dès lors, il est parfois difficile de trouver des ouvriers connaissant bien la rivure, quand il s'agit de procéder au remplacement des rivets d'un ancien pont métallique; les vieux ouvriers riveurs ont en effet disparu, tandis que les jeunes ne sont plus formés à ce métier.

[29]) Cf. l'article «Projet d'un pont à arc métallique...» du «Bulletin technique Vevey» 1956.

Summary

The author calls special attention to the importance of the quality and inspection of the steel and the welding employed in the construction of boilers and allied equipment. He also briefly considers other sections of the Swiss engineering industry. Some examples are given which show how a certain amount of technical interpenetration has occurred in Switzerland, which has yet to be further developed.

II a 6

Control of Quality in the Fabrication of Welded Steel Bridges

Contrôles de qualité dans la construction des ponts métalliques soudés

Qualitätskontrolle bei der Herstellung von geschweißten Stahlbrücken

J. D. THOMPSON
The Cleveland Bridge and Engineering Co. Ltd., P.O. Box No. 27, Smithfield Road, Darlington, Co. Durham

I. Preamble

Quality in the fabrication of a welded bridge is, for the purposes of this paper, defined as the degree of excellence in the methods and skills employed in fabrication, as will enable the designer to make correspondingly good use of all materials which he may include in such a structure.

It is the intention of this paper to show by what methods the fabricator may best achieve this object, to examine his responsibilities, his duties, and to indicate how best designer, fabricator and inspector may combine to achieve a product which is at once æsthetically pleasing, structurally sound, and of economic design.

II. Control of Raw Materials and Labour

The ultimate quality of any structure is based primarily on the uniformity of the properties of the raw materials of which it is made, and of the skills of the labour employed in its construction. The need therefore, of close control of both these factors must be of paramount importance in high quality fabrication.

The first problem to be faced is that of ensuring that the steel to be used in the structure is sound physically and chemically. Steel received from the Mills will normally receive only a nominal surface inspection, and is subject only to those physical tests specified in the appropriate British Standard. Whilst this may be satisfactory for rivetted structures, it is considered that

some additional control ought to be exercised by the Mills inspection division for steels which are to be welded. Instances may be quoted where steels to B.S. 15 were found to be almost unweldable in certain conditions, as the sulphur and phosphorus content was on the maximum permissable, and there was almost total absence of silicon, while the manganese/carbon ratio was extremely low. This steel conformed nevertheless to B.S. 15 as the physical tests were satisfactory. There is little the fabricator can do about chemical unsuitability at present, until he encounters it in the process of fabrication, when special methods have to be devised to suit it.

It is recommended that all steel from the Mills be surface inspected in the works as it is unloaded or sorted. Considerable delay and corresponding costs can be avoided by thorough surface inspection on arrival, rather than by discovering faults subsequently when a proportion of work has been completed. In addition, in the author's works, it is the practice to examine ultrasonically steel rolled to B.S. 968, which is of a deep-piping nature in the ingot, paying particular attention to the end 2′ 0″ of each plate where laminations, if present, usually occur.

On the subject of electrode control, little need be said. The manufacturers exercise such close control and testing of their products that the fabricator's task is normally confined to choosing an electrode suitable for the particular purpose, and ensuring that it is adequately stored and correctly handled in use.

With regard to control over operators, there is considerable divergence of opinion as to what is expected of a welder. In the author's works a manual welder to be employed on quality fabrication is expected to have skill enough to lay welds of sound standard in any position, and to be of sufficient integrity to adhere strictly to whatever instructions are issued by the Welding Engineer to the Shop Foreman for any particular section of the work. Each individual welder is tested and graded on engagement, and periodically thereafter, to ensure that his standard is adequate for the demands of the task to be performed. Current certificates are maintained of his fitness to work on high quality fabrication.

For automatic and semi-automatic welding, machines are checked weekly by maintenance men, both electrically and mechanically, and in addition, frequent spot checks are made in the shop. Operators of these machines are regularly checked and controlled as described above for manual welding.

III. Factors Affecting Accuracy of the Product

The accuracy of the finished product may be said to be dependent on the following factors:

1. Design. The design must not only be such that it is pleasing to the eye,

but must be capable of being fabricated with a minimum of distortion and subsequent use of corrective measures. It should lend itself to ease of manufacture, as welds difficult to lay are most liable to faults of one sort or another. In the light of modern design practice, mere saving in weight must not be the only, or even the main, consideration. Cases can readily be quoted in which the saving in cost due to decreased weight is more than counter-balanced by increased cost per unit.

2. Planning. The accuracy of any structure is entirely dependent on the methods used to make it. Before any work is undertaken, it is essential that a thorough examination should precede the issue of welding instructions, which must take into account avoidance of distortion, counteracting shrinkage, and ease of workmanship generally, as quality of weld is directly proportionate to the difficulties encountered by the operator who must lay the weld. The question of pre-heating, based on C.T.S. tests, and the specification of jigs and fixtures should also be settled at this planning stage.

3. Site connections. The type of site connection has a large influence on the accuracy of the complete work. It is generally agreed that the use of bolted connections at site, employing either turned bolts or grip bolts, ensures a better accuracy than that usually found with site welded designs.

4. Shop Erection. The amount of shop erection performed is largely a matter of shop practice, and will vary from one works to another. This question is largely a corollary of item (3) above. In the author's works all work having turned bolt site connections would be fully assembled and all site holes reamed in position. In grip bolted work, connections in which are normally bush drilled or jigged, at least a substantial portion would be tried out to prove accuracy, and similarly with site welded connections, though the latter are more difficult to prove due to absence of suitable means of holding the members in their respective positions.

IV. Fabrication Methods to Ensure Accuracy

1. The first essential for accurate fabrication is necessarily accurate preparation of material to ensure close tolerance fits of the various components. Planing is a pre-requisite for all web plates, stiffeners etc. to give a close and square bearing. Attempts are sometimes made to use universal flats for webs or stiffeners without subsequent planing — these are almost without exception failures either because of distortion due to the round edges of the flats, or because of defective welding due to the same cause. Edges must be planed true in their length, and all flange plates or other sections must be straight and flat and of correct length before assembly. This may seem to be a recital of elementary precautions, but it is surprising how often bad quality work can be the direct result of slovenly preparation.

2. Having achieved accurately prepared material, it is necessary to proceed with the utmost care in the order in which pieces are assembled and welds are laid. Correct welding sequence can, without any form of restraint, eliminate distortion almost entirely in a well-designed girder. It is indeed considered that any form of restraint employed in the fabrication of a girder is a confession of failure on the part of either designer or maker. This operation sequence must be carefully pre-planned before work starts, and equally carefully checked for correctness on the first section to be welded. The intelligent use of jigged subassemblies too can materially assist accurate assembly.

3. In the majority of cases it is essential for one reason or another that flange plates shall be flat after fabrication and steps must be taken to counteract the normal set which occurs during the web to flange welding. This is done in one of two ways, either by pre-setting the plates upwards in a press if of heavy section (say over 5/8th-inch in thickness) or by rolling in the pre-set on thinner plates (see sketch). Control can also be exercised by the use of "strongbacks"

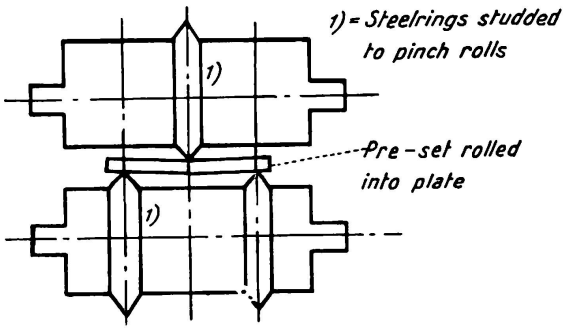


Fig. 1. Rolling Pre-Set in Flanges.

and wedges to induce a counterset, though this is of necessity quite a laborious process, and can, if an insufficient number of strongbacks is used, lead to kinking and buckling of the flange in between points of application. Where flange plates are butt welded in their length, suitable methods of welding must be employed, and the welding properly balanced to avoid either side camber or kinking in a vertical plane at the butt. If the butt is designed for welding by "*U*" preparation from one side only (e.g. the top) the flanges should be clamped with an upward kink to account for subsequent welding shrinkage. The same remarks apply where butt welds occur in web plates — preparation must be good enough to maintain straightness and tacks strong enough to hold all parts in alignment, and in all cases laid with a large gauge rod and a minimum of 2″ in length to avoid cracking.

The amount of pre-set to be put into flange plates is a matter to be decided in the light of experience. As far as the author is aware, there has been no attempt to devise a formula to determine the degree of pre-set. However it has been found possible to devise and issue a table of pre-sets, taking into

account the width of flanges, the thickness, and the size of the connecting weld. This table is based on data obtained from actual experiments in the shop. It is known that steel above 500° C ceases to have any elastic properties and it is assumed that any expansion above this temperature distorts the metal in its inelastic state. This metal on cooling causes distortion in the flange when welding is complete. Taking the case of a 1″ thick flange, 12″ in width, being welded to a $^1/_2$″ thick web by means of two $^5/_{16}$th″ fillets (see sketch) the following condition is assumed to occur.

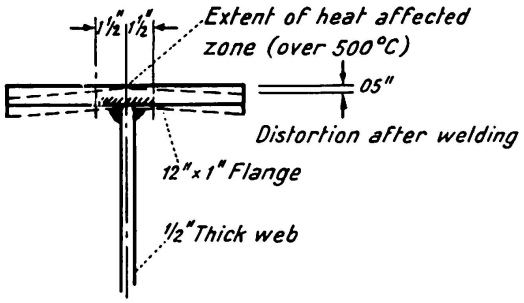


Fig. 2. Extent of Flange Distortion.

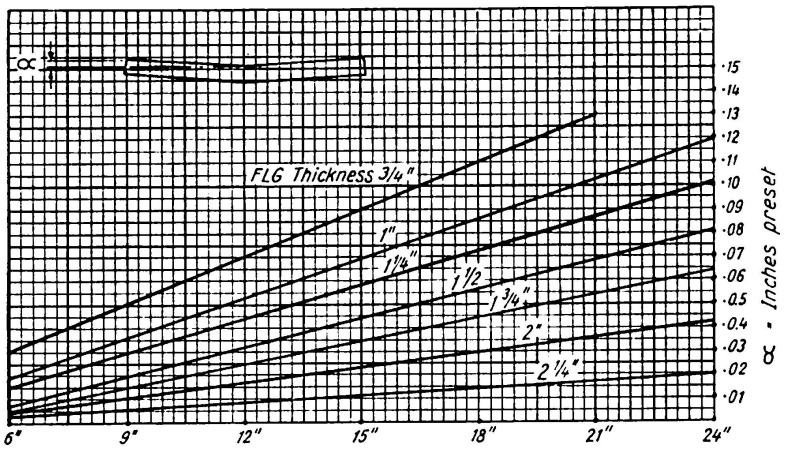


Fig. 3. Flange Width in Inches.

The amount of flange width affected by the welding operation, and heated by it to over 500° C is found to be about $1^1/_2$″ on either side of the centre line. This length is assumed to be semi-plastic during welding and will contract on cooling from say 500° C to 20° C = a range of 480° C. Taking the coefficient of contraction of steel at 0.0000067 the underside of the flange plate will contract by 0.009″ on each side of the web. This contraction in turn causes the outer edge of the flange to distort in a downward direction to the extent of 0.05″. Similar observations and calculations on a series of plates enabled the following graph to be drawn up.

It will be noted that the graph has been standardised on $^5/_{16}$th″ fillet welds. There is of course variation if larger or smaller fillets are used, but surprisingly little increase takes place until the fillets reach unusual proportions (say $^3/_4$″ leg length). The graph is therefore used as a standard irrespective of fillet size unless the fillets are unusually large when special allowance is made.

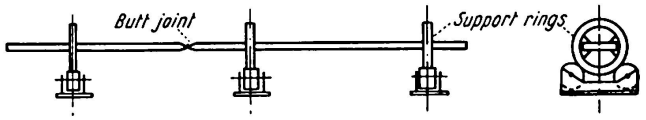
4. A further important feature in quality fabrication, particularly in bridge work, is control of camber. Normal procedure is to plane the required camber into web plates on the assumption that the complete girder will follow the pre-planed shape. This condition will occur when both flanges of the girder are of equal section, or very nearly so. When flanges are unequal, or when use is made of stiffeners which extend half-way or less up the web, then the pre-planed camber will be upset. This can be overcome by planing in extra camber in the web, where the top flange is thinner than the bottom, or by planing in less camber when extra stiffeners are employed on the bottom half of the girder. In either case the same result could be obtained by restraint, but this may lead to undesirable stresses in the welds both while welding and after cooling off. No proper calculations have yet been made with regard to allowances to be made in pre-planing, but experience has shown that loss of camber due to the use of a thinner top flange is approximately the difference in thickness between the two flanges for girders normally proportioned at about 12 : 1 length to depth ratio, i. e. when using a $^3/_4$″ thick bottom flange, and a $^3/_8$″ thick top flange, the camber loss after welding would be about $^3/_8$″ per 50 ft. This rule would apply up to flange thicknesses of 1″, above this thickness the rapid cooling effect of the thicker metal, and its greater rigidity appears to reduce loss of camber to minor proportions. Where additional stiffeners are employed on the bottom half of the girder, the extra camber induced may be calculated in a manner similar to that described for the avoidance of side camber in para. 6.

5. Stringent control of butt welds is vital if full advantage is to be taken of the savings in weight offered by welding. This means that the physical properties of the welded butt must be equal to that of the parent metal. To ensure this, the exact sequence of welding must be specified, together with electrode type, size, number of runs etc., and the actual work controlled by skilled supervision making periodical checks on amperage used. Scrupulous cleaning of each successive run must be enforced, and adequate back chipping to ensure complete fusion. It is recommended that all butts over 1″ in thickness should be pre-heated to at least 100° C before welding starts, and maintained while welding to make sure of a ductile deposit which is crack-free and non-porous. Controlled cooling, particularly where thicker plates are concerned, is an additional precaution.

Where butt welds are specified to be made with a gap at the root face, this gap should be ignored when calculating the prepared length of each half

of the flange: it has been found in practice that the shrinkage at butts is the same or very little less than the specified gap.

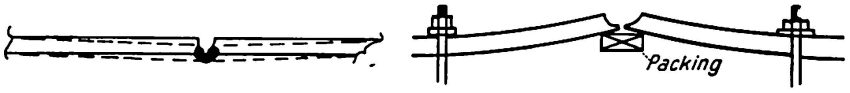
Balanced welding sequence will generally control longitudinal straightness, and provided that welding is balanced on both faces of the butt there should be no "kinking". Suitable gear can easily be made for quick turning of butt-welded plates (see sketch).



Manipulator For Flange Butt Welds. Elevation Showing Rollers

Fig. 4.

Where butt welds are specified to be welded from one side only, it is sometimes necessary to pre-set the plates in an upward direction (see sketch).



Distortion of Flange Due To Welding From Top Only. Flange Glanded Down About 18″ Back From Each Side of Weld.

Fig. 5.

Plates can be glanded down at a distance of 18″ or so from the centre line of the weld, and an approximate rule for pre-set so induced would be the thickness of the plates being welded e.g. $^3/_4$″ in 18″ for a $^3/_4$″ thick butt, an average of nine runs of weld being used to complete the joint. It should be noted however that pre-heating has a considerable affect on the amount of pre-set required, particularly where heats over 180° C are used, this amount of pre-heat reducing very markedly the pre-set figure.

On completion of welding all butts should be checked visually, and also by the use of dye penetrants to discover surface faults. (Incidentally this form of check is extremely useful during fabrication to determine exactly whether sufficient back chipping has been done at the root of a butt. Any trace of unfused plate shows up as a clear line.) Further examination of all important butts should then be made radiographically either by x-ray or gamma-ray equipment, — preferably the former on account of speed. There should be no tolerance of faults such as slag inclusions, lack of fusion, or piping on any important joint and only minor patches of porosity should be accepted. Physical checks should also be taken on all highly stressed butts; these consist of coupon plates cut from the parent metal identical to that being welded,

which are clamped on eitherside of the butt in question, and welded simultaneously with the butt (see sketch).

Tensile and bend tests, the latter being of major importance, are taken after severance from the completed joint.

The practice of removing "re-inforcement" from butt welds is becoming increasingly widespread, and there is no doubt that this results not only in a better finish, but gives a stronger joint. Grinding should be done so that little marking of the surface ensues, and any remaining surface scratches must run in a longitudinal direction i. e. at right angles to the butt.

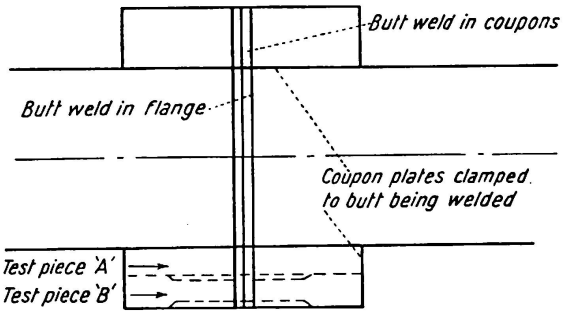


Fig. 6. Coupons Cut to Give Test Piece "A" For Bending Test Piece "B" For Tensile.

6. Control of lateral straightness in a well designed girder can generally be accomplished by correct welding sequence, and methods of restraint should be avoided where possible. Other things being equal, balance of heat input will result in a straight and true product. It is of course, under certain conditions of design, impossible to balance heat input. A case in point would be a plate girder with stiffeners on one side only. If no precautions are taken, considerable side camber can result from this form of construction. One method

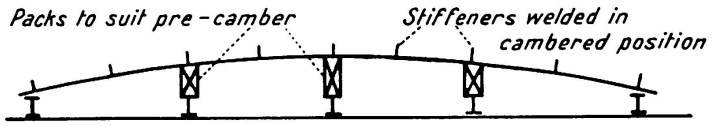


Fig. 7. Cambering Web to Counteract Stiffener Distortion.

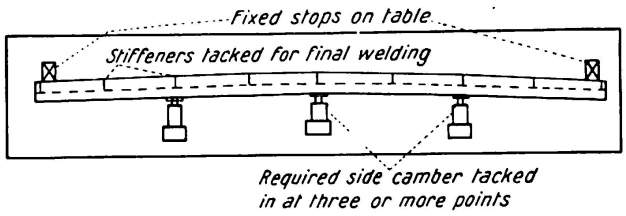


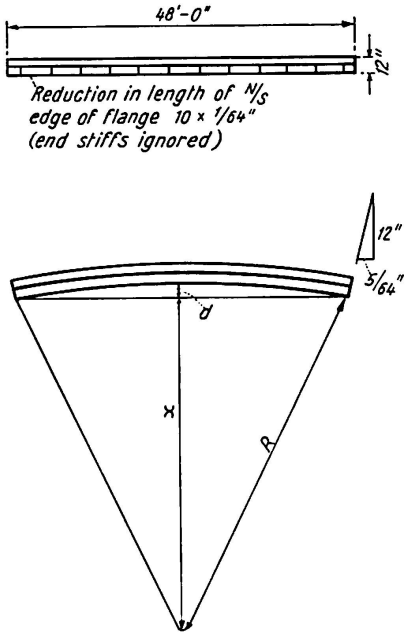
Fig. 8. Side Camber Induced to Counteract Distortion.

of avoiding this side camber is to weld the stiffeners to the web while the latter plate is supported on packings in a cambered position (see sketch).

This method of assembly precludes the use of conventional automatic machines for web/flange welding due to the short runs involved. Semi-automatic machines of the Lincoln ML 3 type can of course be effective here. If web/flange welding is done first by automatic methods, then it will be necessary to side camber the girder in a rig before welding the stiffeners (see sketch).

The amount of side camber to be so induced is largely a matter of practical experience and trial and error. So many factors effect the issue that even an empirical rule is difficult to formulate, but a simple calculation is given for a girder 48′ 0″ in length having a 12″ wide flange plate and stiffeners on one side only at 4′ 0″ pitch.

Each stiffener will shrink one side of the flange and the web by $^1/_{64}$″ = a total of $^5/_{32}$″ on the affected flange. This gives a slope on the end of the girder of $^5/_{64}$″ in 12″. From this slope the radius r and dimension x can be calculated, which gives a distortion d at the centre of the girder of 0.936″, which is found in practice to be approximately correct. Again, slight adjustments may have to be made for very thick flanges, e.g. $1^1/_2$″ and over in thickness.



$$x = \frac{24 \times 12 \times 64}{5} = 3686.4 \text{ ft.}$$

$$R = \sqrt{24^2 + 3686.4^2}$$

$$= \sqrt{13{,}590 + 120.96} = 3686.478$$

$$\therefore\ d = 0.078 \text{ ft.} = 0.936''$$

Fig. 9.

7. Reduction in length of girders due to shrinkage after welding is yet another important factor in the production of high quality welded work. It has been observed in practice that longitudinal welds affect girder lengths comparatively little, and can usually be ignored except when dealing with weldments of extreme length, for example over 60′ 0″ long. The welds which cause most shrinkage are those which run transversely at right angles to the

longitudinal axis of the girder, such as connections to stiffeners or cleats. A table has been drawn up for use in the author's works showing the amounts by which such welds tend to shorten weldments, and the allowances thus made necessary when preparing material. The table is based on observations made when welding stiffeners to webs of normal thickness, e.g. $^1/_2''$ or $^5/_8''$ thick, and flanges up to $1^1/_4''$ thick. Referring to sketch below, it will be seen that there is a heat-affected zone about $2^1/_2''$ in length which is raised above 500° C when welding with a standard $^5/_{16}''$ fillet weld.

The welding of stiffener *A* is assumed, on the heat-affected zone mentioned, to cause a contraction of 0.014″ to 0.016″ in the web and flange. The subsequent welding of stiffener *B* would cause contraction to a similar degree, or a total contraction of between 0.028″ to 0.032″ for the double operation, or say $^1/_{32}''$ per pair of stiffeners. The fillet welds used as standard are $^5/_{16}''$, but the author has not found that differences of $^1/_{16}''$ up or down on the fillet leg

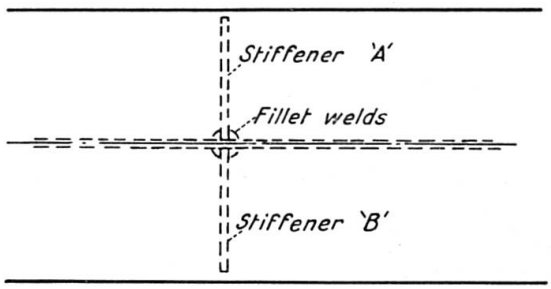


Fig. 10.

length has any noticeable affect on the result. The use of a full strength butt weld, with a prepared edge to the stiffener, as specified on certain bridges would certainly affect the shrinkage, and special experiments are necessary in these and similar instances.

8. All the allowances mentioned have been calculated or observed for manual welding, usually with rutile coated electrodes, sometimes with low-hydrogen types. Considerable differences result from the use of automatic or semi-automatic welding. This is considered to be due to the fact that a similar amount of metal is deposited with a smaller heat-affected zone when welding automatically. For instance, using a $^5/_{64}''$ wire, a semi-automatic machine would lay 12″ of $^1/_4''$ fillet weld in 36 seconds using current at 340 amps and 28 arc volts. This gives a rate of energy input of 28.5 kilojoules per inch. A manual weld of the same size using a $^1/_4''$ dia. rutile electrode would be laid at the rate of 12″ in 93 seconds using 310 amps and 23 arc volts, giving a rate of energy input of 55 kilojoules per inch: in other words the energy input, and consequently the area of heat-affected zone will only be about half that of manually laid welds. Therefore all figures for shrinkage and distortion may be reduced by that amount when automatic methods are employed.

9. The marking off and milling ends of butting members on truss or arch spans is an essential factor in the maintenance of correct geometrical dimension. Chord and web members should be set up level on a surface table, on which is marked all the special centre and intersection lines required. These lines are then transferred to the section being marked either by a special level square (see diagram) or by the plumb straight edge (see diagram). The use of these methods of line transfer render it unnecessary to have the surface table absolutely flat, and it can be made up of structural sections and plate as shown in the photograph.

Milling of ends of members to the marked lines must be extremely carefully done, and as a further check on marking, scribed lines square to the machine face, or laid off at the necessary bevel, are used on a surface table at the machine similar to that used for marking. Check setting is done in a similar manner. Subsequent trial erection usually proves the accuracy of the methods specified, which will be in the order of $^1/_{16}''$ out of line in $50'-0''$, and within 0.006 in $2'-0''$ out of square at the butt.

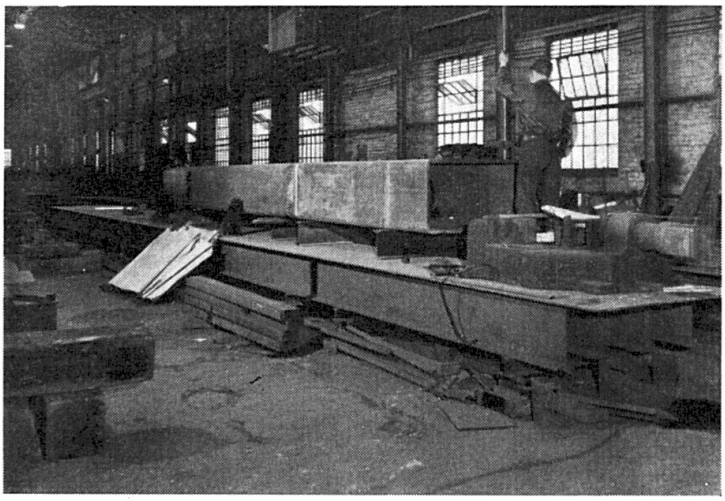
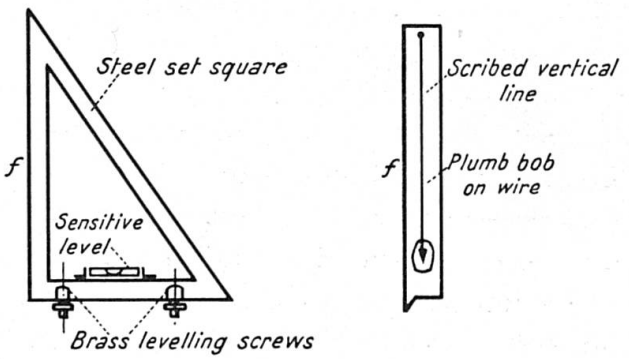


Fig. 11. Girder Being Levelled on Surface Table Prior to Marking.



Line Transfer Square. Line Transfer Straight Edge.

Fig. 12.

10. Corrective treatment of girders which have distorted due to welding will in most cases consist of post-heating. It should be emphasised that post-heating treatment should only be employed as a last resort, when normally correct welding sequences have failed to give the desired result. The application of heat to correct twist or wind is an art for which no hard and fast rules can be given. The principle of post-heating is that if a girder is restrained in direction, and heat be applied locally, expansion and flow of metal must take place in the thickness of the section, and having expanded, on release of the restraint the girder will tend to become straight on cooling.

V. Costs of High Quality Work

Cost control of high quality welded structures can best be obtained by the use of modern methods of fabrication and by means of incentive payments which aim at preserving quality whilst maintaining output.

Modern fabrication methods may be summarised briefly as follows:

a) Correct and meticulous planning.
b) Scrupulous control of raw materials.
c) Employment of modern welding techniques.
d) Extensive use of jigs for assembly and sub-assembly.
e) Free use of manipulators, even for very large weldments (see photo).
f) Jig drilling of connections before or after welding.

The above factors should not only assist in achieving quality, but will keep its cost within reasonable bounds. It is in the long run, just as cheap to produce good welded work as bad.

The incentives offered to operators must be such as do not lead them to

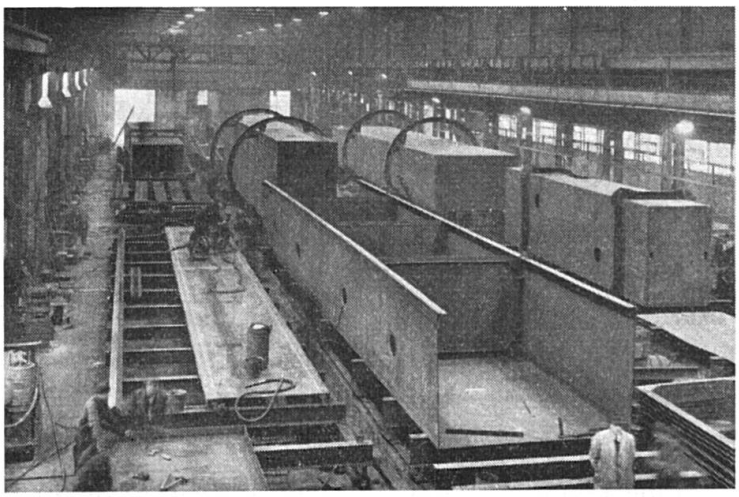


Fig. 13. Purpose Made Manipulators in Use for Welding Pontoons.

strive after quantity at the expense of quality. Quality must always be the deciding factor and quantity a secondary inducement. Scrapping of expensive work, or cutting out defective welds is a costly remedy for scamped or hurried processes. The numbers of incentive schemes are legion, but without exception, the best are based on the efficient production of high quality work.

VI. Reduction of Incidence of Notches

An important function of the fabrication of high quality work is the elimination as far as possible of notches, and the minimisation of residual stress in completed members. In these matters the fabricator is often in the hands of the designer and must in the end produce what is on the drawing. In England there is to-day a growing desire on the part of designers to work extremely closely with fabricators, with the aim of utilising to the full the undoubted savings which high quality welded work can give. If a design is produced which is difficult to fabricate, obviously its quality must suffer, and in such cases it is not possible for either party to have full confidence in the result. It will, in addition, be most expensive to produce.

Notch brittleness of steels is still not fully understood, but sufficient is known to indicate the necessity of avoidance of sharp breaks in section, sudden changes in direction of stress, and faults in welding which will sooner or later lead to the initiation of fractures. It is to this end that the fabricator must ensure that his work does not fail, and that supervision techniques and inspection are such that as far as he is able, his work is as near perfection as he can achieve. The increasing use of modern notch ductile steels to the new British Standard 2762 specifications (ND 1 etc.) is a further incentive to fabricators to bring their welding methods into line with improved materials.

VII. Inspection

Inspection plays a major part in the production of high quality work, and most works now realise that the day of the old fashioned inspector is rapidly passing. The modern inspector must of necessity be a highly trained man, capable of realising what faults are minor, and what might cause the collapse of a complete structure. He is required now to work to exacting specifications, mostly based on the efficient British Standard 1856 which the Consulting Engineer draws up. It is important that inspection starts early in the progress of a contract, namely with the raw materials, and from then onwards at each stage the inspector must be satisfied that the best practice is being followed.

It is an erroneous idea that a shop inspector is only concerned with the finished product. Far more can be observed and known if each stage of fabri-

cation is seen and checked, and the inspector's ability should be such that he can criticise in a constructive manner, and if necessary, offer advice on procedures to be followed.

The methods which modern inspection must employ range from surface and ultrasonic examination of raw material; tests of electrodes, welders and automatic machines; checking of prepared material, spot checks of currents and speeds, radiographic and dye penetrant inspection, to the final examination of the completed structure for dimension and appearance. All that is best in modern practice is the result of close collaboration between designer, inspector and fabricator — for they are all in the end aiming at achieving the same result.

VIII. Protective Treatments for High Quality Work

Any paper on high quality production would be incomplete without a passing reference to protective treatment. Everyone is only too well aware of the inadequacies of the obsolete idea of wire brushing steelwork followed by the application of a couple of coats of red lead or even red oxide, on top of adherent mill scale. Experiments have clearly demonstrated the superiority of modern techniques, the most important of which is shot blasting followed by painting, or shot blasting, metal spraying and painting. So rapidly have these ideas taken hold that at the time of writing this paper, 100% of the output in the Author's works is shot blasted, and 60% sprayed with zinc, before final painting. This has necessitated the laying down of a new fully automatic centrifugal wheel blasting plant capable of handling girders up to 6′ 6″ in depth and 21″ in width, which will produce a surface suitable for metal spraying at the rate of three lineal feet per minute, and will clean ready for painting at the speed of eight lineal feet per minute.

The introduction of new types of paint with a calcium plumbate base has given startling results, and while it is still too early to pronounce final judgment, it is felt that there must be tremendous possibilities for this medium. There has of late been some controversy over the efficiency of metal spraying zinc or aluminium coatings, and experiments in conditions of dense smoke pollution by the British Transport Commission have induced them, at any rate for the present, to abandon metal spraying; but it may well be that the future will see all important structures protected by metal sprayed coatings, themselves covered by calcium plumbate based paints, which may well astonish by the length of protection afforded to the structure so treated.

Summary

The aim of controlling quality in welded steel bridges is to produce as economically as possible structures of sound material to correct geometric outline, eliminating as far as possible defects, due to notches and residual stress, and presenting a finished product which is of a clean and attractive appearance.

This paper considers the steps to be taken to ensure that materials used are sound, that fabrication is such that errors in dimension are minimised, and that the completed bridge is as far as possible free from injurious defects which might lead to failure or partial failure in service.

Indications are given of the standards likely to be achieved, of the inspection problems involved, and included is a brief examination of various types of finish to ensure easy maintenance of the completed structure in good condition over a long period of service.

Résumé

L'objet des contrôles de qualité sur les ponts métalliques soudés est de permettre la réalisation aussi économique que possible d'ouvrages à la forme et aux dimensions précises, constitués par des matériaux parfaits, d'éliminer aussi largement que possible les défauts qui peuvent résulter de l'effet d'entaille et des tensions résiduelles et de produire un ouvrage définitif qui se présente sous une forme correcte et attrayante.

L'auteur expose les dispositions à prendre pour s'assurer de la qualité des matériaux, pour maintenir aussi faibles que possible les écarts de cotes au cours de la fabrication et pour éviter les défauts graves, qui pourraient conduire à un effondrement total ou partiel en service du pont terminé.

Il donne des indications sur les exigences de qualité à imposer et sur les problèmes de contrôle corrélatifs. Il passe enfin brièvement en revue divers modes de protection anti-rouille, assurant la facilité de l'entretien de l'ouvrage terminé et son excellent état pendant une longue durée de service.

Zusammenfassung

Das Ziel der Qualitätskontrolle geschweißter Stahlbrücken besteht darin, bei größtmöglichster Wirtschaftlichkeit Konstruktionen aus einwandfreiem Material mit genauen Abmessungen zu liefern und mögliche Fehler infolge Kerbwirkung und Restspannungen auszumerzen, so daß damit ein Endprodukt mit einer sauberen und ansprechenden Form geschaffen werden kann.

Dieser Bericht beschreibt die zu treffenden Maßnahmen, um einwand-

freies Material zu gewährleisten, um Maßabweichungen bei der Fabrikation möglichst klein zu halten und um gefährliche Mängel, die zu einem totalen oder teilweisen Versagen im Betrieb der fertigen Brücke führen können, zu vermeiden.

Es werden Angaben über die zu erreichenden Qualitätsanforderungen und über die damit zusammenhängenden Prüfprobleme gegeben. Zusätzlich wird noch eine kurze Betrachtung über verschiedene Anstrichsarten aufgestellt, damit ein einfacher Unterhalt des fertigen Bauwerks für eine lange Betriebsdauer in gutem Zustand sichergestellt ist.

IIb1

The Use of High Strength Bolts in Railway Girder Bridges

Emploi des boulons précontraints dans les ponts-rails à poutres

Die Verwendung von vorgespannten Schrauben bei Eisenbahn-Balkenbrücken

P. S. A. BERRIDGE
M.B.E., M.I.C.E., London

1. Definition

This Paper is concerned with the use of bolts in large clearance holes and acting as permanent shear connectors through the friction grip resulting from the clamping effect brought about by tightening them sufficiently to prevent slip occurring between the parts joined together. The process here described as high-strength bolting depends on the friction caused by the clamping effect of the fasteners, and normally such a joint is deemed to have failed if the friction is overcome and the parts commence to slide, one upon the other. The expression high-strength bolt is taken to mean the same as high preload bolt, prestressed bolt, friction grip bolt, etc.

2. History

The use of high-strength bolts (38 tsi ultimate) for the permanent fastening together of mild steel plates and rolled sections originated in the United Kingdom with the pioneer work of the late Professor C. BATHO (Second and Third Reports of the Steel Structures Research Committee, H.M.S.O. 1934 and 1936 respectively). Subsequently the technique of high-strength bolting was developed in the U.S.A.; but it was the change over from riveted fabrication to welding that brought high-strength bolting to the fore. It was a shortage of skilled riveters and a dislike for site-welding, especially on railway bridge work that brought the high-strength bolt into regular use as a permanent fastener on British Railways.

3. The Friction Grip Joint

The high-strength bolted joint depends on the friction between the plies due to the clamping force resulting from tightening the bolts. The shear load strength of the joint is therefore dependent on:

a) The coefficient of friction of the faying surfaces, and
b) The tension in the bolts.

The bolts are in clearance holes, normally $^1/_{16}''$ larger, the amount of the clearance not greatly mattering between certain limits, see table 1. And because the tension in the bolts remains unaffected under increased shear loading on the joint, the technique gives fatigue resistance much superior to riveted work.

Since the coefficient of friction of the faying surfaces will vary according to the condition of those surfaces, this steel in contact is not normally oiled or painted.

The tension which can be developed in the bolts depends on the strength of the bolt steel, the torque characteristics of the threads, lubrication, and the method of tightening. Of the total work put into tightening a high-strength bolt, only about 10% is available for tensioning the bolt: the remainder being lost in overcoming friction in the threads and in the nut face bearing on the washers, vide fig. 1.

Table 1. Effect of Size of Clearance Hole in Structural Parts

Bolt Dia. (D)	Code symbol of NUT (B.S. 1083 Table 10)	Applied torque	Bolt tension due to applied torque	Code symbol of NUT (B.S. 1083 Table 10)	Applied torque	Bolt tension due to applied torque
	Hole dia. = $D+^1/_{16}''$			Hole dia. = $D+^1/_8''$		
inch		lb. ft.	ton		lb. ft.	ton
$^5/_8$	*A*	140	7.0	*P*	125*	6.25*
$^3/_4$	*A*	250	10.4	*A*	200*	8.3*
				P	250*	10.4*
$^7/_8$	*A*	300*	10.8*			
	P	390	14.1	*P*	310*	11.2*
1	*A*	480*	15.0*			
	P	600	18.7	*P*	510*	15.9*
$1^1/_8$	*A*	690*	19.4*			
	P	830	23.3	*P*	740*	20.8*

Note: Where marked (*) any higher tension would involve a risk of crushing the steel at the nut face. With the reduced tensions shown, the bolts will still function as effectively as hot-driven rivets.

Tightening is done either by the torque coefficient method where the bolt tension does not exceed the yield point, or by the part-torque part-turn technique.

4. Riveted and Bolted Friction Joints Compared

High-strength bolted friction joints have shear values in excess of the friction obtaining in a riveted joint. Rivets do not fill the holes *absolutely* and if the friction is overcome there is a small, even minute slip of the faying surfaces before the rivet commences to function as a dowel. In sound riveted

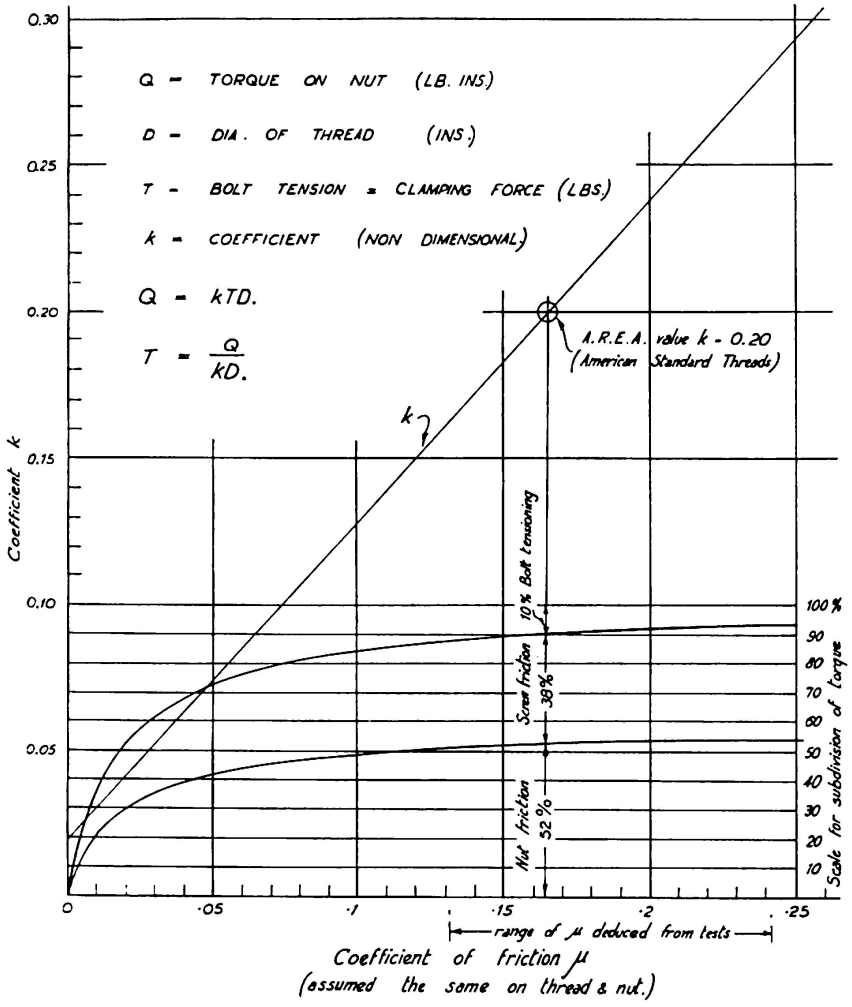
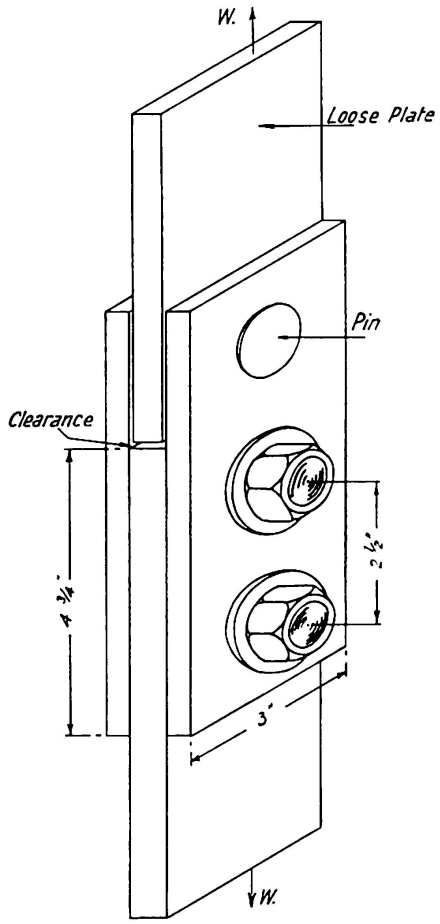


Fig. 1. Bolt Tension Due to Nut Tightening (B.S.W.).



$^3/_4$" Dia high strength bolts with M.S. nuts and case hardened washers working in clearance holes.

Fig. 2. Diagram Showing the Arrangement of High Strength Bolted Friction Joint Used to Determine the Values of μ Coefficient of Friction.

work, the rivets are permanently strained up to the elastic limit. Rivet steel to B.S. 15 has an ultimate strength of 25 tsi, and a yield of about 13.75 tsi. In the process of heating and driving, the ultimate is increased some 10 to 15 per cent. Comparison of the grip applied to the plates joined with an *R* quality (45/55 tsi ultimate) high-strength bolt tightened to 90 per cent of the yield is as follows:

Rivet after closing	15.8 tsi
Tension in $^7/_8$ in. rivet ($^{15}/_{16}$ in. diameter)	10.85 tons
High-strength bolt *R* quality (34 tsi minimum yield)	30.6 tsi
Tension in $^7/_8$ in. diameter H.S. bolt (0.464 sq. ins. stress area $\times 30.6$)	14.1 tons

and so the ratio of bolt tension to rivet tension is 14.1 to 10.85 or 1.3.

5. Coefficient of Friction of the Faying Surfaces

The value of μ the coefficient of friction, for mild steel plates as rolled is generally taken as 0.33. Experiments on a bolted joint in double shear, fig. 2, were made to determine the variations in the coefficient of friction when the bolts were tightened to different torques under different surface conditions of the plies. The plates were fastened together with $^3/_4$ in. diameter bolts, the joint was pulled in a tensile testing machine and the load noted at which slip occurred. The results are given in table 2.

Table 2. Results of Friction Tests on a High Strength Bolted Joint
$^3/_4$″ Dia. H.T. Bolts in Double Shear

Condition of Surface	Applied Torque lb. ft.	Total Clamping Force Tons	Slip Load Tons	Coefficient of Friction μ
As received	150	11.4	8.3	0.37
As received	200	15.2	12.7	0.42
Hand Filed	50	3.8	3.4	0.45
Hand Filed	100	7.6	7.0	0.46
Hand Filed	150	11.4	12.6	0.55
Filed and Oiled	50	3.8	1.9	0.25
Filed and Oiled	100	7.6	3.5	0.23
Filed and Oiled	150	11.4	5.6	0.25
Filed and Oiled	200	15.2	8.3	0.27
Filed and Oiled	240	18.4	11.7	0.32
Filed and Painted (wet)	240	18.4	5.7	0.16

Similar tests to determine the effect of coating the faying surfaces with wet and dry red lead paint gave values of μ of 0.27 and 0.31 respectively. Wire-brushing and flame-cleaning increase the friction, the values of μ for mild steel (28/32 tsi ultimate) being 0.50 and 0.60 respectively.

6. Torque Coefficient

The torque coefficient method of tightening is based on the fact that the tension in the bolt varies directly as the torque, an assumption which because it neglects the effects of the condition of the threads and their lubrication, can result in tension 15 per cent above or below the value given by the torque. The torque coefficient is a non-dimensional constant given by the expression:

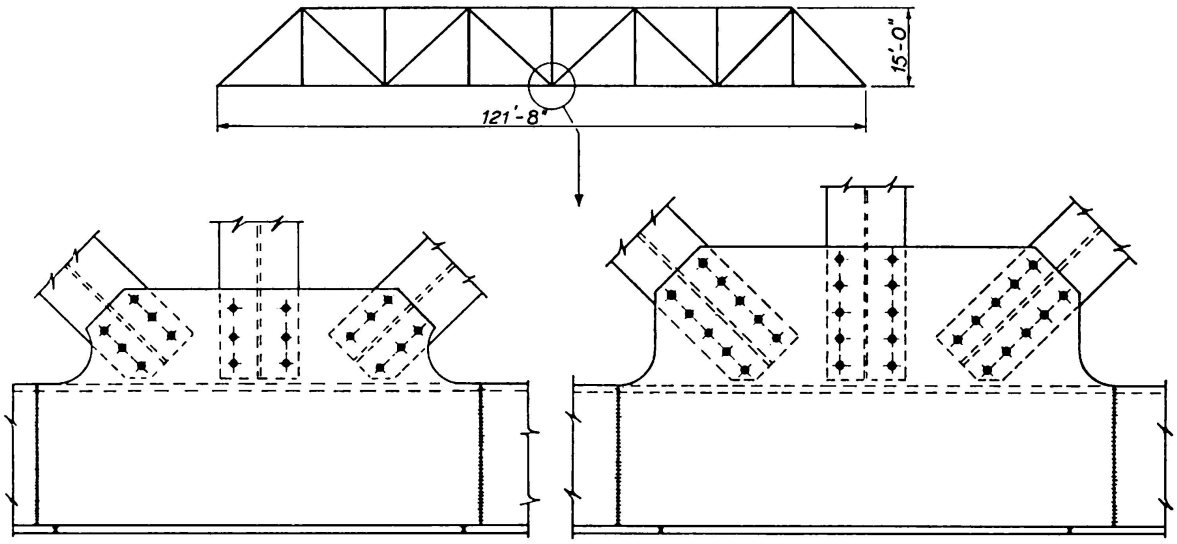
$$K = \frac{Q}{T\,d}.$$

Where Q is the torque applied (lbs. ins. units),
T is the bolt tension (lbs. units),
and d is the nominal thread diameter (inch units).

Experience shows that for Whitworth threaded bolts with no lubrication other than the oil applied by the makers, K has values ranging between 0.15 and 0.20.

7. Specifications

Bolts, nuts and washers comply with British Standard Specifications for materials as shown in table 3. The normal quality bolts are used in direct



V Quality Bolts (65/75 t.s.i. ult.) R Quality Bolts (45/55 t.s.i. ult.)

Fig. 3.

Table 3. British Railways — Western Region. Specifications for High-Strength Bolts ($^5/_8$ to $1^1/_8$ inch diameter) Materials

Class of bolt		B.S. No. and code symbol	Minimum ultimate tensile stress tsi	Minimum yield stress tsi	Minimum percentage elongation on gauge length equal to $4\sqrt{\text{Area}}$	Minimum izod impact value ft. lb.		Brinell hardness number
						$^5/_8$ and $^3/_4$ in. dia.	Over $^3/_4$ in. dia.	
Normal	Bolt	B.S. 1083 *R* 45/55	45	34	20	40	35	201/271
	Nut	B.S. 1083 *P* 35/48	35	—	15	—	—	152/235
Special	Bolt	B.S. 1083 *V* 65/75	65	52	16	35	30	293/364
	Nut	B.S. 1083 *R* 45 min.	45	—	20	—	—	201/271
Torshear	Bolt	B.S. 1768 *T* 55/65	55	41	18	40	35	248/316
	Nut	B.S. 1750 2*H* 45/55	45	—	—	—	—	248/352

Table 4. Dimensions in Inches of Precision Hexagon Bolts and Nuts and Plain Washers

Nominal size	Bolt			Bolt and nut					Nut	Washer		
	Dia. of shank	Thickness of head	Radius under head	Threads per inch		Width across flats	Width across corners	Dia. of. washer face	Thickness	Dia. of hole	Outside dia.	Thickness
				B S W U N C	B S F							
	min.	min.	max.			min.	max.	min.	min.			
$^5/_8''$	0.619	0.48	$^1/_{32}$	11	14	1.000	1.17	0.975	0.552	$^{11}/_{16}$	$1^3/_8$	0.144
$^3/_4''$	0.744	0.59	$^1/_{32}$	10	12	1.190	1.39	1.165	0.677	$^{13}/_{16}$	$1^5/_8$	0.160
$^7/_8''$	0.867	0.65	$^1/_{32}$	9	11	1.288	1.50	1.263	0.740	$^{15}/_{16}$	$1^7/_8$	0.176
$1''$	0.992	0.76	$^1/_{32}$	8	10	1.468	1.71	1.443	0.865	$1^1/_{16}$	$2^1/_8$	0.176
$1^1/_8''$	1.117	0.87	$^3/_{64}$	7	9	1.658	1.93	1.628	0.990	$1^3/_{16}$	$2^3/_8$	0.192

Note: With the exception of the washers all dimensions are as B.S. 1083: 1951.

Table 5. The Effect of Thread Condition on Bolt Tension

The results tabulated below are from an examination made of bolt loading achieved due to various thread conditions. The same torque was applied to each nut regardless of thread condition and altered only when a change in the ultimate tensile strength was involved.

Condition of thread	Torque (lb. ft.)	Bolt tensile loading (tons)	Remarks
$^7/_8'' \times 3\,^3/_4''$ B.S.F. Bolts, ultimate tensile strength 50 tsi			
Dry-	470	8.8	Sudden increase in torque at 6–7
(Degreased in Trichlor-		10.5	tons bolt loading due to jamming.
ethylene)		8.8	(See *)
Rusted-	470	12.5	Higher bolt tension than anti-
(Severe secondary oxida-		12.3	cipated, because of slight lubri-
tion of thread surface)		12.0	cating action of rust scale. (See *)
Normal blackened and	470	18.5	The 90% torque figure is cal-
oiled finish		17.9	culated on the basis of results
		19.0	obtained from this finish. (See *)
Zinc plated	470	20.5	Excellent finish for producing
		21.0	high uniform bolt tensions. (See *)
		20.0	
Lubricated with heavy	470	21.5	
silicone based grease		22.0	
		23.4	
* The required minimum bolt tension in the A.S.T.M. A. 325 Specification is 14.46 tons for this diameter of bolt.			
$^7/_8'' \times 7\,^1/_2''$ B.S.F. Bolts, ultimate tensile strength 65/75 tsi			
Dry-	546	11.4	Nut jammed giving low bolt ten-
(Degreased in Trichlor-		12.0	sile loading.
ethylene)		10.5	
Rusted-	546	15.0	Thread lubricity assisted by rust
(Severe secondary oxida-		12.5	scale
tion of thread surface)		13.0	
Normal blackened and	546	25	
oiled finish		24.5	
		23.5	
Zinc plated	546	25.5	
		27	
		26.8	
Lubricated with heavy	546	26.5	
silicone based grease		27	
		26	

General Remarks: For all tests, Nuts 45/55 ton/sq. in. were used with case-hardened washers. The torques applied were calculated to produce 90% of the yield stress of the bolt under normal conditions of thread lubrication etc.

substitution for mild steel rivets, the special are for new work designed to make better use of the technique of high-strength bolting. Fig. 3 shows the reduction in size of gusset plates in a truss span resulting from the use of higher tensile steel bolts. The quality of Torshear bolts, referred to later is also included in the table. The dimensions of the bolts and nuts used on British Railways are in accordance with B.S. 1083, the heads and nuts being either chamfered or washer faced. Screw threads are British Standard Whitworth. Washers (two per bolt) are made from medium carbon steel, double heat treated. The dimensions of the normal bolts, nuts and washers used on British Railways are given in table 4.

8. Bolt Threads

The condition of the threads, that is dry, rusty, lubricated, etc., the form of the threads and the method of forming the threads on the bolt have a marked effect on the value of the torque coefficient of a bolt. The results of tests carried out by a leading Scottish firm of bolt makers to determine the effect of the condition of the thread on bolt tension are given in table 5. The bolts used in these tests had British Standard Fine threads formed by a cold rolling process. A comparison between British Standard Whitworth and BSF threads is given in table 6 which shows the results of laboratory tests made to determine the effect of thread form and condition on bolt tension. It will be seen that the results are by no means consistent though on average the BSW generally appears to give the higher tension. This is perhaps to be expected since with a large proportion of the load carried on only one or two threads

Table 6. Test Results to Determine the Effects of Thread Form and Condition on Bolt Tension

Bolt size	Applied torque lb. ft.	Condition of threads	Statistical mean load tons			
			Type of Nut			
			B.S. 190		B.S. 1083	
			Whit	BSF	Whit	BSF
3/4″	240	Dry	10.0	9.2	10.25	10.0
		Oiled	10.5	9.25	10.45	10.6
		G.G.C.	10.95	9.7	10.65	11.2
7/8″	370	Dry	15.7	14.1	14.6	15.0
		Oiled	15.3	13.7	14.6	14.4
		G.G.C.	15.25	14.15	14.0	12.9
1″	560	Dry	17.25	18.65	20.95	18.8
		Oiled	17.55	17.95	19.25	16.65
		G.G.C.	17.9	15.9	18.9	16.7

(fig. 4 shows the distribution of stress in a bolt and nut assembly) the BSW has the greater strength. The effect of different methods of forming the threads is more marked, bolts with threads formed in a cold rolled process giving consistently higher values of tension under all conditions, vide table 7 summarizing the results of a further series of laboratory tests.

It will be noticed that Torshear bolts referred to later on have Unified Coarse Threads (UNC). This happened to be the only thread available on these particular bolts at the time, and it is of but little consequence because the performance of this self-reactor bolt is dependent on a shear link embodied in the bolt and designed to fail in torsional shear when the bolt tension reaches the prescribed value.

Table 7. Test Results to Determine the Effects of Rolled and Cut Threads on Bolt Tension

Bolt size	Thread form	Type of nut	Applied torque lb. ft.	Condition of threads	Statistical mean load tons	
					Roll. thread	Cut thread
7/8"	B.S.F.	B.S. 1083 A 28 tsi ult	370	Dry	15.0	12.5
				Oiled	14.4	11.15
				G.G.C.	12.9	11.8

Note: G.G.C. indicates lubricated with Graphite Grease Compound.

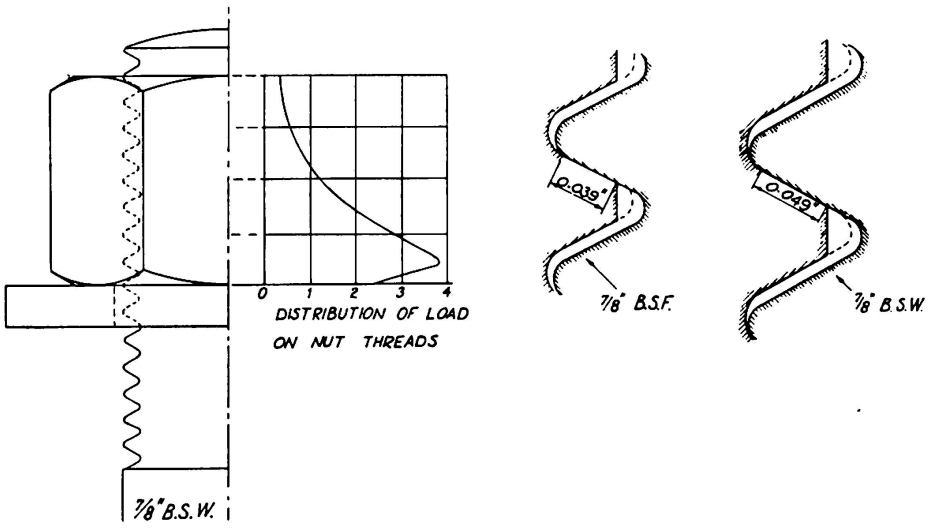


Fig. 4.

9. Assembly

It is specified that the surfaces of bolted parts adjacent to the bolt heads and nuts shall be parallel, tapered washers being used where necessary. The bolted parts have to fit solidly together and the faying surfaces have to be

free of paint, oil, loose scale, burrs and other defects that might prevent the solid seating of the parts or might interfere with the development of the friction between them. Bolts tensioned by the torque coefficient method are tightened to the applied torques set forth in table 8.

Table 8. High-Strength B.S.W. Bolts

(1) Dia. of Bolt	(2) "Stress area" of thread (Note A)	(3) Applied torque	(4) Bolt tension due to applied torque	(5) Maximum permissible shear load (Note B)	(6) Maximum permissible tension due to external load (Note C)
inch	sq. in.	lb. ft.	ton	ton	ton
5/8	0.2271	140	6.9	1.84	3.29
3/4	0.3359	250	10.4	2.65	4.87
7/8	0.4636	390	14.1	3.61	6.72
1	0.6083	600	18.7	4.71	8.82
1 1/8	0.7663	830	23.3	5.96	11.11
1 1/4	0.9724	1170	29.8	7.36	14.10

Note A. "Stress area" is the area at the mean of the effective and minor diameters of thread. It is about 10 per cent greater than the area at root of thread and represents the nearest approach to the effective stress area of the threaded length.

Note B. Calculated at 6 tsi on gross cross-sectional area.

Note C. Calculated at 14.5 tsi on "stress area".

10. Bolt Loading by Torque Coefficient Method

The torque coefficient method of tightening is normally used in conjunction with ordinary hand spanners, the plies being drawn together and the bolts well bedded down before final tightening with a torque-measuring or a torque-limiting spanner. No additional lubrication is given to the threads, the bolts being oiled at the works before supply. The effect of lubrication on the threads determined by laboratory tests has been shown in table 6.

The following hand spanners are in use:

a) Torque-measuring spanners fitted with a dial from which the torque is read off at the moment the nut just ceases to move on conclusion of tightening, figs. 5 and 6.

b) Torque-limiting spanners adjusted to "collapse" at the prescribed torque. These are usually fitted with a ratchet, figs. 7 and 8.

c) A combination of torque-limiting spanner used with a torque-multiplying spanner, the latter designed to give a mechanical advantage of 6 when

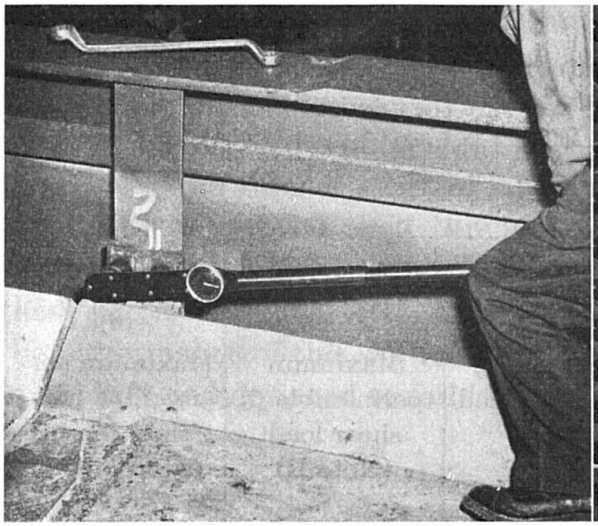


Fig. 5.

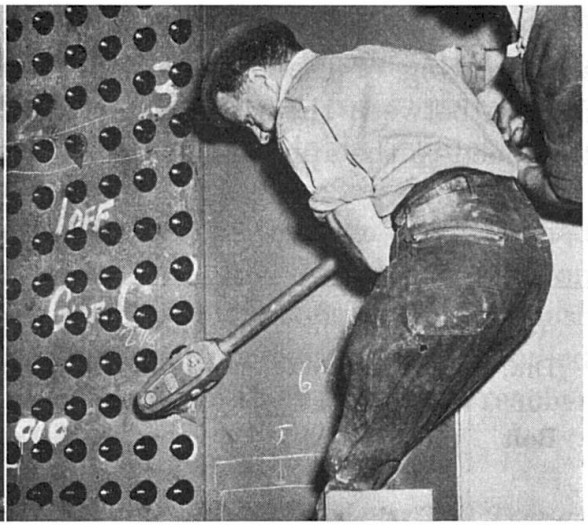


Fig. 6.

tightening bolts requiring a torque in excess of 600 lb. ft. This is also used for bolts in confined spaces, see fig. 9. With the torque-multiplying spanner, it is, of course essential to use some torque reaction fitting to prevent the tool from turning.

The nut running impact type of pneumatic wrench can be used provided the torque is checked afterwards. There are also pneumatic impact wrenches on the market which can be set to give a controlled torque, fig. 10. They give an accuracy of ± 20 per cent if the air pressure is kept quite constant; but fluctuations in the air supply can greatly alter the rate of tightening which in turn can result in a wide scatter in the torque.

Calibrated shear links introduced between the tool and the nut socket have been used in high precision work with unskilled labour. The link contains a groove designed to shear at the desired torque load. Such shear links cost about 6 shillings each and their use is expensive; but they can be used more economically in conjunction with a pressure regulator in the air line within 20 feet of the tool. The air pressure is increased slowly from a low reading, the operator waiting after each increase until the tool stalls, until finally the shear link breaks. The regulator is then locked, and provided the air supply is not allowed to drop, any number of bolts can be tightened, the torque remaining constant as the tool stalls.

11. Bolt Loading by Turn of the Nut Method

This method, applicable with hand or power wrenches, involves bedding down the bolts and then tightening them by turning the nuts a precise amount. It is defined as the part-torque part-turn method. The initial tightening, any amount between one quarter and three quarters of the nominal torque that



g. 7.

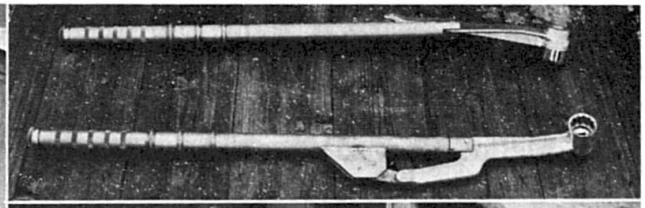
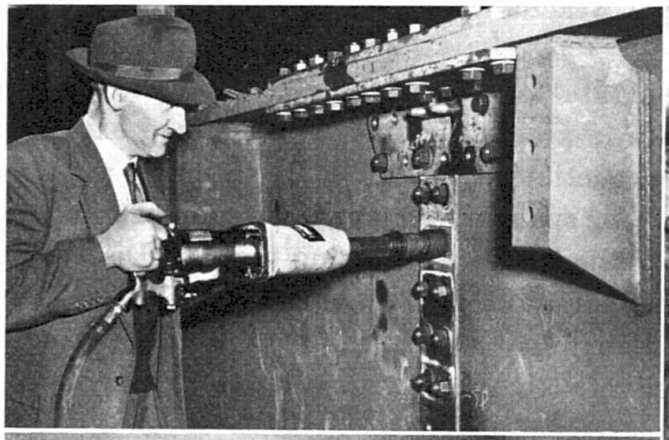


Fig. 8.



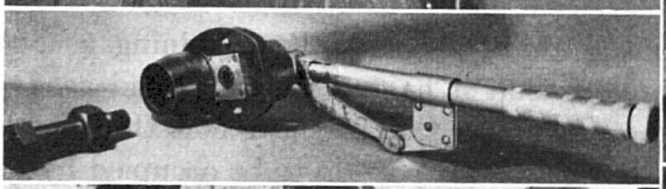
Fig. 9.



g. 10.



Fig. 12.



ig. 11.

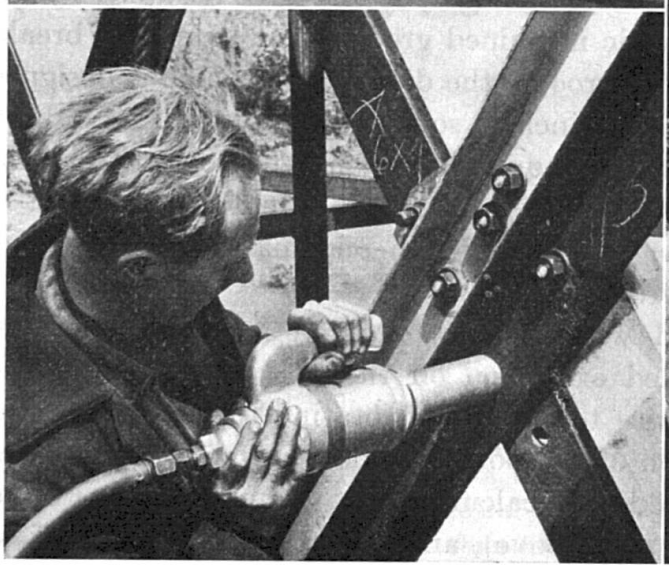


Fig. 13.

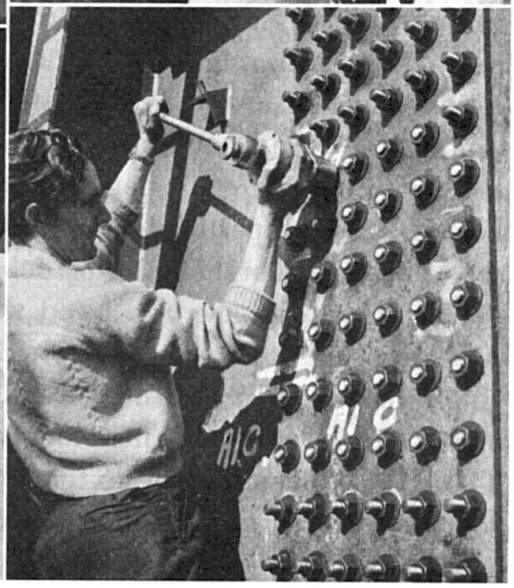


Fig. 1

would be necessary if using the torque coefficient method, is followed by a further turning of the nut by:

$$\text{Degrees of turn} = (180° + x) \times \frac{TPI}{10},$$

where x = a quarter turn for every 6 inches length of bolt,
and TPI = threads per inch.

Thus for bolts with a grip of less than 6 inches, the nut, after an initial half turn, would, after an additional half turn, have been tensioned beyond 90 per cent of the yield.

It is significant that it would have taken at least another $1^1/_2$ turns of the nut to cause the bolt to break. And the effect on the final tightening caused by a variation of as much as between one quarter and three quarters of the initial torquing, makes only 7 per cent difference in the final tensioning.

12. Self-Reactor Bolts

To overcome the need for separate torque reaction fittings, the prolong bolt has been introduced, fig. 11. The prolong bolt with its splined extension overcomes the need for a separate reaction fitting. It is tightened by a special torque-multiplying and torque-limiting spanner, a remarkably compact machine which fits over the spline and holds the bolt while turning the nut. Disadvantages are the increased length of the bolt and the increased depth of the spanner making it difficult to apply in confined spaces, and the liability to damage of the spline when the bolts are delivered bagged; and, of course, the prolong bolt costs more than a plain high-strength bolt.

A more advanced development is the Torshear bolt combining a shear link in the bolt itself. Like the prolong bolt it has an extension and needs a special wrench to tighten it. The extension of the Torshear bolt threaded in the normal way is separated from that threaded portion to be occupied by the nut after tensioning, by a concentric machined groove. The extension breaks off through failure in torsion at the groove, the diameter of which is designed (and made to an accuracy of ± 0.002 inches) so that the bolt will have been loaded to within ± 10 per cent of the required tension. The cost of Torshear bolts is only 20 per cent more than that of a plain high-strength bolt. Figs. 12 and 13 show Torshear bolts being tightened with pneumatic wrenches, and fig. 14 shows the use of a hand wrench.

Torshear bolts are tightened with special patented torshear wrenches. These wrenches grip the threaded extension on the bolt with a 4-toothed chuck, and apply an anti-clockwise torque while rotating the nut clockwise. The torque between the extension of the bolt and the nut increases until the torsional stress on the bolt exceeds the calculated maximum torsional shear strength at the reduced area (at the groove), and the extension twists off, so

preventing any further tightening of the nut. Reversal of the wrench causes the tool to eject the sheared end of the bolt extension. The action of the wrench is smooth and in the case of the pneumatic wrench it is a continuous and deliberate motion, and the final bolt loading is wholly independent of the pressure in the air line (so long as it is sufficient to work the tool, no matter how slowly) or the capacity of the air compressor. Thus the Torshear technique is one that can be relied upon with an unskilled operator to give the correct bolt loading so long as the groove has been machined to the correct torsional strength and the quality of the steel of the bolt is consistent. Advantages of Torshear are that the head of the bolt does not have to be held in any stage of the tightening, and visual inspection of the ends of the bolts is all that is needed to see whether all the bolts in a group have been properly tensioned. It should, of course, be noted that the plies must be properly in contact and all the bolts in a large group fully bedded down before commencing to shear off any of the extensions. This is, of course, a condition which applies to any bolting technique whether shear links are used or not. The need for observing this technique was demonstrated when tightening a large group of Torshear bolts in the flange and web joints of a plate girder. Two groups of bolts (25 in each) were tested in the web splice. The thickness of the web was $^3/_4$ inch, and

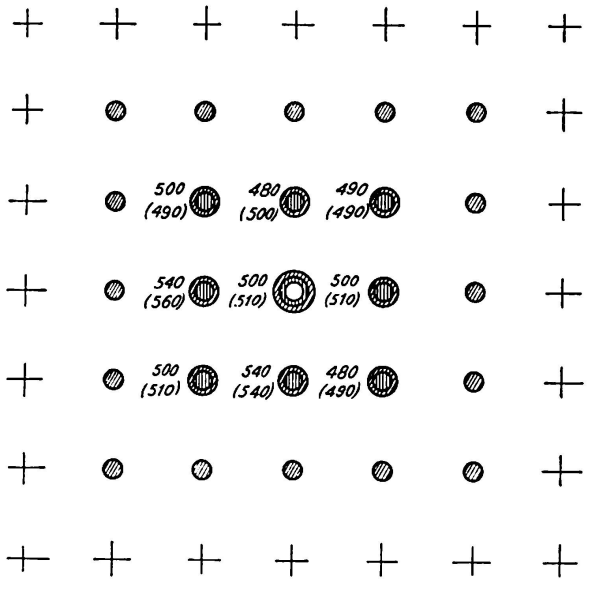


Fig. 15. All Bolts Pre-Tightened to Approximately 200 lbs ft.

Phase 1. O Central bolt tightened to 500 lbs ft.
Phase 2. ◍ Inner ring of 8 No. bolts tightened and central bolt checked. Values shown thus 543.
Phase 3. ◍ Outer ring of 16 No. bolts tightened, inner ring and central bolt checked. Values shown thus (543).

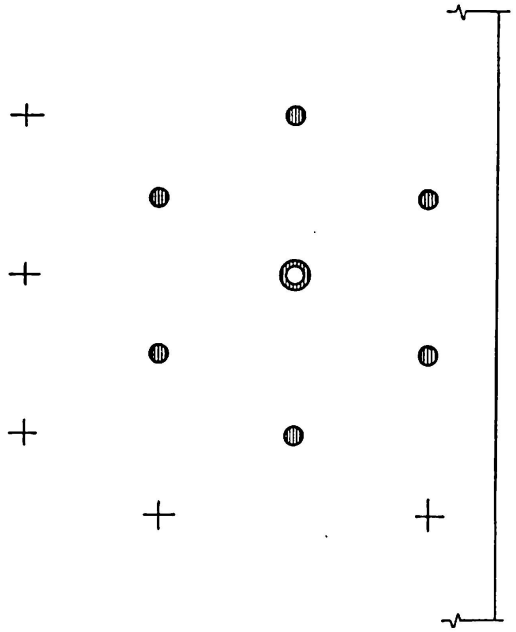


Fig. 16. Bolts *Not* Pre-Tightened.

Torque in central bolt: after initial tightened 520 lbs ft.; after adjacent bolts tightened 210 lbs ft.

the two covers were $^5/_8$ inch. The $^7/_8$ inch diameter Torshear bolts were initially torqued to 200 lbs. ft. They were then torsheared commencing with the middle bolt and working round the next innermost bolts, and finally the outer "ring". Subsequent checking with a torque-measuring spanner gave the results shown in the accompanying figs. 15. In the girder flange joint where the thickness of the plies was $1^1/_2$ inch, $1^3/_4$ inch and 2 inch, four groups of $^7/_8$ inch diameter Torshear bolts (7 in each) were similarly tested but with the nuts only finger tight before torshearing. In these cases very serious slackening of the central bolts occurred after the surrounding bolts had been tightened, vide fig. 16.

13. Experience in Bridgework

The first instance of the use of high-strength bolts in bridgework on British Railways was in the joints between cross girders and the sloping flanges of tee-shaped stiffeners on the main girders of half-through type spans described in Discussion III 2, page 391 of the Final Report on the Fifth Congress of the IABSE, Lisbon 1956. It was for tightening these bolts in the somewhat confined space that the special torque-multiplying spanner, fig. 9 was designed. Here the high-strength bolts were used not in friction grip joints but in direct tension. So successful did they prove that their use was extended to all fasteners in site joints, whether in direct tension or in shear, for new bridges and for

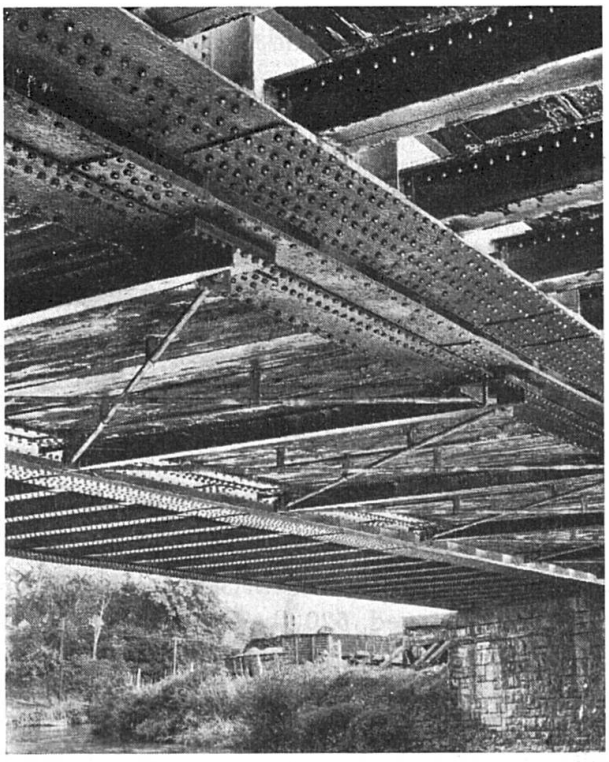


Fig. 17.

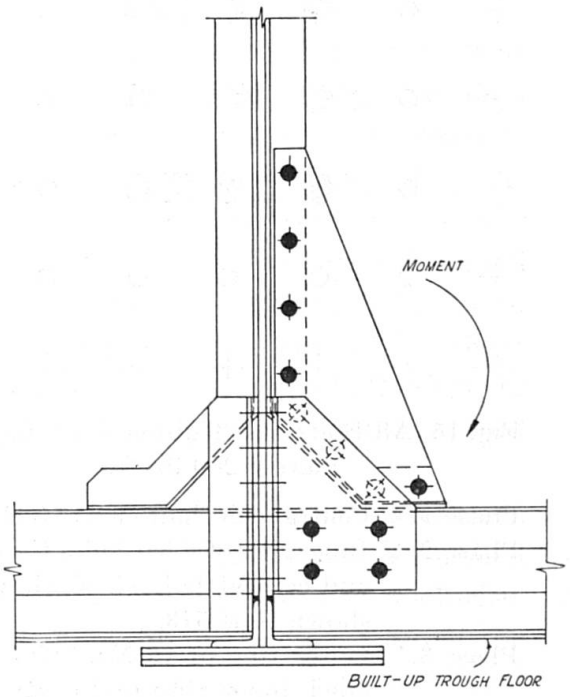


Fig. 18. Centre Main Girder.

the repair of old ones. The first use of high-strength bolts as shear connectors was in the joints between newly-fitted lateral bracings between the bottom flanges of the main girders of an 80-ft. wrought iron plate girder span carrying a busy single track on a main line, see photo of lateral bracings on span over Fowey River, fig. 17. This bridge, in service since 1858 consists of two hog-backed plate girders with a decking of transverse timbers resting on the bottom flanges, and a few iron ties to hold the girders in against the ends of the decking. The addition of the lateral bracing greatly improved the behaviour of the bridge under fast traffic, lateral oscillation at the centre being reduced from $^3/_4$ inch to less than $^1/_8$ inch. The bolts, $^7/_8$ inch diameter in $^{15}/_{16}$ inch holes, were based on the American ASTM A-325 specification, and were tightened to a torque between 400 and 450 lbs. ft. to give a gripping tension of 14.4 tons. For design purposes the shear-transfer properties of these bolts were assumed to be the same as for hot-driven mild steel rivets. Case-hardened washers were provided under the machined surfaces of the head of the bolt and the nut. The bolts were tightened by hand in the first place with ordinary spanners and finally with a 42-inch long Delapena Torquometer spanner fitted with a dial gauge measuring up to 600 lb. ft. Subsequent checking with a torque-limiting spanner five years after the fitting of the laterals confirmed the claim that these high-strength bolts could be relied upon to stay tight under vibratory loading.

A typical use of high-strength bolts in the repair of existing bridges has been the substitution of these bolts in the place of rivets (which had perpetually worked loose in the past) in the connections between the transverse trough flooring and the main girders of a double track three-girder half-through type bridge. This particular bridge, see figs. 18 and 19 carries very fast traffic on a main line and the connections are subject to severe shock loads. The

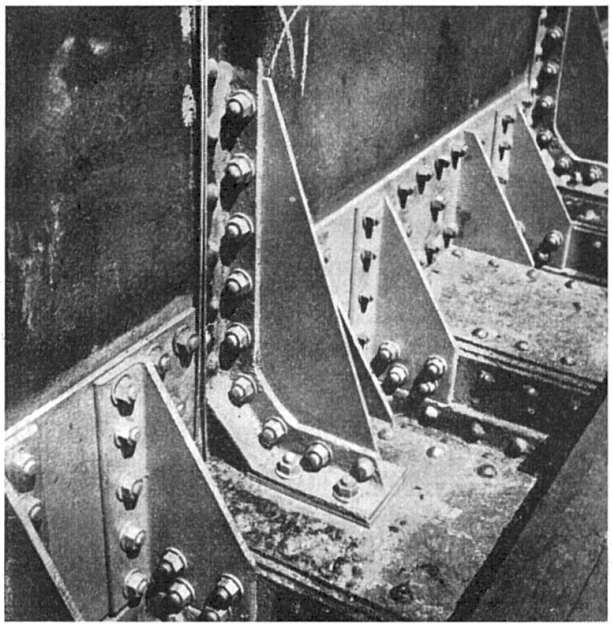


Fig. 19.

bolts used were $^{7}/_{8}$ inch diameter and they were in direct substitution for the $^{7}/_{8}$ inch rivets in $^{15}/_{16}$ inch holes. Examination, $3\,^{1}/_{2}$ years after fitting the bolts, showed that these bolts have retained their original tensions.

14. Web and Flange Joints in Continuous Girders

Mention has already been made of the use of Torshear bolts in the web and flange site joints of some 200-ft. long plate girders continuous over two openings. Ordinary high-strength bolts were used in 170-ft. long plate girders continuous over three openings across the River Vyrnwy near Llanymynech. There were two site joints in each of these girders and they had to be bolted up while the parts were held in mid-air by cranes. The correct alignment was ensured by the use of black bolts in combination with close-tolerance parallel shank drifts. The accompanying fig. 20 shows the arrangement and the order for the removal of the black bolts and the substitution of the permanent high-strength bolts, and fig. 21 is a site photograph of the joint. The high-strength bolts were tightened with torque-limiting pneumatic impact tools. In spite

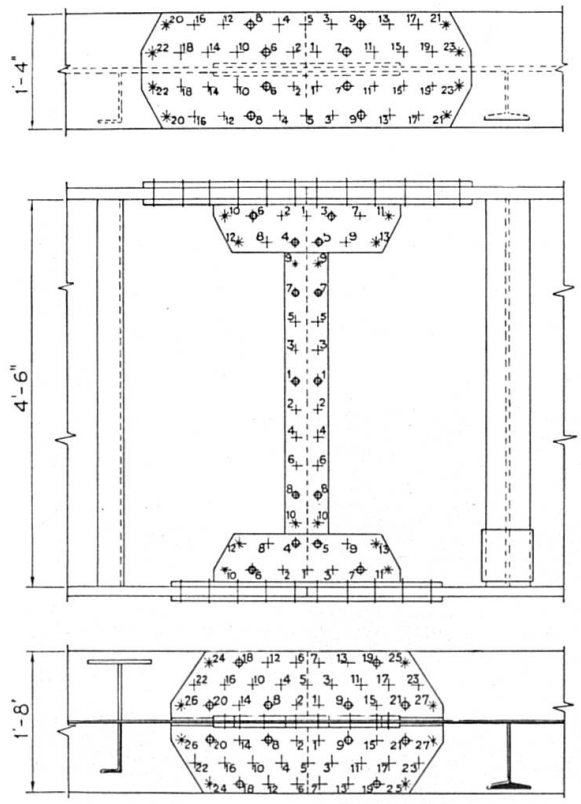


Fig. 20. Main Girder Joints in River Vyrnwy Bridge Near Llanymynech.

1. Drifts *. 2. H. S. service bolts ⊕ (not fully tightened). 3. All H. S. bolts tightened to 390 lb. ft. torque in numbered order.

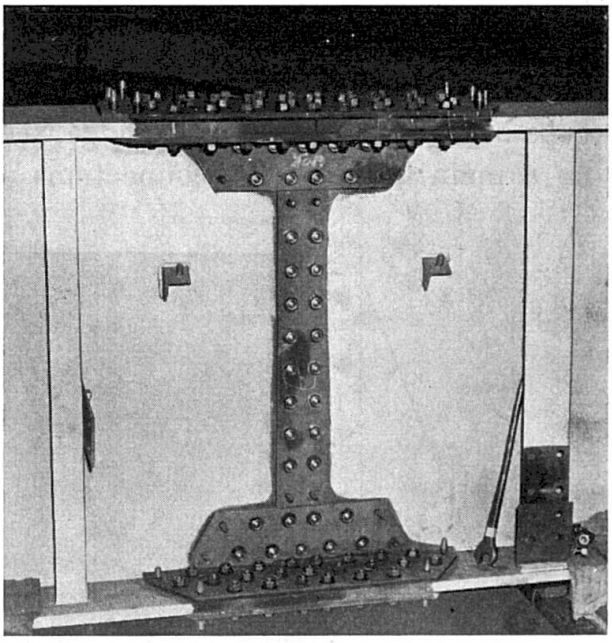


Fig. 21.

of the use of a special light-weight hose near, these machines, weighing $31^1/_2$ lbs. apiece, proved cumbersome and heavy to operate, and the results were not as reliable as those obtained when Torshear bolts were used.

15. High-Strength Bolting in the Future

The trend of constructional girder bridging like other classes of structural building is towards a maximum amount of prefabrication by electric arc welding in the shops, followed by high-strength bolting together on site. And it is for this function that the high-strength bolt serves as the ideal complement to the welding in the shops; it needs but little skill to ensure correct tightening on site where time and supervision are so often at a premium.

16. Acknowledgments

The Author is grateful to Mr. M. G. R. SMITH, M.B.E., Chief Civil Engineer, Western Region, British Railways, for permission to contribute this Paper to the Sixth Congress of the IABSE. He thanks Mr. T. BALDWIN, Superintendent of the Engineering Division of the Research Department of the British Transport Commission, Messrs. A. P. Newall Ltd. of Glasgow for permission to reproduce the results of laboratory tests and Mr. F. M. EASTON for allowing the reproduction of figs. 1 and 4. He is especially grateful to Mr. C. S. GREED and those other members of the Steelwork Office at Paddington for their patient help and advice in the preparation of the Paper.

Summary

The Paper describes the use of high strength bolts in large clearance holes for permanent shear connectors fastening together on site the prefabricated parts of girder bridges on British Railways.

Comparison is made between the high strength bolt (45 tsi ultimate) and the higher strength bolts (65 tsi ultimate) and attention is drawn to the potential advantages of the latter.

Torque limiting and torque multiplying spanners are used for tightening high strength bolts by hand; and reference is made to the use of pneumatic impact wrenches and of special spanners.

Surface preparation of the plies is specified to ensure the maximum possible limiting friction between the parts fastened together. The torque-tension ratio is given for various threads and conditions of lubrication; and the proportions of work done in overcoming nut/washer-face friction, screw thread friction, and the residue available for tensioning the bolt, are shown.

The advantages of the high strength bolt compared with riveting are summarized in favour of the former.

Résumé

L'auteur expose les conditions d'emploi des boulons précontraints, dans des trous de grand diamètre, pour la réalisation des joints de friction établis sur le chantier entre pièces préfabriquées des ponts à poutres des Chemins de Fer Britanniques.

Il compare les boulons à haute résistance ayant une tension de rupture de 70 kg/mm^2 avec ceux de 100 kg/mm^2 et attire particulièrement l'attention sur les avantages que l'on peut tirer de ces derniers.

Pour le serrage des boulons à la main, on emploie des clés à couple à déclenchement automatique, ainsi que des clés à réduction de couple. L'emploi des clés pneumatiques et des clés spéciales est également exposé.

Le mode de préparation des surfaces des joints est prescrit, afin d'obtenir le plus grand frottement possible entre les pièces de l'assemblage. Le rapport entre le couple et la tension des boulons est indiqué pour différents filetages et diverses conditions de lubrification. La répartition du couple mis en jeu au cours du serrage d'un boulon entre le frottement entre écrou et rondelle et le frottement sur les filets est indiquée, ainsi que le couple résiduel correspondant à la précontrainte. Les avantages des boulons précontraints sont comparés avec ceux des rivets, qu'ils surclassent.

Zusammenfassung

Die Arbeit beschreibt die Verwendung von vorgespannten Schrauben in Löchern mit großem Durchmesser für auf der Baustelle hergestellte Reibungsstöße zwischen den vorfabrizierten Teilen von Balkenbrücken der British Railways.

Es werden die hochfesten Schrauben von 45 tsi Bruchspannung mit denen von 65 tsi verglichen. Besondere Aufmerksamkeit wird den möglichen Vorteilen der letzteren gewidmet.

Zum Anziehen der Schrauben von Hand werden automatisch ausschaltende Drehmomentenschlüssel sowie solche mit einer Momentenübersetzung gebraucht. Die Verwendung von Druckluft- und von Spezialschlüsseln wird ebenfalls beschrieben.

Zwischen den Bearbeitungsarten der Stoßflächen wird unterschieden, damit die maximal mögliche Reibung zwischen den vereinigten Teilen erkannt werden kann. Das Verhältnis zwischen Drehmoment und Schraubenspannung wird für verschiedene Gewinde und Schmierbedingungen angegeben. Die Verteilung der beim Anziehen der Schraube aufgewendeten Arbeit auf die Reibung zwischen Mutter und Unterlagsscheibe und auf die Gewindereibung sowie der für die Schraubenvorspannung bleibende Rest werden gezeigt.

Die Vorteile der vorgespannten Schrauben werden mit denen der Nietung verglichen und zu Gunsten der ersteren zusammengefaßt.

IIb2

Betrachtungen über die Verwendung hochzugfester Schrauben bei Stahlträger-Verbundkonstruktionen

Considerations on the Use of High-Tensile Bolts in Composite Concrete and Steel Girder Structures

Considérations sur l'emploi des boulons à haute résistance à la traction dans les ouvrages mixtes en béton avec poutres en acier

KONRAD SATTLER
Prof. Dr. techn. h.c. Dr.-Ing., Technische Universität Berlin

Die übliche Verbindung von Betonplatte und Stahlträger mittels Dübel bedingt oft gerade mit Rücksicht auf die Ausbildung der Dübel umfangreiche Werkstattarbeiten an sonst ganz einfachen Konstruktionen. Wird jedoch die Betonplatte mittels hochzugfester Schrauben an den Stahlträger angepreßt, so können allein durch die Reibungskräfte beträchtliche Schubkräfte zwischen Beton und Stahl übertragen werden, so daß besondere Dübel unter Umständen ganz entfallen können. Die nachfolgend beschriebenen Versuche bestätigen dies vollauf.

1. Versuche zur Bestimmung des Reibungswertes zwischen Stahl und Beton

Wie Fig. 1 zeigt, wurden mittels einer horizontal angeordneten Presse und Zugankern 2 Stahlplatten gegen den Betonkörper gepreßt. Diese ganze Vorrichtung war in eine 500-t-Presse eingebaut, wobei das Oberhaupt gegen die Stahlplatten und das Unterhaupt gegen das Betonprisma wirken. An 3 Meßuhren zwischen Ober- und Unterhaupt kann der Beginn des Gleitens sofort festgestellt werden. Als Ergebnis erhielt man bei einer Würfelfestigkeit zwischen 500 und 600 kg/cm² und bei Variation des Anpreßdruckes zwischen 25 und 100 kg/cm² einen Reibungsbeiwert μ zwischen den Grenzwerten von 0,60 und 0,45. Hierbei entsprachen kleineren Werten μ höhere Anpreßdrücke

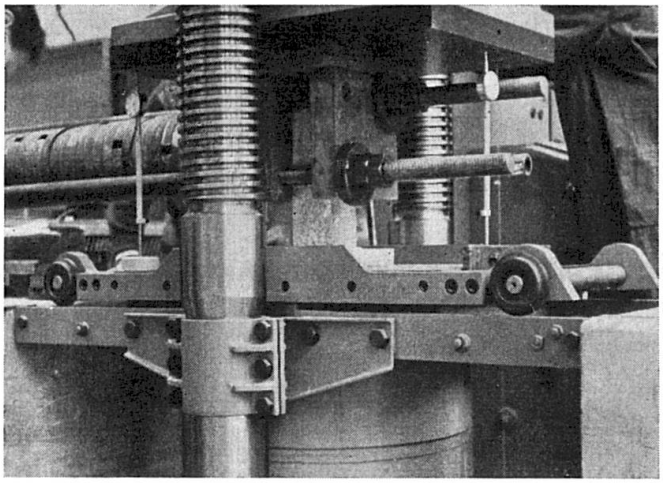


Fig. 1. Versuchsanordnung zur Messung des Reibungswertes zwischen Beton und Stahl.

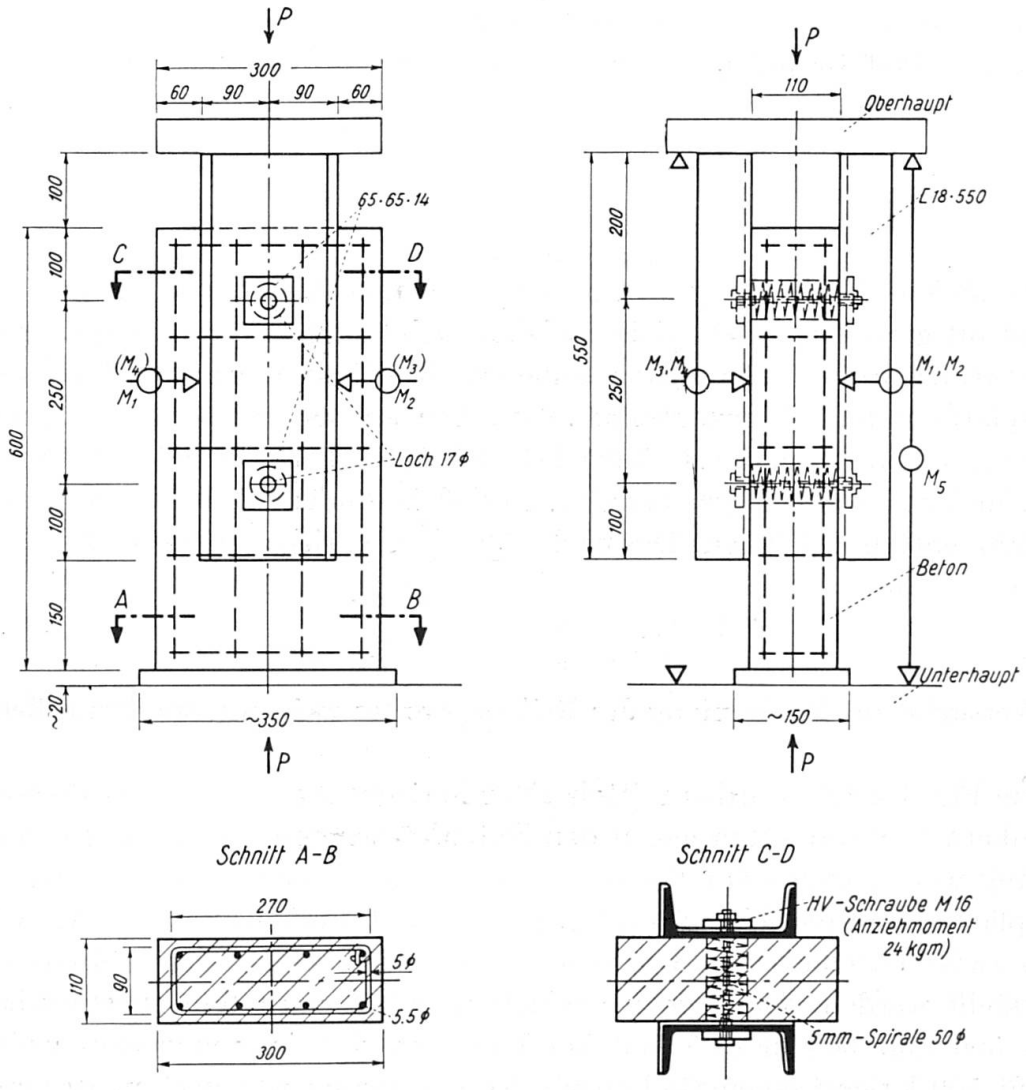


Fig. 2. Prüfkörper mit doppelseitigem Anschluß.

bis etwa 100 kg/cm² und größeren Werten μ kleinere Anpreßdrücke bis etwa 50 kg/cm².

Der Versuch, einen Betonwürfel gleicher Beschaffenheit auf einer schiefen Stahlebene (Trägerflansch) unter seinem Eigengewicht zum Gleiten zu bringen, ergab $\mu = 0{,}55$. Diese Versuche sind als Vorversuche anzusehen, wobei nur etwa die Größenordnung von μ festgestellt werden sollte, und daher wird auf sie nicht näher eingegangen.

2. Versuche zur Bestimmung der Tragkraft eines doppelseitigen symmetrischen Anschlusses von [-Eisen mittels hochzugfester Schrauben an eine Betonplatte Folgerungen

Die Ausbildung des Prüfkörpers ist in Fig. 2 in allen Einzelheiten dargestellt. Wesentlich ist hierbei, daß im Bereich der beiden HV-Schrauben der Beton durch je eine Spirale bewehrt ist. Die beiden [-Eisen in St 37 wurden bereits bei der Herstellung des Betonkörpers, solange dieser noch feucht war, angebracht, damit ein sattes Anliegen auf der gesamten Berührungsfläche

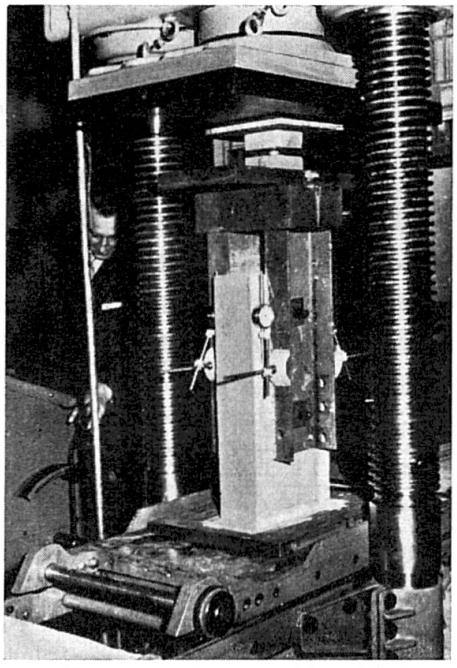


Fig. 3. Prüfkörper in der 500-t-Presse.

gewährleistet war. Die Meßstellen $M\,1$ bis $M\,4$ geben die Verschiebungen zwischen Beton und [-Eisen an, die Meßstelle $M\,5$ die zwischen Ober- und Unterhaupt der 500-t-Presse. Die gesamte Versuchsanordnung ist aus Fig. 3 ersichtlich.

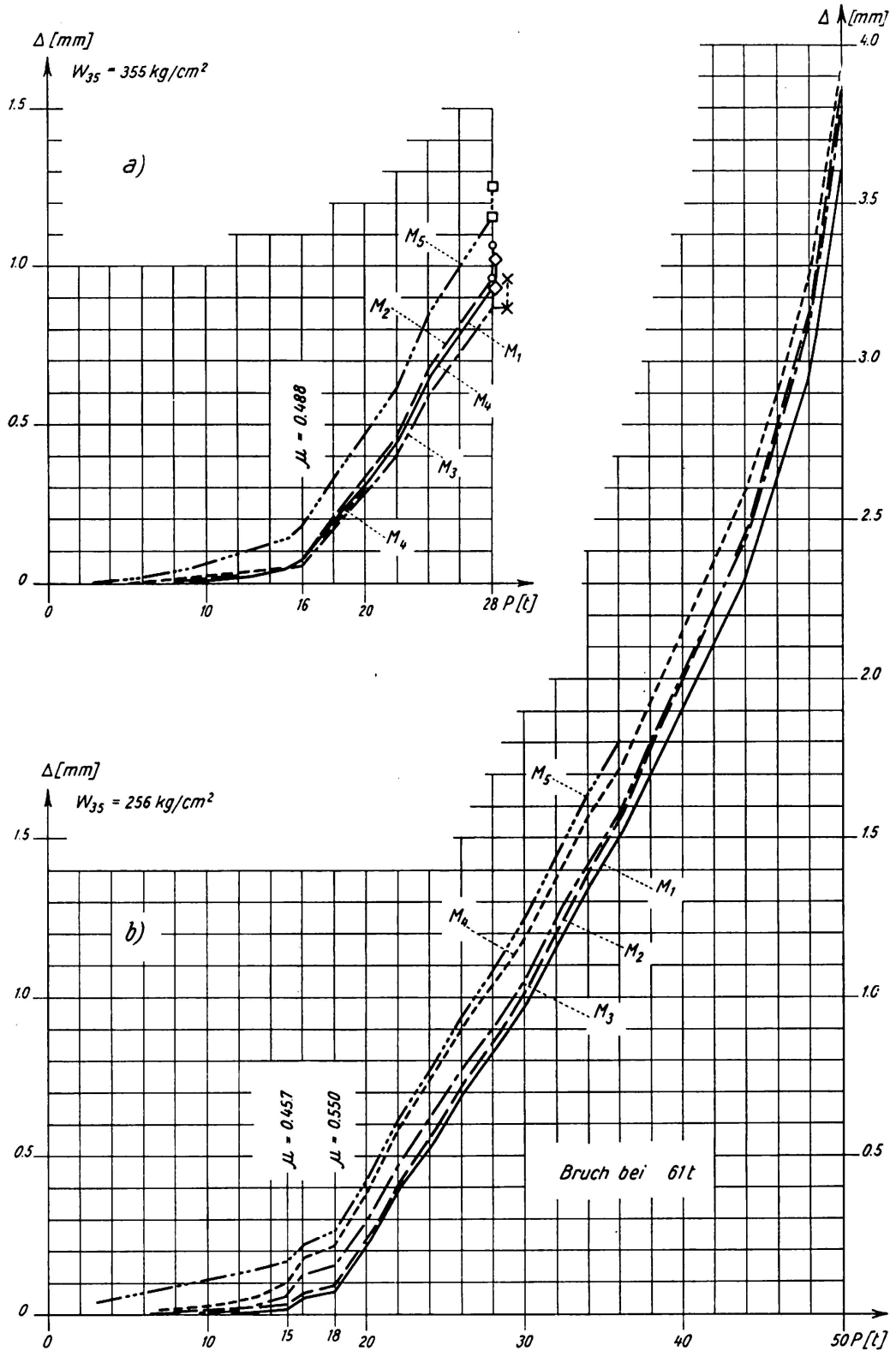


Fig. 4. Verschiebungen zwischen ⊏-Eisen und Beton.

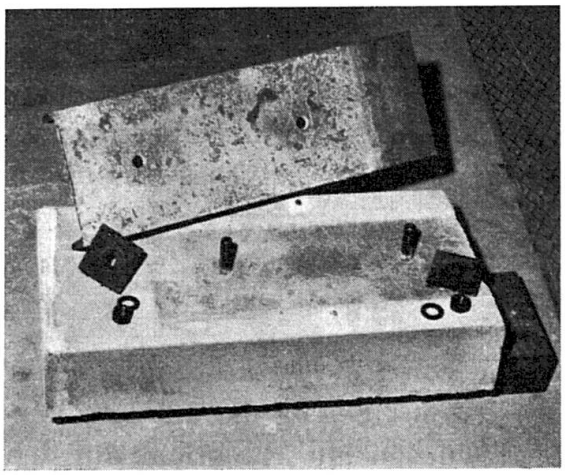


Fig. 5. Prüfkörper nach dem Versuch, [-Eisen gelöst.

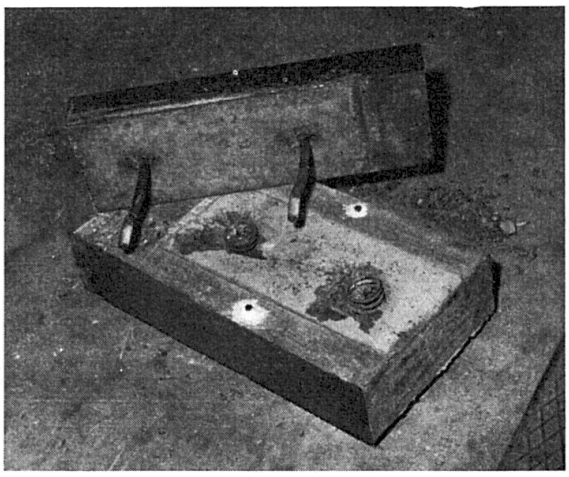


Fig. 6. Prüfkörper nach dem Versuch, [-Eisen gelöst.

Die Bruchfestigkeit der HV-Schrauben $M\,16$ betrug 11,15 t/cm², ihre Brinellhärte 354. Sie wurden mit einem Anziehmoment von 24 kgm angezogen[1]).

Versuch 2a

Die Würfelfestigkeit betrug am Tage des Versuches $W_{35} = 355$ kg/cm². Die gegenseitigen Verschiebungen zwischen Eisen- und Betonkörper sind in Fig. 4a dargestellt. Man erkennt deutlich am Knick der Linien $M\,1$ bis $M\,5$, daß bei $P = 16$ t das erste Gleiten der Verbindung eingetreten ist. Bis dahin betrug die aus rein elastischen Verformungen herrührende mittlere Verschiebung zwischen Beton und [-Eisen nur rund 0,06 mm. Dann wurde die Belastung bis $P = 28$ t gesteigert, darauf wieder entlastet und die Schrauben gelöst. Hierfür waren bei der oberen Schraube 22 kgm, für die untere 18 kgm Anziehmoment erforderlich. Nach dem Entfernen der [-Eisen waren weder im Bereich der Löcher im Beton noch im Stahl Verformungen oder Beschädigungen erkennbar (siehe Fig. 5).

Nimmt man entsprechend den VR, Tafel 5[1]), die zum Anziehmoment $M_a = 24$ kgm zugehörige Vorspannkraft $P_v = 8{,}2$ t an, so ergibt sich für diesen doppelseitigen Anschluß mit 2 Schrauben im Augenblick des ersten Gleitens:

$$P = 4\,\mu\,P_v \quad \text{und daraus}$$

$$\mu = \frac{P}{4\,P_v} = \frac{16}{4 \cdot 8{,}2} = 0{,}488.$$

[1]) Vorläufige Richtlinien für Berechnung, Ausführung und bauliche Durchbildung von gleitfesten Schraubenverbindungen (HV-Verbindungen) 1956. Stahlbau-Verlag. Im Rahmen dieser Arbeit mit VR bezeichnet.

Versuch 2b

Mit $W_{35} = 256$ kg/cm² ergaben sich die Verschiebungen gemäß Fig. 4b. Aus Fig. 4b erkennt man, daß, abgesehen von einer ganz geringen Störung bei $P = 15$ t, die Überwindung der Reibung bei 18 t beginnt. Dies entspricht Reibungswerten von

$$\mu = \frac{P}{4P_v} = \frac{15}{32{,}8} = 0{,}457 \quad \text{bzw.} \quad \mu = \frac{18}{32{,}8} = 0{,}550.$$

Wie Fig. 4b zeigt, war aber nach Erreichen von $P = 18$ t die Tragfähigkeit der Konstruktion keineswegs erschöpft. Bei $P = 50$ t betrug die mittlere Verschiebung rund 4 mm. Zu diesem Zeitpunkt wurden mit Rücksicht auf den zu erwartenden Bruch die Meßuhren abgebaut. Bei $P = 61$ t trat dann die Zerstörung der Konstruktion ein. Zum Lösen der oberen Schraube waren 9 kgm, der unteren 10 kgm erforderlich. Die deformierten Teile des Prüfkörpers nach der Zerlegung sind aus Fig. 6 zu ersehen.

Wie weitere Versuche zeigten, ist die große Reserve zwischen dem Beginn des ersten Gleitens und der Bruchlast in der Anordnung der Spiralbewehrung um die Schraubenlöcher herum zu suchen. Ohne Spiralbewehrung sprengt der Schraubenbolzen schon frühzeitig den Beton. Es wurde weiter festgestellt, daß der Stahl satt an den Beton anliegen muß, sollen die oben angegebenen μ-Werte gewährleistet werden.

Folgerungen

Zusammenfassend kann auf Grund dieser Versuche vorgeschlagen werden, für die Gebrauchslasten den Beginn des Gleitens festzulegen. Somit ergibt sich für einen doppelseitigen Anschluß als aufnehmbare zulässige Übertragungskraft:

$$P_{zul} = 2\,\mu\,P_v,$$

wobei P_v entsprechend den VR [1]) gewählt werden kann. Der untere Grenzwert wird für $\mu = 0{,}45$ erhalten. Gegenüber dem Bruchzustand besteht dann noch eine mehrfache Sicherheit. Diesen Anschluß wird man mit Vorteil für Fachwerkverbundkonstruktionen verwenden können, bei denen der frische Beton direkt auf die Stahlteile aufgebracht wird.

3. Versuche mit vollwandigen Verbundkonstruktionen mit HV-Schrauben statt Dübeln

Bei diesen Versuchen war die Betonplatte mit HV-Schrauben *M* 16 an den oberen Flansch des Stahlträgers angeschraubt, der Bohrungen von 17 mm aufwies. Es sollen nur die Meßergebnisse für einen einzigen Verbundträger angegeben werden, da bei den übrigen Trägern ähnliche Ergebnisse vorliegen. Die Ausbildung des Versuchsträgers ist in Fig. 7 dargestellt. Die Bohrungen

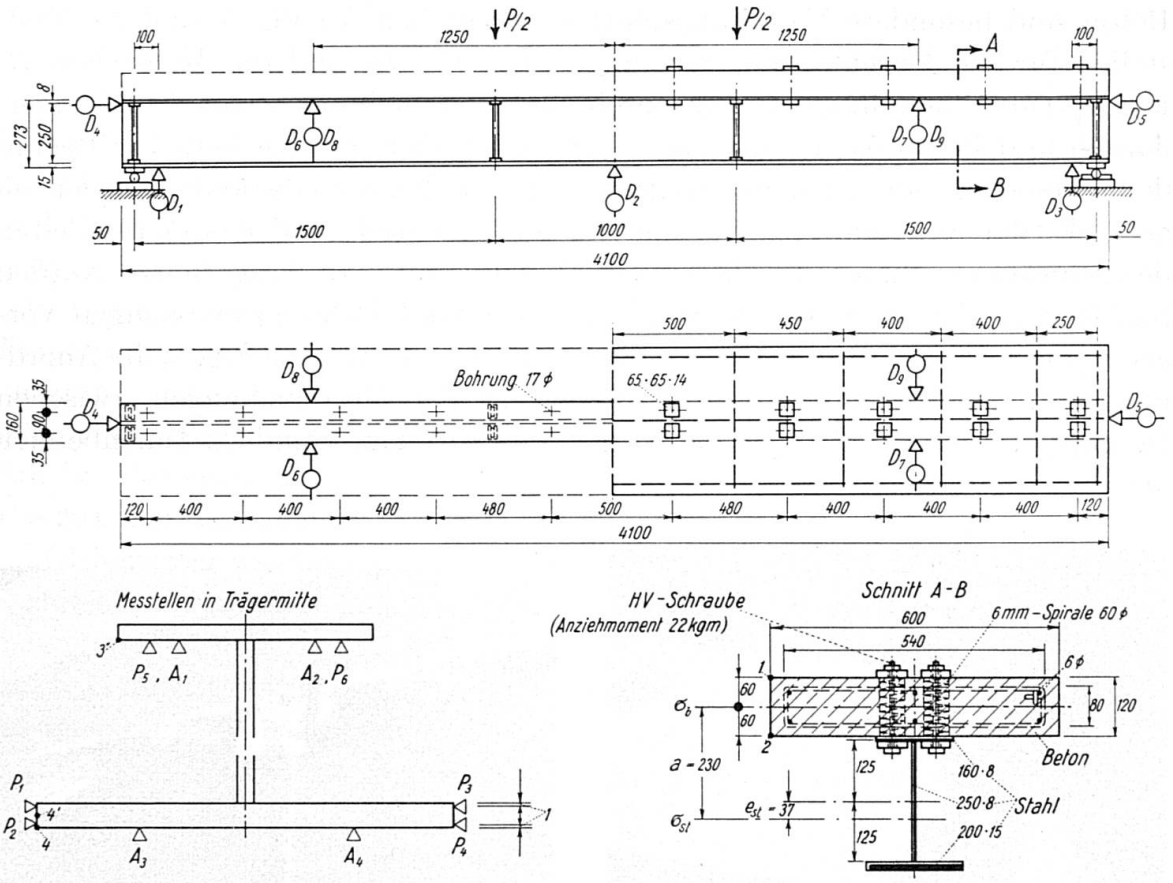


Fig. 7. Versuchsträger mit Angabe der Meßstellen für Durchbiegung und Verschiebungen.

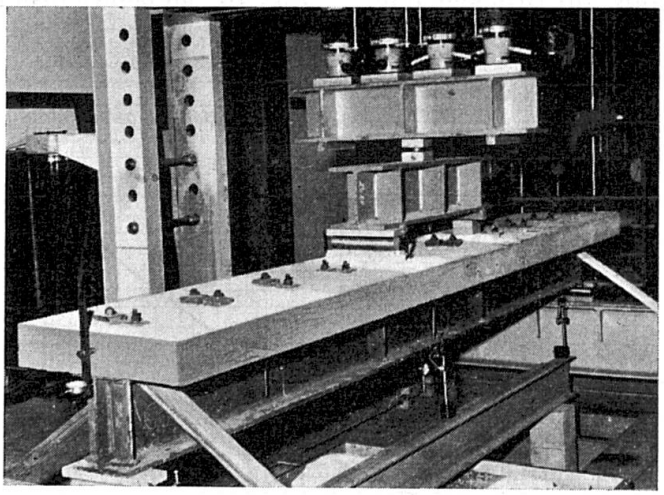


Fig. 8. Gesamte Versuchsanordnung.

in der Betonplatte sind wieder mit Spiralen gesichert. Zwischen den Unterlagscheiben der Schraubenköpfe bzw. Muttern und dem Stahlflansch bzw. Beton sind besondere Verteilungsplatten vorgesehen. In Fig. 7 sind die Meßstellen für die Durchbiegungsmessungen D_1, D_2, D_3 und die Meßstellen D_4 bis D_9 zur Feststellung der gegenseitigen Verschiebungen von Stahlträgerflansch und Betonplatte eingetragen. Die Schrauben wurden kurz vor Beginn des Versuches mit 22 kgm angezogen. Die Schraubenabstände wurden so gewählt, daß die Schraubenverbindung mit Rücksicht auf das erste Gleiten der schwächste Punkt der Konstruktion sein sollte. In Trägermitte wurden im Ober- und Untergurt des Stahlträgers laufend Dehnungsmessungen vorgenommen. Die gesamte Versuchsanordnung ersieht man aus Fig. 8, die Anordnung der Meßeinrichtung zur Feststellung der Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger am Trägerende aus Fig. 9 und im Innenbereich aus Fig. 10.

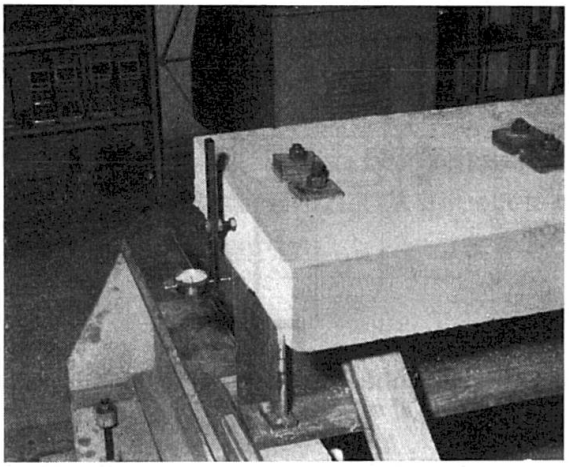


Fig. 9. Meßeinrichtung am Brückenende.

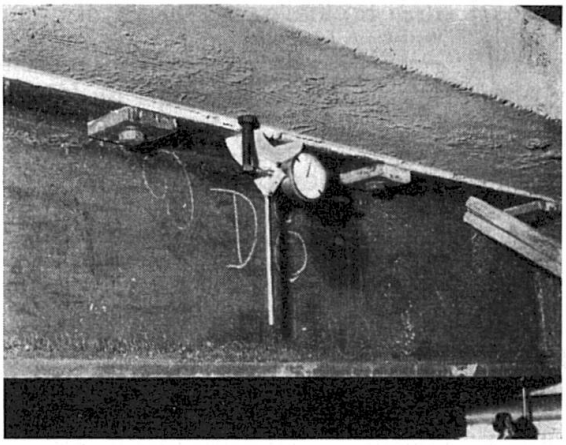


Fig. 10. Meßeinrichtung im Viertelpunkt.

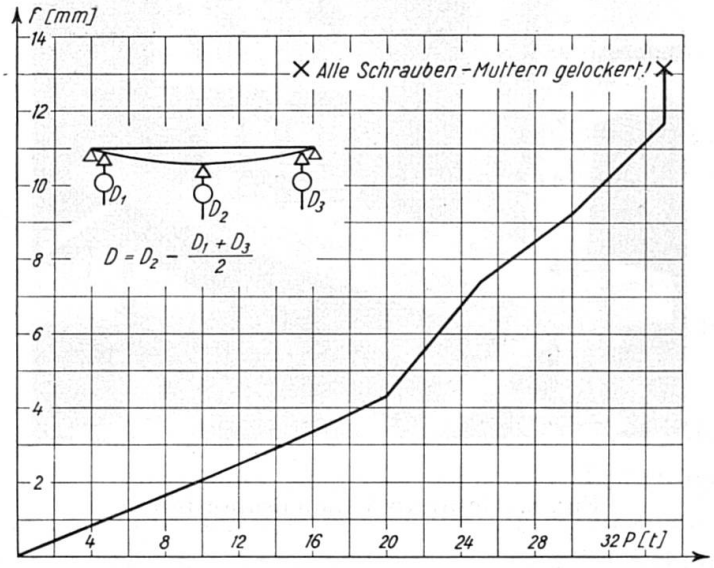


Fig. 11. Durchbiegungen in Trägermitte.

Versuchsergebnisse

Versuch 3a

Die Betonplatte wurde unmittelbar auf den Stahlträger betoniert. Die Würfelfestigkeit betrug $W_{63} = 468$ kg/cm². Die Gesamtbelastung P wurde innerhalb von 2 Stunden langsam auf den maximalen Wert von 35 t gesteigert, und dann wurde wieder ganz entlastet. Bei 21,6 t war ein erstes Krachen, bedingt durch ein geringes örtliches Gleiten der Betonplatte auf dem Stahlträger, zu hören. Aus Fig. 11, in der die gemessenen Durchbiegungen in Trägermitte dargestellt sind, ist zu ersehen, daß die erste Abweichung vom linearen Anstieg bei $P = 20$ t aufgetreten ist. Besonders deutlich wird dieses plötzlich beginnende Gleiten aus Fig. 12. Aus dieser kann entnommen werden, daß bei der einen Trägerhälfte (Meßstellen D_5, D_7, D_9) das erste Gleiten bei $P = 20$ t, bei der anderen (D_4, D_6, D_8) dieses erst bei $P = 25$ t begann.

Gleichzeitig wurden in Trägermitte die Spannungen an den Flanschen des Stahlträgers gemessen. Fig. 13 gibt die Spannungen auf Grund der Dehnungsmessungen P_1 bis P_6 mittels des Pfender-Meßgerätes und A_1 bis A_4 mittels Askania-Setzdehnungsmesser bei 100 mm Meßlänge an. Letztere konnten wegen ihrer großen Empfindlichkeit nach dem ersten Gleiten nicht mehr verwendet werden, da die plötzlichen Gleitungen hier zu Störungen führten. Die

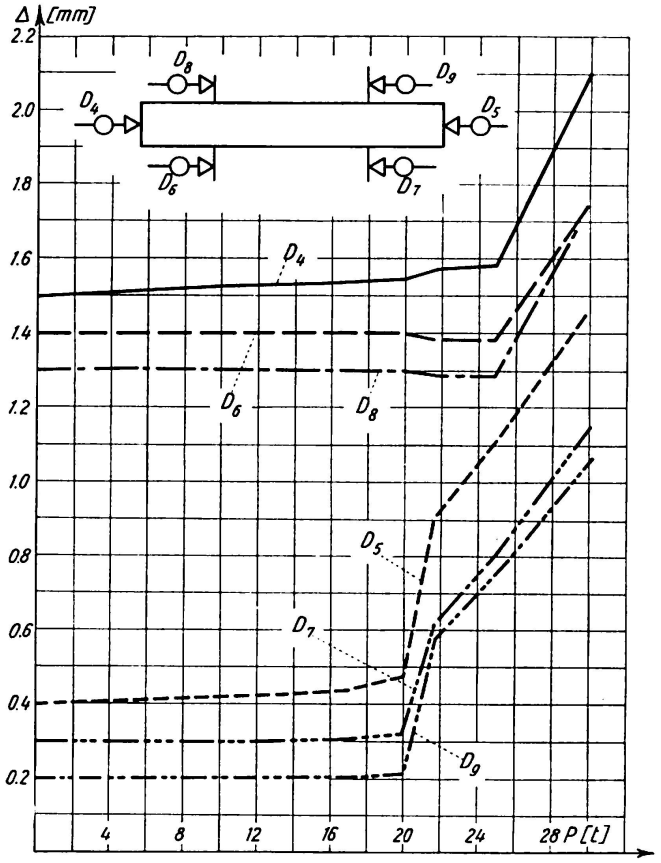


Fig. 12. Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger.

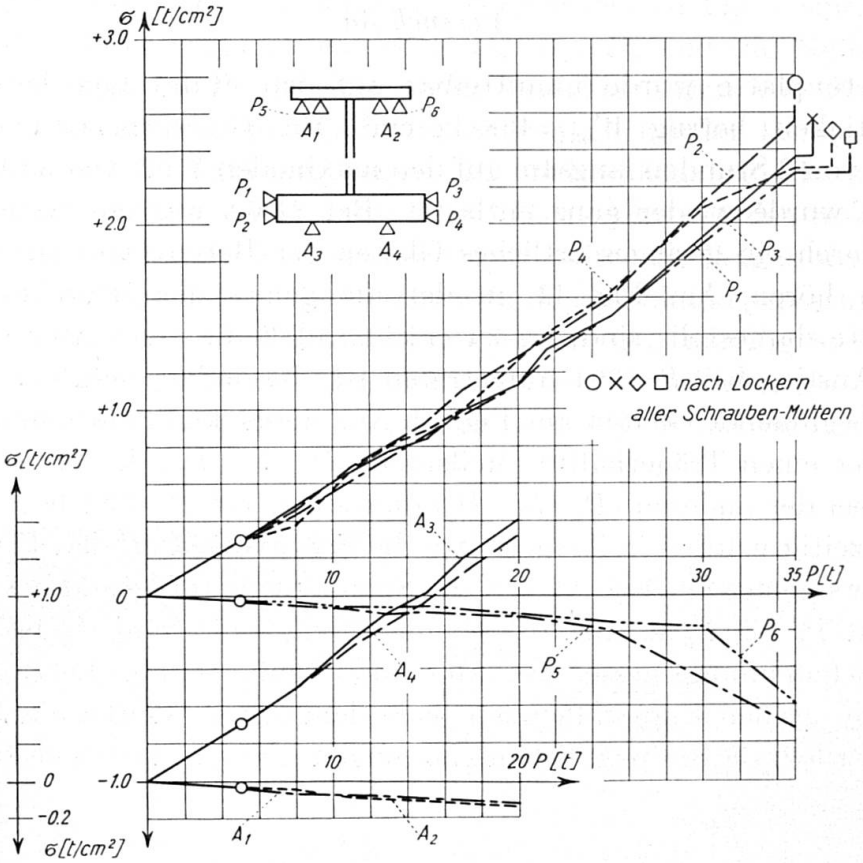


Fig. 13. Spannungen in Trägermitte.

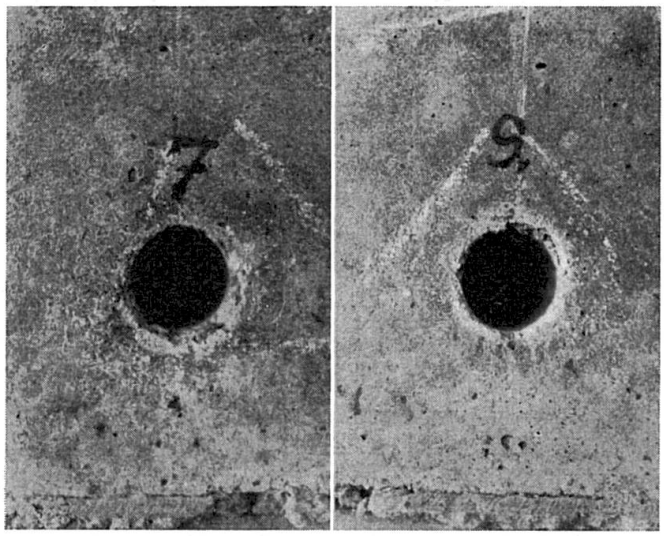


Fig. 14. Löcher im Beton nach der Belastung bis $P = 35$ t.

Pfendermessungen konnten demgegenüber bis zum Schluß durchgeführt werden. Bei $P = 35\,\mathrm{t}$ wurden die Muttern der Schrauben gelöst, so daß keinerlei Anpreßdruck zwischen Betonplatte und Stahlträger mehr vorhanden war. Aus den dabei entstehenden Spannungsänderungen ersieht man, daß bis zum Schluß Reibungskräfte übertragen wurden. Nach dem Abheben der Betonplatte und Entfernen der Schrauben ergab sich, daß weder die Schrauben noch die Löcher im Stahlflansch irgenwelche Verformungen erkennen ließen. Auch die Löcher in der Betonplatte waren in einem ausgezeichneten Zustande, wie Fig. 14 erkennen läßt. Daraus folgt, daß die Tragfähigkeit der Verbindung noch lange nicht erschöpft war. Die Belastung wurde nicht über $P = 35\,\mathrm{t}$ gesteigert, da einerseits der maximale Druck der Presse mit $P = 40\,\mathrm{t}$ begrenzt war und andererseits die gesuchten Ergebnisse klar erkennbar waren.

Versuch 3b

Von besonderer Bedeutung ist nachfolgender Versuch. Etwa 1 Jahr nach dem ersten Versuch wurde die gleiche Betonplatte wieder auf den gleichen Stahlträger aufgebracht, bei dem die Bohrungen auf 20 mm aufgerieben

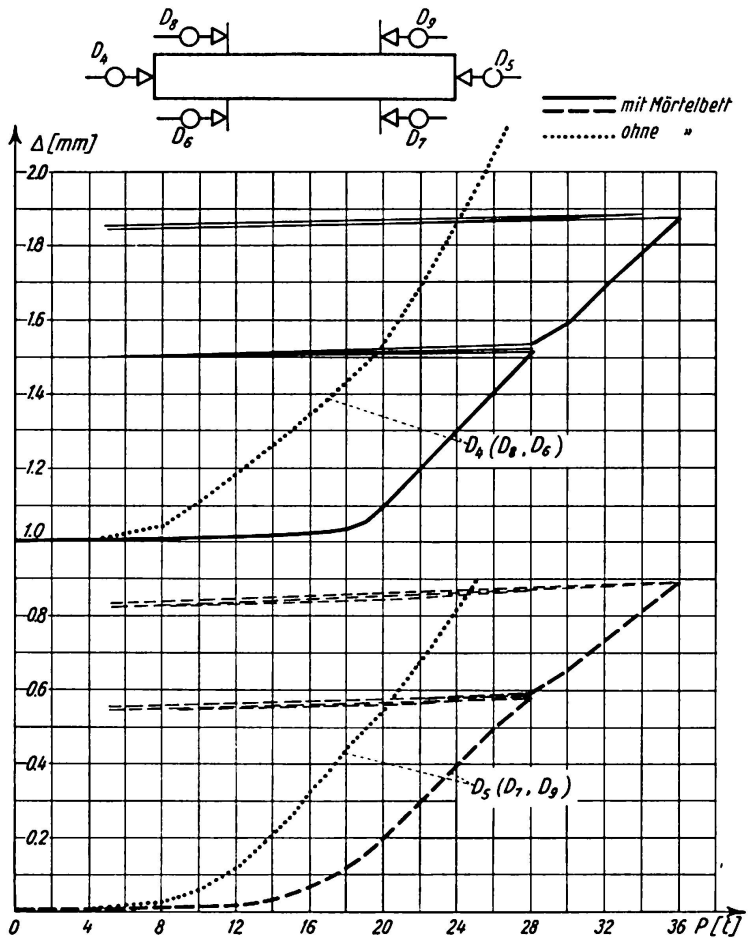


Fig. 15. Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger ohne und mit Mörtelzwischenlage.

wurden. Der einzige Unterschied bestand darin, daß die Betonplatte um 180° horizontal gedreht wurde. Kleine Änderungen in den Auflagerbedingungen der Betonplatte am Stahlträger hatten zur Folge, daß beim Anziehen der Schrauben verschiedentlich Risse in der Betonplatte auftraten. Wie man aus den Verschiebungen der Meßstellen D_4 und D_5, die in Fig. 15 eingetragen sind, entnehmen kann, begann ein Gleiten der Betonplatte in diesem Falle bereits bei $P = 5$ t. Bei weiterer Belastungssteigerung bis 28 t nahmen die Verschiebungen kontinuierlich zu.

Die schon so frühzeitig eintretenden Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger dürften darin begründet sein, daß infolge unregelmäßigen Aufliegens der Betonplatte an diesen Lagerstellen die Druckkräfte aus den Schraubenanzugsmomenten örtlich übertragen wurden, wodurch winzige örtliche Verformungen eintraten.

Versuch 3c

Der Verbundträger des Versuches 3b wurde wieder ausgebaut und mit der Betonplatte nach unten gelagert. Nach Abheben des Stahlträgers wurden Schaumgummiringe von 1 cm Dicke und 0,5 cm Wandstärke um die Schraubenbolzen gelegt, um die Löcher in dem Stahlflansch zu dichten. Anschließend wurde ein Mörtelbett zwischen Betonplatte und Stahlträger aufgebracht, und bei noch feuchtem Mörtel wurden die Schrauben etwas angezogen. Die Dicke des Mörtelbettes schwankte zwischen 5 und 8 mm. Es wurde Mörtel III nach DIN 1053 verwendet. (Mischung 1 : 4, W/Z = 1,06, m = 4,33; Z = 377 kg/m³; EPZ 375, Sand = 1,0 mm.) Nach 8 Tagen Erhärtungsdauer wurde der Belastungsversuch erneut unter denselben Bedingungen wie früher durchgeführt. Man sieht aus Fig. 15, daß auf der Trägerseite mit der Meßstelle D_5 nun erst bei rund 14 t die ersten merkbaren Verschiebungen auftraten; auf der entgegengesetzten Seite erst bei 18 t. Spannungen und Durchbiegungen entsprachen den Verhältnissen, wie sie in den Fig. 11 und 13 dargestellt sind. Die Belastung wurde bis auf 36 t gesteigert, ohne daß Schäden in der Konstruktion zu erkennen waren. Verschiedentlich wurden Entlastungen bis auf eine untere Grenze von $P = 5$ t durchgeführt, wobei bei Entlastung und Wiederbelastung bis zur ursprünglichen Größe keinerlei plastische Verschiebungen eintraten, wie dies ebenfalls aus Fig. 15 deutlich erkennbar ist. Nach Ausbau des Stahlträgers wurde an der Berührungsfläche zwischen Stahlträger und Betonplatte teilweise eine feinste Sandschicht festgestellt. Da die einzelnen Sandkörner nicht abgeschert waren, kann das Entstehen dieser feinen Sandschicht in einer Entmischung ihre Ursache haben, die an der Berührungsfläche zwischen Mörtelschicht und Stahlträger beim Festklopfen des Stahlträgers aufgetreten sein kann. An dieser Berührungsfläche, die ein vollkommen gleichmäßiges Aussehen hatte, waren verschiedentlich kleine Hohlräume, bedingt durch Wasser- oder Luftblasen, zu sehen.

Bei diesem Versuch war einerseits zwischen Schraubenbolzen und Flanschlöchern überall ein Spiel vorhanden, andererseits waren zusätzlich die Schaumgummiringe eingebaut. Das erste Gleiten kann hier tatsächlich nur nach Überwindung der Haftspannungen und der Reibungskräfte eingetreten sein.

Versuch 3d

Bei den übrigen Trägerversuchen wurden zum Teil die Stahlträgerabmessungen und die Schraubenentfernungen geändert. Die Betonplatten waren direkt auf den Stahlträgern betoniert worden. Weiter wurden z. B. die Bohrungen im Stahlflansch zum Teil von 17 auf 20 mm aufgerieben, ohne daß sich Änderungen für das erste Gleiten ergaben, ein deutlicher Beweis, daß bis zu diesem Augenblick alle Schubkräfte nur durch Haftung und Reibung übertragen wurden. Weiter wurden zum Teil vorgefertigte Betondübel mit Schraubenlöchern vor dem Betonieren der Betonplatte eingesetzt, ohne wesentliche Änderungen in den Auswirkungen zu ergeben. Dies hat für Ausführungsfälle zur Folge, daß solche Dübel im erhärteten, gegebenenfalls bereits vorgedrückten Zustand eingebaut werden können, wodurch Kriechverluste klein gehalten werden können. Zum Teil wurden bei den Schrauben die Muttern einzeln gelockert, wodurch der Einfluß der Reibung der einzelnen Schrauben deutlich sichtbar wurde.

Auswertung der Versuche

Unter Zugrundelegung der Bezeichnungen und Formeln [. . .] nach «Theorie der Verbundkonstruktionen»[2]), den Querschnittsabmessungen und der Belastungsanordnung nach Fig. 7 sowie unter der Annahme eines Moduls $E_b = 300\,000$ kg/cm² ergeben sich die nachfolgenden Werte.

Stahlträger:

$$F_{st} = 62{,}80 \text{ cm}^2; \qquad J_{st} = 7585{,}0 \text{ cm}^4; \qquad e_{st} = 3{,}70 \text{ cm}.$$

$$^{st}W_4 = 736 \text{ cm}^3; \qquad ^{st}W_4' = 794 \text{ cm}^3; \qquad ^{st}W_3'' = 468 \text{ cm}^3.$$

Betonplatte:

$$F_b = 720 \text{ cm}^2; \qquad J_b = 8640 \text{ cm}^4; \qquad n_b = 7{,}0;$$

damit wird nach [D, 1]:

$$F_{b,r} = 102{,}9 \text{ cm}^2; \qquad J_{b,r} = 1234{,}3 \text{ cm}^4; \qquad ^bW_1 = {}^bW_2 = 1440 \text{ cm}^3.$$

---

[2]) SATTLER, K.: Theorie der Verbundkonstruktionen, 2. Aufl., Berlin 1959. Ernst & Sohn.

Verbundträger. Nach [*D* 29] wird:

$$F_i = 102{,}9 + 62{,}8 = 165{,}7 \text{ cm}^2; \quad a = 6{,}0 + 0{,}8 + 12{,}5 + 3{,}7 = 23{,}0 \text{ cm};$$

$$a_b = \frac{23{,}0 \cdot 62{,}8}{165{,}7} = 8{,}72 \text{ cm}; \qquad a_{st} = 23{,}0 - 8{,}72 = 14{,}28 \text{ cm};$$

$$S_i = \frac{23{,}0 \cdot 62{,}8 \cdot 102{,}9}{165{,}7} = 896{,}8 \text{ cm}^3;$$

$$J_i = 1234{,}3 + 7585{,}0 + 23{,}0 \cdot 896{,}8 = 29446{,}4 \text{ cm}^4.$$

Nach [*D* 30] wird:

$$\alpha_{st} = \frac{62{,}8 \cdot 7585{,}0}{165{,}7 \cdot 29446{,}4} = 0{,}09765.$$

Durchbiegung in Trägermitte

Für die Gesamtbelastung P in t (je $0{,}5\,P$ in $0{,}5\,m$ von Trägermitte nach Fig. 7) ergibt sich die rechnerische Durchbiegung zu

$$\delta_{P;\,0,m} = \frac{1{,}21875\,P}{E_e J_i} = \frac{1{,}21875 \cdot 10^3\,P}{2{,}1 \cdot 10^7 \cdot 29446{,}4 \cdot 10^{-8}} = 0{,}19709\,P \text{ [mm]}.$$

Spannungen in Trägermitte

Für die Gesamtbelastung P wird $M_{P;0} = 1{,}5\,P$ [tm]. Nach [*E* 25] ergeben sich die Verteilungsgrößen zu

$$^{M}N_{P;\,b,0} = \frac{896{,}8 \cdot 10^{-6}}{29446{,}4 \cdot 10^{-8}} M_{P;\,0} = 2{,}284\,P \text{ [t]};$$

$$^{M}N_{P;\,st,0} = +2{,}284\,P \text{ [t]};$$

$$^{M}M_{P;\,b,0} = \frac{1234{,}3}{29446{,}4} M_{P;\,0} = +0{,}031437\,P \text{ [tm]};$$

$$^{M}M_{P;\,st,0} = \frac{7585{,}0}{29446{,}4} M_{P;\,0} = +0{,}1932\,P \text{ [tm]};$$

Damit wird nach [*E* 41]:

$$^{1}\sigma_{P;\,b,0} = -5{,}355\,P \text{ [kg/cm}^2\text{]}; \qquad ^{2}\sigma_{P;\,b,0} = -0{,}99\,P \text{ [kg/cm}^2\text{]};$$

$$^{3''}\sigma_{P;\,st,0} = -0{,}0049\,P \text{ [t/cm}^2\text{]}; \qquad ^{4'}\sigma_{P;\,st,0} = +0{,}0607\,P \text{ [t/cm}^2\text{]};$$

$$^{4}\sigma_{P\cdot\,st,0} = +0{,}0626\,P \text{ [t/cm}^2\text{]}.$$

Versuch 3a

Bis $P = 20$ t war kein Gleiten der Verbindung vorhanden. Die *Durchbiegung* in Brückenmitte beträgt hierfür:

$$\delta_{P;0,m} = 0{,}197 \cdot 20 = 3{,}94 \text{ mm}.$$

Gemessen wurde die Durchbiegung 4,4 mm (siehe Fig. 11). Diese stieg völlig linear mit P an. Die völlige Verbundwirkung ist damit eindeutig bestätigt.

Die rechnerischen *Spannungen* in Trägermitte betragen für $P = 20$ t:

$$\begin{aligned}
&{}^{1}\sigma_{P;b,0} = -107{,}1 \text{ kg/cm}^2; \quad {}^{2}\sigma_{P;b,0} = -19{,}8 \text{ kg/cm}^2;\\
&{}^{3''}\sigma_{P;st,0} = -0{,}098 \text{ t/cm}^2, \quad (-0{,}117 \text{ t/cm}^2), \quad [-0{,}134 \text{ t/cm}^2];\\
&{}^{4'}\sigma_{P;st,0} = +1{,}214 \text{ t/cm}^2, \quad (+1{,}197 \text{ t/cm}^2);\\
&{}^{4}\sigma_{P;st,0} = +1{,}252 \text{ t/cm}^2, \quad [+1{,}377 \text{ t/cm}^2].
\end{aligned}$$

Die ( )-Werte entsprechen den Messungen in den Punkten 3″ und 4′ mit dem Pfender-Meßgerät, die [ ]-Werte für die Punkte 3″ und 4 denen mit den Askania-Dehnungsmessern. Aus Fig. 11 ist ersichtlich, daß auch die Spannungen linear bis $P = 20$ t anwachsen.

Schubkräfte zwischen Betonplatte und Stahlträger: Für das Eigengewicht des Verbundträgers $g = 0{,}24$ t/m ergibt sich in Trägermitte das Moment

$$M_{G;0} = g\frac{4{,}0^2}{8} = 0{,}48 \text{ tm}.$$

Mit der Belastung $P = 20$ t ergibt sich insgesamt das Moment:

$$M_{R;0} = 15{,}0 + 0{,}48 = 15{,}48 \text{ tm}.$$

Damit ergibt sich die zugehörige Betondruckkraft:

$$N_{R;b,0} = {}^{M}N_{P;b,0}\frac{M_{R;0}}{M_{P;0}} = -47{,}1 \text{ t}.$$

Zur Einleitung der Druckkraft $N_{R;b,0}$ sind insgesamt 8 Schrauben vorhanden. Auf eine Schraube entfällt daher im Augenblick des ersten Gleitens die Schubkraft

$$N_{vorh} = \frac{47{,}1}{8{,}0} = 5{,}89 \text{ t}.$$

Nach den VR [1]) entspricht einer Schraube $M\,16$ mit einem Anziehmoment $M_a = 23{,}9$ kgm eine Vorspannkraft $P_v = 8{,}2$ t. Somit kann für das aufgebrachte Moment $M_a = 22$ kgm der Wert $P_v = 8{,}2\frac{22{,}0}{28{,}9} = 7{,}54$ t gewählt werden.

Es ergibt sich somit ein ideeller Reibungswert

$$\mu_{R+S+H} = \frac{5{,}89}{7{,}54} = 0{,}78.$$

Hierbei ist zu beachten, daß einerseits die Schubkraft aus Schwinden und Kriechen und die Schubkraft aus Verkehr in entgegengesetzter Richtung wirken und andererseits Haftspannungen zwischen Beton und Stahl vorhanden sind.

Versuch 3c

Bis $P = 14$ t ist kein Gleiten der Betonplatte vorhanden. Auf eine Schraube entfällt daher die Schubkraft

$$N_{vorh} \approx 5{,}89 \frac{14}{20} = 4{,}12 \text{ t}.$$

Dieser Kraft entspricht ein ideeller Reibungswert

$$\mu_{R+H} = \frac{4{,}12}{7{,}54} = 0{,}55.$$

Bis 14 t wachsen die Durchbiegung und die Spannungen in Brückenmitte wieder linear. Die diesbezüglichen Werte entsprechen denen des Versuchs 3a.

Folgerungen

Für Verbundträger mit HV-Schrauben statt Dübel kann für die Gebrauchslasten je Schraube die Schubkraft $N_{zul} = \mu P_v$ übertragen werden, wobei als unterer Grenzwert $\mu_{min} = 0{,}45$ gewählt werden kann. Die Betonplatte muß hierbei direkt auf den Stahlträger betoniert werden, oder es muß bei Fertigbetonplatten eine Mörtelschicht zwischengeschaltet werden. Mit Rücksicht auf die Haftspannungen wird ein erstes Gleiten erst bei einer größeren Schubkraft als N_{zul} erfolgen. Sollte gelegentlich eine unvorhergesehene Laststeigerung über die Gebrauchslasten hinaus erfolgen und selbst ein geringes Gleiten in der Verbindung eintreten, so ist dies ohne große Bedeutung, da bei Entlastungen und Wiederbelastungen die Verformungen völlig elastisch vor sich gehen.

Die Löcher im Beton für die Schrauben müssen durch Spiralbewehrung gesichert werden.

Zur Verteilung des Schraubendruckes auf den Beton bzw. Stahl sind Unterlagsplatten erforderlich. Da hierbei nach dem Anziehen der Schrauben keinerlei Mehrbelastung auftreten kann — es kann auch bei der Bruchbelastung der Konstruktion die Schraubenkraft nicht größer werden —, so kann für die zulässige Betonpressung unter den Verteilungsplatten $\sigma_{b,Dü} = \frac{2}{3} W_{28}$ mit genü-

gender Sicherheit gewählt werden. Die gleichzeitig in der Verteilungsplatte auftretenden Biegespannungen können die Fließspannung des verwendeten Stahles erreichen.

Abschließend möchte ich Herrn Professor Dr.-Ing. PILNY für die Unterstützung bei der Durchführung der Versuche, der Firma Krupp-Druckenmüller, Berlin, für die Gestellung der Versuchsträger und meinen Assistenten, den Herren Dr.-Ing. SCHABER, Dipl.-Ing. KRUG und Dipl.-Ing. STEINBACH, für ihre Mitarbeit bestens danken.

Zusammenfassung

Werden bei Verbundkonstruktionen Beton- und Stahlteile nicht mittels Dübeln, sondern mittels hochzugfester Schrauben miteinander verbunden, so ist die Frage des Reibungsbeiwertes μ von wesentlicher Bedeutung. Die durchgeführten und oben beschriebenen Versuche lassen erkennen, daß für die Gebrauchsbelastung mit einem unteren Grenzwert von $\mu = 0{,}45$ gerechnet werden kann und daß unter Zugrundelegung dieses Wertes noch eine große Sicherheit gegen Bruch besteht. Voraussetzung ist hierbei, daß die Betonteile aufbetoniert werden oder daß bei Fertigbetonteilen eine Zwischenlage, wie Mörtelbett und dergleichen, vorgesehen werden muß und daß die Öffnungen für die Schrauben im Beton durch eine einfache Spiralbewehrung gesichert sind.

Summary

If in composite structures the connection between the concrete and the steel components is effected by means of high-tensile bolts instead of dowels, then the question of the coefficient of friction μ assumes considerable significance. The tests which have been carried out and which are described in the present paper show that for working-load conditions a lower limiting value $\mu = 0.45$ can be adopted and that designs based on this value provide a considerable factor of safety with respect to failure. It is essential that the concrete components be cast in situ or that, if precast units are employed, an intermediate layer (such as a bed of mortar or some similar expedient) be provided and that the bolt holes in the concrete be strengthened by a simple helical reinforcement.

Résumé

Lorsque dans les ouvrages mixtes, on assemble les parties en béton aux pièces métalliques non pas avec des chevilles, mais avec des boulons à haute

résistance à la traction, la question du coefficient de frottement μ prend une importance essentielle. Les essais effectués et qui sont décrits ci-dessus montrent que pour la charge utile, il faut tabler sur une limite inférieure $\mu = 0{,}45$; sur cette base, la sécurité vis-à-vis de la rupture est encore élevée. Ceci suppose toutefois que les parties en béton sont bétonnées directement sur le métal ou que, lorsque l'on emploie des pièces préfabriquées en béton, il est prévu une couche intermédiaire de mortier ou autre. D'autre part, les trous de passage des boulons dans le béton doivent être renforcés par une armature simple en hélice.

IIb3

Hochfeste vorgespannte Schrauben (HV-Schrauben) als neuartige Verbindungsmittel des Stahlbaus

High-Tensile Prestressed Bolts as a New Type of Structural Connection in Steel Construction

L'emploi de boulons à haute résistance (boulons HR) en tant que nouveau moyen d'assemblage de la construction métallique

O. STEINHARDT
Prof. Dr. Ing., Karlsruhe

Einführung

Über die Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln, wurden bisher 4 grundlegende Schriften, nämlich die beiden «Berichte» Nr. 18 (1954) und Nr. 22 (1959), die «Veröffentlichung Nr. 22» (1958) und die «Richtlinien» (1956) der Fachwelt zur Verfügung gestellt. Sie enthalten zwar u. a. auch Hinweise auf die Entwicklungsarbeiten im Ausland, legen jedoch hauptsächlich die Ergebnisse der *deutschen* Forschungstätigkeit seit dem Jahre 1953 vor. Sie ermöglichen deren Nutzbarmachung durch die «Vorläufigen Richtlinien für Berechnung, Ausführung und bauliche Durchbildung von gleitfesten Schraubenverbindungen (HV-Verbindungen)» und behandeln auch die industrielle Praxis der Schraubenherstellung sowie die stahlbautechnische Handhabung der neuen Verbindungsweise. — Nach Beauftragung durch den Deutschen Ausschuß für Stahlbau wurden bis zum Herbst des Jahres 1958 in der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine an der Technischen Hochschule Karlsruhe zwei Teilprogramme vollständig abgeschlossen; ein *drittes* Teilprogramm läuft zur Zeit, wobei sich ein reger Gedankenaustausch mit den Fachkollegen fast aller europäischer Nationen entwickelt.

1. Systematik des deutschen Forschungsbeitrages

Es wurde bisher gemäß folgender *Systematik* geforscht:

Beanspruchung und Festigkeit der HV-Schrauben,
Gleitwiderstand von HV-Verbindungen (Tragmechanismus),

Verhalten von HV-Verbindungen unter statischer Belastung,
Verhalten von HV-Verbindungen unter schwingender Belastung,
Verformungen von HV-Verbindungen mit steigender Belastung,
Die Schraubenvorspannung unter Dauerbetrieb,
Konstruktionsformen mit HV-Verschraubung,
Die Praxis der neuartigen Verbindungstechnik.

Sehr bald erwies es sich, daß der «gesamte Gleitwiderstand» einer HV-Verbindung nicht allein vom aufzubringenden Anziehmoment, sondern vor allem auch vom jeweils erzeugten *Reibbeiwert* μ der aufeinandergepreßten Kontakt- und Reibflächen abhängig ist. Es wurde daher der Oberflächenbehandlung der Reibflächen große Aufmerksamkeit gewidmet, weil hierdurch die «maßgebende Tragfähigkeit» einer HV-Verbindung bis zur Gleitgrenze leicht um 50% bis 100% gesteigert zu werden vermag, was außer bei einer vorwiegend *ruhenden* Belastung vor allem auch bei *schwingender* Belastung sowie für *kombinierte* Verbindungen (z. B. Nieten + HV-Verschraubung oder Schweißung + HV-Verschraubung) von großer Bedeutung ist.

2. Beanspruchung und Festigkeit der HV-Schrauben

Für die Abmessungen der HV-Schrauben war zunächst die deutsche DIN 931 maßgebend, späterhin wurden für die Anwendung im Stahlbau — der hauptsächlich die Durchmesser M 18 bis M 24 benötigt — einige *Formkorrekturen* vorgenommen. Weil nämlich gemäß DIN 931 der Übergangsradius zwischen Schraubenschaft und Kopf für M 12 bis M 22 nur 1,0 mm beträgt und der gleichzeitigen Torsions- und Zugbeanspruchung an dieser Stelle nicht immer befriedigend gewachsen war, so wurde für HV-Schrauben dieser Radius für M 12 bis M 20 auf $R = 1{,}5$ mm erhöht, ab M 22 aufwärts sogar auf $R = 2{,}0$ mm. Ferner wurden neben Vollschaftschrauben auch Dünnschaftschrauben mit aufgewalztem bzw. aufgerolltem Gewinde erpropt, bei denen die Gewindeaußendurchmesser jeweils gleich groß waren. Zuletzt wurden die ursprünglich 8 mm dicken Unterlegscheiben gemäß DIN 1050, Bl. 2, die sich als sehr aufwendig erwiesen hatten, ohne feststellbaren Nachteil auf die neue Form abgeändert; sie entsprechen nunmehr mit Ausnahme der Dicke der Vorschrift DIN 125; ihre Dicke ist für Durchmesser von 14 bis 24 mm mindestens 4 mm, darüber hinaus 5 mm. Die einseitigen außenliegenden Abfasungen von 45° passen sich dem Ausrundungsradius des Schraubenkopfes an, außerdem dienen sie zur Kontrolle des technisch einwandfreien Einbaus. Diese U-Scheiben der neuen Form sind auch nicht mehr spanabhebend bearbeitet, sondern aus Blechen entsprechender Dicke gestanzt und anschließend vergütet.

Die untersuchten Materialgüten der HV-Schrauben waren 8 G und 10 K sowie 12 K im Sinne der DIN 267. Die zur Zeit zweckmäßigste Schraubenqualität 10 K ergab die Festigkeitswerte gemäß Tabelle 1, wobei die Bruch-

Tabelle 1. Festigkeitswerte der untersuchten Schrauben, Materialgüte 10 K

Versuch Nr.	Nenn-durch-messer	Stabform	Streckgrenze $\sigma_{0.2}$ kg/mm²	Zerreißfestig-keit σ_B kg/mm²	Bruchdehnung δ_5 %
1	M 16	glatt	104,2	109,8	14,0
2	M 16	glatt	96,5	102,3	13,1
3	M 16	glatt	102,2	107,3	13,1
Mittel			101,0	106,5	13,4
4	M 16	Gewinde	101,4	114,9	—
5	M 16	Gewinde	100,7	114,1	—
6	M 16	Gewinde	102,1	114,9	—
Mittel			101,4	114,6	
1	M 22	glatt	100,0	107,0	14,4
2	M 22	glatt	103,2	111,2	12,9
3	M 22	glatt	102,8	110,7	12,7
Mittel			102,0	107,6	13,4
4	M 22	Gewinde	117,8	127,8	—
5	M 22	Gewinde	122,0	127,4	—
6	M 22	Gewinde	120,0	126,0	—
Mittel			120,0	127,1	

Tabelle 2. Ergebnisse der Abwürgversuche mit Voll- und Dünnschaftschrauben

Gewinde-⌀	Schrau-benform	Hersteller und Materialgüte		Anziehmomente in kgm		M_B/M_a
		Schraube	Mutter	M_a	M_B	
M 12	D	I 10 K	I 6 S	9,3	16	1,72
M 16	V	I 10 K	I 8 G	23,9	38 bis 45	1,59 bis 1,88
M 16	D	I 10 K	I 8 G	23,9		
M 16	D	I 10 K	I 6 S	23,9	38 bis 39	1,59 bis 1,63
M 16	D	I 10 K	I 6 S	23,9	40 bis 41	1,67 bis 1,72
M 16	V	II 10 K	II 8 G	23,9	45 bis 47	1,88 bis 1,97
M 16	V	II 10 K	I 8 G	23,9	46 bis 70	1,93 bis 2,93
M 16	D	III 10 K	III 10 K	23,9	45 bis 55	1,88 bis 2,30
M 16·1,5*	D	III 10 K	III 10 K	23,9	50 bis 60	2,09 bis 2,51
M 20	V	I 10 K	I 6 S	46,3	88 bis 93	1,90 bis 2,00
M 22	V	I 8 G	I 6 S	44,7	72 bis 76	1,61 bis 1,70
M 22	D	I 10 K	I 6 S	63,9	87 u. 89	1,63 u. 1,39
M 22	V	I 10 K	I 6 S	63,9	92	1,44
M 24	V	I 12 K	I 8 G	96,0	126, 126, 130	1,31 bis 1,35
M 24	V	I 12 K	I 10 K	96,0	182, 182	1,90
M 24	V	I 12 K	I 10 K	96,0	(175, 175)	(1,82)

* Feingewinde-Schrauben mit doppelter Normhöhe der Muttern.

dehnung δ_5 am glatten Schaft ermittelt und die 0,2-Dehngrenze sowie die Bruchgrenze jeweils auf den Gewindekerndurchmesser bezogen sind. — Abwürgversuche mit Schrauben *und* Muttern verschiedener Form und Herkunft zeigt Tabelle 2; hier sind die bis zum Bruch ertragenen Drehmomente M_B mit den nach den «Vorläufigen Richtlinien» festgelegten Werten M_a verglichen. Das in der letzten Spalte angegebene Verhältnis M_B/M_a ergibt die beim Anziehen vorhandene Bruchsicherheit der HV-Schraube. — In den letzten beiden Zeilen erkennt man das für die zukünftige Entwicklung interessante Verhalten von Schraubenbolzen der Güte 12K mit Muttern der Güte 10K; derartige HV-Schrauben zeigen in der Anwendung eine um ca. 20% gesteigerte Tragfähigkeit.

Von Bedeutung für die Berechnung der Tragfähigkeit einer HV-Verbindung ist zunächst die Abhängigkeit der *Vorspannkraft* P_v vom Anziehdrehmoment M_a. Bei einem Steigungswinkel γ des Schraubengewindes und den Reibbeiwerten μ_1 bzw. μ_2 in der Gewindefläche bzw. an der Mutterauflage setzen sich dem Anziehmoment (näherungsweise) folgende Widerstände entgegen (r_F = Flankenradius. r_M = mittlerer Radius von Kopf und Mutterauflage):

$$M_a \approx P_v \operatorname{tg}\gamma\, r_F + P_v \mu_1 r_F + P_v \mu_2 r_M .$$

Drückt man r_F und r_M durch den Nenndurchmesser D der Schraube aus, so erhält man — über $r_F = \alpha \frac{D}{2}$ und $r_M = \beta \frac{D}{2}$ — zuletzt

$$M_a = P_v D \frac{(\operatorname{tg}\gamma + \mu_1)\alpha + \mu_2 \beta}{2} = P_v D k,$$

bzw.

$$P_v = \frac{M_a}{D k}.$$

Versuchstechnisch wurden für M 16- bzw. M 22-Schrauben k-Werte von 0,163 bzw. 0,167 ermittelt, wobei leichtgefettete 8 G-Schrauben verwendet wurden. Vergleichsversuche an nichtgefetteten, phosphatierten 10 K-Schrauben zeigten keine nennenswerten Abweichungen.

Weiterhin wurden die Verdrehwinkel ϑ einer M 16-Schraube bei Verwendung unterschiedlicher Muttern und Unterlegscheiben (unter Annahme einer vollständigen Krafteinleitung nach dem zweiten Gewindegang) in Abhängigkeit vom Verdrehmoment M_T untersucht:

$$M_T = G\vartheta \Big/ \left(\frac{l_s}{J_{D_s}} + \frac{l_k}{J_{D_k}}\right),$$

l_s = Länge des glatten Schaftes, l_k = Länge des Gewindeteils,
J_D = polares Trägheitsmoment für Schaft (s) bzw. Kern (k).

Die Messungsergebnisse erwiesen, daß *nach* Beendigung des Anziehens eine gewisse Verringerung des Winkels ϑ eintrat, was auf eine Rückfederung infolge «umgelagerter» Kräftewirkung auf die Mutter zurückzuführen ist. Bei einem Anzugsmoment M_a von 20 kg/m erhielt man z. B. $M_{T\,max} = 11{,}8$ kgm $= 0{,}59\, M_a$ und ein Restmoment $M_{T\,Rest} = 8{,}4$ kgm $= 0{,}42\, M_a$.

Zulässig sind *solche* Anziehdrehmomente, die eine schädigende Anstrengung im Kernquerschnitt vermeiden. Die entsprechende Vergleichsspannung σ_V ergibt sich zu:

$$\sigma_V = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{\left(\frac{M_a}{k\,D\,F_k}\right)^2 + 3\left(\frac{0{,}59\,M_a}{W_k}\right)^2}.$$

Für die Schraube M 16 ist z. B.: $D = 16$ mm, $F_k = 1{,}41$ cm², $W_k = \frac{\pi D_k^3}{16} = 0{,}471$ cm³; man erhält dann

$$\sigma_V = 1{,}28\,\sigma_Z.$$

Auch für die Schraube M 22 zeigt sich, daß die Größtspannung σ_V durch den Einfluß der Verdrehung um 28% über der reinen Zugbeanspruchung liegt. Um eine Überbeanspruchung im Gewindequerschnitt zu vermeiden, könnte man für die Anwendung eine 1,25-fache Sicherheit gegen Erreichung der Streckgrenze als ausreichend ansehen, woraus sich die folgenden zulässigen Anziehdrehmomente bei den Güten 8 G bzw. 10 K ergäben:

$$M_{a\,zul}\begin{cases}\text{für M 16: } 14{,}7 \text{ kg/m bzw. } 20{,}7 \text{ kg/m}\\ \text{für M 22: } 40{,}7 \text{ kg/m bzw. } 57{,}0 \text{ kg/m;}\end{cases}$$

diese Werte wurden späterhin für die «Vorläufigen Richtlinien» jedoch wieder um 10% erhöht, und zwar einerseits mit Rücksicht auf die Einstellgenauigkeit der Anziehgeräte, andererseits im Hinblick darauf, daß der «Spannungsquerschnitt» im Gewindegrund ca. 5% bis 8% größer als der Kernquerschnitt angesehen werden darf.

3. Der Gleitwiderstand von HV-Verbindungen (Tragmechanismus)

Ein für den Stahlbau geeignetes Verbindungsmittel soll hauptsächlich drei technische *Eigenschaften* möglichst vollkommen aufweisen: *Erstens* eine pro *Einheit* möglichst große Tragfähigkeit bis zu einer quantitativ sicher festlegbaren Grenze; dieses führt nämlich zu kleinen Stoß- bzw. Anschlußbildern. Es ist dabei *zusätzlich* sehr wünschenswert, daß die jeweilige Belastung pro Einheit, d. h. hier pro HV-Schraube (analog wie pro Niet oder pro cm² Schweißnaht) dem Mittelwert aus der Gesamtbelastung praktisch gleichgesetzt werden darf. — *Zweitens* soll oberhalb der für die zulässige Nutzbeanspruchung maßgebende Belastungsgrenze eine erfaßbare Tragreserve — unter Umständen bei Inkaufnahme gewisser Verformungen der Verbindung — vorhanden sein; dies ist insbesondere bei den vorwiegend ruhend belasteten Tragwerken des Industrie- und Hochbaus von Wert. — *Drittens* soll die Spannungsverteilung im kritischen Stab- oder Trägerquerschnitt am Anfang des Stoßes oder Anschlusses eine möglichst ausgeglichene sein; dies ist insbesondere bei den «dauerbeanspruchten» Konstruktionen des Brückenbaus und des Kranbaus von Bedeutung.

Bei den HV-Verbindungen werden hochfeste Schrauben, die mit einem gewissen Spiel in gebohrten (oder unter Umständen in gestanzten) Löchern sitzen, durch Anziehen der Mutter so weit vorgespannt, daß bedeutende Scherkräfte bis zu einer charakteristischen *Gleitgrenze* P_g allein durch Reibung zwischen den zu verbindenden Stab-, Träger-, Platten- bzw. Schalenteilen übertragen werden können. In der Formel für diese Gleitlast

$$P_g = \mu\, m\, n\, P_v$$

bedeuten m die *Schnittigkeit* der Einzelschrauben, n die gesamte *Anzahl* der Schrauben und P_v die axiale *Vorspannkraft* je Schraube.

Die *Reibbeiwerte* μ schwanken je nach Beschaffenheit oder Behandlungsweise der aufeinander gepreßten Oberflächen zwar in weiten Grenzen, können jedoch insbesondere bei Flammstrahlung oder Sandstrahlung für St 37 mit $\mu_1 \geqq 0{,}45$ und St 52 mit $\mu_2 \geqq 0{,}60$ i. d. R. mit ausreichender Sicherheit erreicht und in die Berechnung eingeführt werden. Dann werden weiterhin für den Stahlhochbau bzw. Stahlbrückenbau *Sicherheitsfaktoren* ν_H bzw. ν_B festgelegt. Man erhält zuletzt für die *zulässige Tragkraft* eines Anschlusses

$$N_{zul} = \frac{\mu}{\nu}\, m\, n\, P_v .$$

Bei HV-Verbindungen unterscheidet man drei Beanspruchungszustände, denen jeweils ein geänderter Tragmechanismus zugeordnet werden muß. Der *Zustand 1* entspricht in etwa den exakten Theorien von FILLUNGER[1]), FIND-

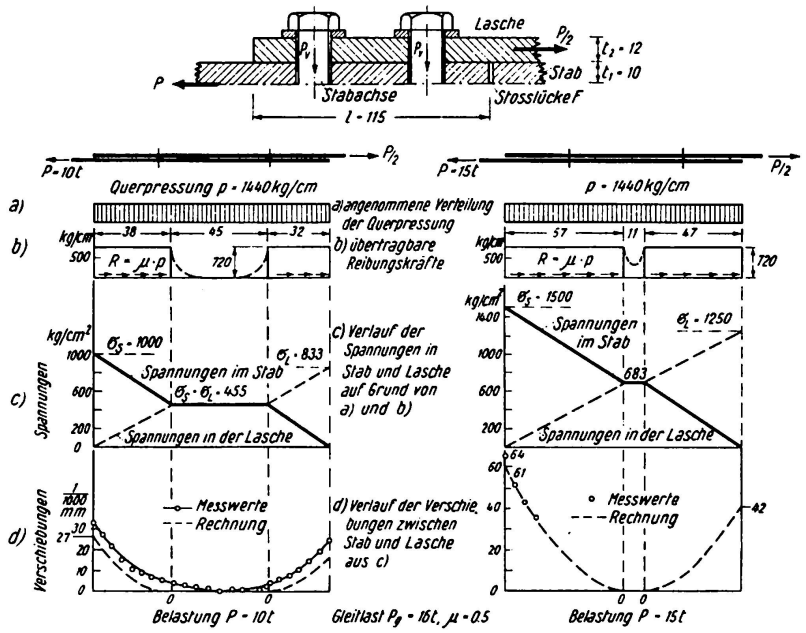


Fig. 1. Verschiebungen an einem HV-verschraubten Zugstoß nach Rechnung und Versuch.

[1]) FILLUNGER, P.: Über die Festigkeit von Löt-, Leim- und Nietverbindungen. O. W. Off. B. 1919.

EISEN[2]) u. a. m. Er gilt so lange, bis die an den Anschlußenden sitzenden Verbindungselemente ihre Gleitgrenze erreichen. — Der *Zustand 2* (teilweise geringes Gleiten oder «Setzen») wird durch vorstehende Fig. 1 charakterisiert. Hier zeigt sich, daß — bei Annahme einer gleichmäßig verteilten Fugenpressung p infolge der Schraubenspannkräfte P_v — die örtlichen Reibwerte (Scherkräfte) ihren Grenzwert $R = \mu p$ zwar *zuerst* an den Anschlußenden erreichen, daß aber dann weiterhin — nach Übergang des Zustandes 1 in den Zustand 2 — mit steigender Belastung der Verbindung (z. B. gemäß Versuch nach Fig. 2 von $P = 10$ t auf $P = 15$ t) die Bereiche *konstanten* Reibwiderstandes sich von den Anschlußenden zu deren Mitte hin ausbreiten. (An den Laschenenden wurden im vorliegenden Fall kleine Verschiebungen = «Setzungsrutschungen» bis zu 0,0064 mm gemessen, während der einfache Rechenansatz den entsprechenden Wert mit 0,006 mm ergab. Bei längeren Anschlüssen können derartige «Setzungsrutschungen» Werte von 0,02 bis 0,05 mm erreichen; auch ist i. a. die Umrechnung von P_v auf p nicht notwendig, da die Reibbeiwerte μ von der Größe p nahezu unabhängig sind.) Dieser Zustand 2 kann i. d. R. der Gleitgrenzenermittlung zugrunde gelegt werden; er besitzt große praktische Bedeutung. *Zustand* 3 (völliges Gleiten) wird erreicht, wenn über die gesamte Anschlußlänge die spezifische Gleitgrenze (d. h. also der Wert $\sum P_v \mu$) überschritten wird. Nunmehr bewegt sich die Verbindung (Stoß oder Anschluß) als Ganzes. Es werden dabei — entsprechend dem Lochspiel der HV-Schrauben — Wege von 0,5 bis 1,5 mm zurückgelegt, *ohne daß die Grenzlast* $\sum P_v \mu$ *zunächst merklich absinkt*; auch dieser Zustand ist praktisch wichtig, z. B. bei kombinierten Verbindungen.

Nach dem vollen Anliegen sämtlicher Schraubenschäfte kann man noch einen *Zustand 4* mit wiederum vollständig geändertem Mechanismus erkennen. Nun treten neben den Reibwiderständen bei den einzelnen Schrauben *gleichzeitig* noch Scher- und Leibungskräfte (ähnlich wie bei Nietverbindungen) auf, die je nach den Umständen eine weitere statisch-zügige Laststeigerung um 50% bis 100% ermöglichen. Die Verformungen sind *dabei* allerdings i. d. R. wesentlich größer als bei Nietverbindungen — wenn man nicht planmäßig ein Aufreiben der Bohrlöcher und ein entsprechend sehr kleines Lochspiel vorsieht (Paß-HV-Schrauben, die hier nicht weiter untersucht werden).

Diese summarische Beschreibung der wichtigsten Mechanismen einer HV-Verbindung berücksichtigt hauptsächlich den «Kraftfluß» (Spannungsführung) in *Längsrichtung* — sie soll anschließend in Einzelheiten erörtert werden. Späterhin wäre die Spannungsverteilung in *Querrichtung* des Stabes noch genauer zu beschreiben, da diese vor allem auch für die (schwingende) *Dauerbelastung* maßgebend wird.

---

[2]) FINDEISEN, C.: Versuche über die Beanspruchungen in den Laschen eines gestoßenen Flacheisens bei Verwendung zylindrischer Bolzen. Forsch.-Arb. VdI H. 229, Berlin 1920.

Der gesamte Gleitwiderstand P_g einer HV-Verbindung ist nach gegebener Vorspannkraft P_v, die gemäß $P_v = f(M_a)$ planmäßig mittels Drehmomentenschlüssel o. ä. eingebracht wird, nur noch abhängig von der jeweils vorliegenden Ausführungsform und vor allem vom Reibbeiwert, der seinerseits umgekehrt aus

$$\mu = \frac{P_g}{m\,n\,P_v}$$

experimentell bestimmt werden kann. Sehr zahlreiche Versuche brachten als Ergebnis die *Reibbeiwerte* μ gemäß Fig. 2. — Die große Bedeutung einer zweck-

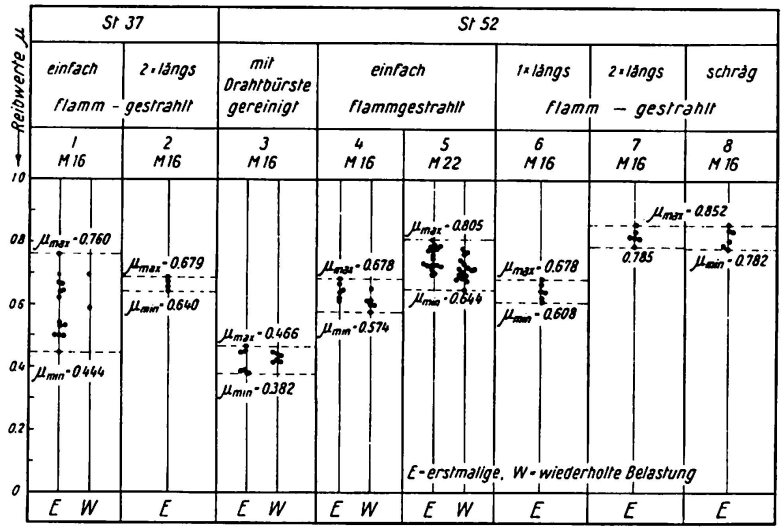


Fig. 2. Reibbeiwerte bei unterschiedlicher Oberflächenbehandlung (St 37 und St 52). Bemerkung: Bei unbehandelten Oberflächen ergaben sich (für Druck- und Zugkörper) μ-Werte zwischen 0,181 und 0,60 mit größter Häufigkeit bei $\mu = 0{,}30$.

mäßigen Oberflächenbehandlung der Kontaktflächen ist aus diesen Zusammenstellungen ersichtlich, wobei auch auf die Steigerungsfähigkeit der Reibung durch *doppeltes* bzw. *schräges* Flammstrahlen bei St 52 aufmerksam gemacht werden soll. Eine längere *Zwischenlagerung* ergab keinen Abfall der μ-Werte; eine Kombination der Behandlungsweisen Sandstrahlen/Flammstrahlen keine Steigerung oder Senkung; eine Kombination der Werkstoffe St 37 / St 52 brachte nur die geringeren Werte von St 37 ein. — Den «Vorläufigen Richtlinien» wurden für St 37 bzw. St 52 die bei sorgfältiger Ausführung leicht erzielbaren Reibbeiwerte $\mu = 0{,}45$ bzw. $\mu = 0{,}60$ zugrundegelegt, wobei für den *Hochbau* eine Sicherheitsspanne bis zur Gleitgrenze von 1,25 (H) und 1,10 (HZ), für den *Brückenbau* und *Kranbau* eine solche von 1,60 (H) und 1,40 (HZ) eingeführt wurde.

Der Einfluß der Größe der Berührungsflächen (Reibflächen) auf den Gleitwiderstand einer HV-Verbindung erwies sich im Pressungsbereich 1765 kg/cm² $< p_m <$ 4765 kg/cm² als vernachlässigbar gering. Ebenso zeigte es sich, daß HV-Schrauben-*Zahl* und -*Anordnung* für die *statische* Belastbarkeit einer Ver-

bindung keinen wesentlichen Einfluß auf die Höhe der Gleitlast besitzen. Es wurden noch einige Feststellungen über Reibbeiwerte μ bei *feuerverzinkten* Stahlflächen gemacht: Sowohl bei einschnittigen als auch bei zweischnittigen Verbindungen betrugen hier die μ-Werte nur $^1/_3$ bis $^1/_4$ derjenigen von flamm- oder sandgestrahlten Kontaktflächen.

4. Das Verhalten der HV-Verbindungen unter statischer Belastung

Die Ermittlung des spezifischen Gleitwiderstandes von HV-Schrauben war zunächst in über 300 Versuchen — vorwiegend an zweischnittigen Laschenkörpern aus Baustahl (St 37 bzw. St 52) mit 2×2 Schrauben — durchgeführt worden; ferner interessierte das Verhalten von HV-Verbindungen unter stati-

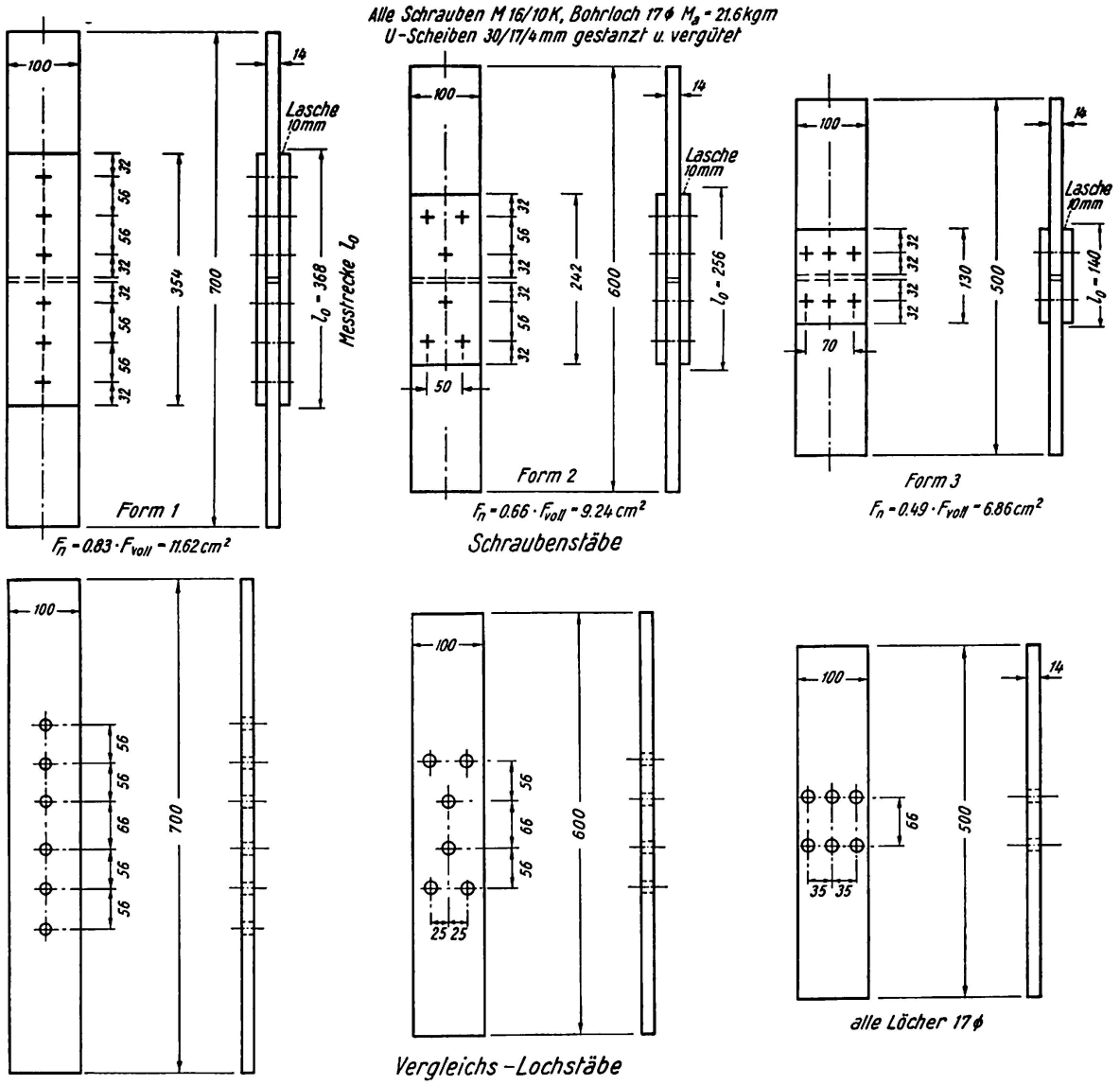


Fig. 3. Versuchskörper aus St 37 zur Ermittlung des Verhaltens bei statischer Belastung.

scher Zug- bzw. Druckbelastung bei unterschiedlicher Anzahl und Anordnung der Schrauben sowie bei unterschiedlicher «Lochschwächung» im kritischen Stabquerschnitt. — Es wurde daher eine *grundlegende Versuchsserie* an Stabformen gemäß Fig. 3 in Angriff genommen, bei welcher Lochstäbe, einfach verschraubte Stäbe und HV-Stäbe mit unterschiedlicher Lochschwächung von 17%, 34% und 51% in ihrem Dehn- und Tragverhalten unter zügiger Belastung miteinander verglichen werden konnten. Die HV-Schrauben M 16, Güte 10 K, saßen dabei in Bohrlöchern von 17 mm Durchmesser. Die Festigkeitswerte des Grundmaterials waren für Mittelstück bzw. Decklaschen folgende: Streckgrenze 2880 kg/cm² bzw. 3090 kg/cm², Zugfestigkeit 4200 kg/cm² bzw. 4050 kg/cm² und Bruchdehnung $\delta_{10} = 29{,}6\%$ bzw. 25,2%. — Das Tragverhalten der Voll- bzw. Lochstäbe ist aus Fig. 4 erkennbar; dieses Bild zeigt dazu die

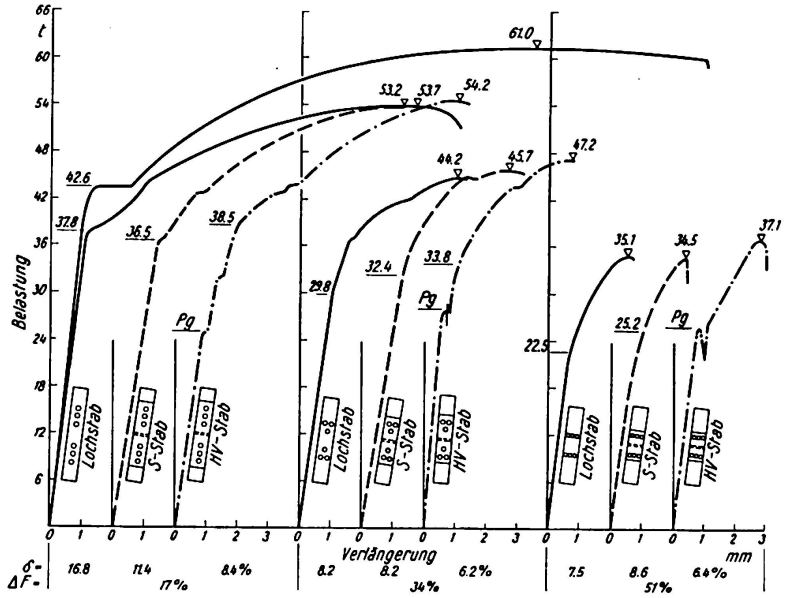


Fig. 4. Last-Verlängerungs-Linien für Loch-, Schrauben- und HV-Stäbe bei statischer Zugbelastung (Meßstrecken vgl. Fig. 3).

Diagramme der Lochstabtypen im Vergleich zu den entsprechenden Diagrammen von Bolzen- bzw. HV-Stäben. Bemerkenswert ist bei den Versuchsergebnissen, daß innerhalb der Meßstrecke die mit steigender Last ermittelten Verlängerungen für die Stabformen 1 und 2 sogar hinter denjenigen des Vollstabes anfänglich zurückbleiben, trotzdem die örtlichen Lochschwächungen 17% bzw. 34% betragen; erst oberhalb von P_{zul} werden hier die rechnerischen Nennwerte der mittleren Dehnungen erreicht. Die Gleitlasten sind nahezu unabhängig von der Anordnung der HV-Schrauben bzw. von der Größe des Nettoquerschnittes. Ferner zeigt sich, daß bei Zugrundelegung der zulässigen Belastungen gemäß den jeweiligen *Stabquerschnitten* die Sicherheiten gegen Bruch mit zunehmender Lochschwächung ansteigen; bei Bezug auf den nach den «Vorläufigen Richtlinien» bemessenen HV-*Schraubenanschluß* ist die Sicherheit

gegen Gleiten bei allen 3 Stabformen in etwa gleich, während hier die Sicherheit gegen *Bruch* mit zunehmender Lochschwächung abnimmt.

Außer an besonderen Druckversuchskörpern wurde der Einfluß der Schraubenanordnung auf die Größe des mittleren Reibbeiwertes μ an zahlreichen Bauformen überprüft. Es zeigte sich durchweg, daß der Scherkraftausgleich auf den Mittelwert innerhalb eines HV-Schrauben-Anschlußbildes in sehr weiten Grenzen erfolgt, d. h. praktisch *immer* zulässig erscheint.

Bei statischer Beanspruchung einer HV-Verbindung stellt die rechnerisch erfaßbare Gleitgrenze P_g eine gute Bemessungsgrundlage dar, weil vor Erreichung der Fließgrenze des jeweils maßgebenden Querschnitts infolge der Querkontraktion über die Klemmlängen bei Zug- bzw. Druckstäben eine negative bzw. positive Veränderung der Schraubenvorspannkräfte um weniger als 10% erfolgt. — Oberhalb der Gleitgrenze der HV-Verbindung ist auch weiterhin mit Aufrechterhaltung der Klemmkräfte zu rechnen, wodurch (insbesondere bei kürzeren Anschlüssen) eine Verzögerung des Fließens im kritischen Lochquerschnitt bewirkt wird.

5. Verhalten der HV-Verbindungen unter schwingender Belastung

Für die Ermittlung der *Zugschwellfestigkeit* von HV-Verbindungen wurden die Versuchsstäbe zwar mit denjenigen der statischen Prüfungen vergleichbar, jedoch im Hinblick auf die jetzt andere Fragestellung mit verstärktem Schraubenanschluß ausgebildet. Es sollte geklärt werden, welche *Stabspannungen*, bezogen auf den Brutto- oder Nettoquerschnitt, für die Größe der erreichten Dauerfestigkeit maßgebend sind. Die Form der Versuchsstäbe wurde deshalb so gewählt, daß die jeweils erreichbare Gesamt-Gleitlast mit Sicherheit oberhalb der Dauerlast lag. Gleichzeitig wurden wiederum Dauerschwellversuche an entsprechenden Lochstäben vorgenommen, da bei Nietstäben (im Hinblick auf zu erwartende Streuungen infolge unterschiedlicher Klemmkräfte und Reibbeiwerte) keine so zuverlässigen Vergleichswerte zu erwarten waren.

Für die *statischen* Versuche war — für Belastungshöhen *unterhalb* der Gleitgrenze — die Spannungsverteilung über dem Stab-Anschlußquerschnitt ohne praktische Bedeutung; *oberhalb* genannter Grenze sind allerdings der stark abgeminderte Lochleibungsdruck und die sehr hohen Scherwiderstände der Schraubenkräfte bemerkenswert. — Für die *Dauerfestigkeit* nun ist die Spannungsverteilung im kritischen Anschlußquerschnitt ausschlaggebend; sie ist für HV-Verbindungen offenbar wesentlich günstiger als für Nietverbindungen. So ergeben sich zunächst für *spezielle* HV-Probestäbe aus St 37, die einen direkten Vergleich mit den deutschen «Gemeinschaftsversuchen 1936»[3]) zulassen, folgende Werte: *Ursprungsfestigkeit* (Nettoquerschnitt) 2500 kg/cm² (statt 2750 kg/cm² beim Vollstab, 2500 kg/cm² beim Lochstab und 1710 kg/cm²

[3]) Vgl. Zeitschrift «Der Stahlbau» (1936), Heft 13/14, S. 97ff.

beim Nietstab) sowie *Wechselfestigkeit* ± 1360 kg/cm² (statt ca. 1500 kg/cm² beim Vollstab, während beim Lochstab ca. 1150 kg/cm² und beim Nietstab ca. 1050 kg/cm² gesetzt werden können).

Die *weiteren* Versuchsergebnisse (Wöhlerlinien) für die Probestäbe gem. Fig. 3 mit variierter Lochschwächung enthält Fig. 5. Hiernach beträgt die —

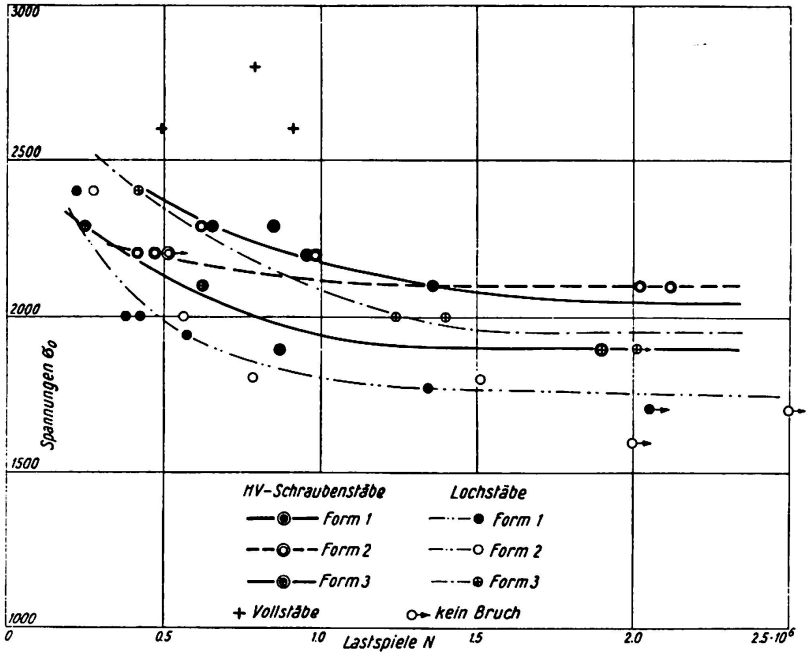


Fig. 5. Wöhlerlinien für die Dauerzugschwellversuche mit Voll-, Loch- und HV-Stäben aus Material St 37.

jetzt auf den *Bruttoquerschnitt* bezogene — Ursprungsfestigkeit ($\varkappa \approx +0{,}1$) von HV-*Stäben* der Formen 1, 2 und 3, d. h. bei «Lochschwächungen» von 17%, 34% und 51% zwischen 1900 kg/cm² und 2100 kg/cm². (Für Form 1 ergibt sich dabei eine Nettospannung von ca. 2570 kg/cm².) Die *Lochstäbe* der gleichen Versuchsserie besaßen Ursprungsfestigkeiten von $\sigma_{DN} = 1750$ kg/cm² bis 1950 kg/cm². Interessant sind die in Fig. 6 wiedergegebenen Fotos der gebrochenen HV-Stäbe: Mit abnehmender Maximalspannung der Wöhler-Reihe verlagert sich der Dauerbruch i. d. R. vom Lochrand weg in das Stabmaterial; diese Erscheinung wird nicht nur im Zugschwellbereich, sondern auch — wenn auch nicht so deutlich — im Wechselbereich festgestellt.

Die bisher beschriebenen Versuche mit Stäben aus St 37 wurden ergänzt durch solche aus St 52. Die Probekörperform sowie die erreichte Ursprungsfestigkeit ($\varkappa \approx +0{,}1$), bezogen auf den Brutto- bzw. Nettoquerschnitt, sind aus Fig. 7 ersichtlich; letztere erreichte ca. 2100 kg/cm² bzw. 3100 kg/cm². Demgegenüber betrüge die vergleichbare Zugschwellfestigkeit eines Nietstabes gleicher geometrischer Form etwa 1900 kg/cm², während der Vollstab etwa eine Dauerfestigkeit ($\varkappa \approx +0{,}1$) von 3150 kg/cm² besitzen dürfte.

Zusammengefaßt kann festgestellt werden, daß bei den HV-Stäben die Dauerfestigkeit (bei Bezug der Nennspannung auf den *Nettoquerschnitt*) mit

zunehmender Lochschwächung stark ansteigt. Bei Bezug der Nennspannung auf den *Bruttoquerschnitt* dagegen erhält man i. d. R. nahezu gleich große Dauerfestigkeiten, die sich zudem in etwa mit den *Netto*-Spannungs-Werten von Nietverbindungen vergleichen lassen. Dieses Ergebnis findet in den «Vorläufigen Richtlinien» insofern seinen Niederschlag, als gemäß Abschnitt 4.2 der *Lochabzug* bei schwingend belasteten HV-Stäben unterbleiben kann; im übrigen gelten dann weiterhin z. B. die zul σ_D-Werte der BE, Übersicht 40.1 b, Sp. 3 u. 4.

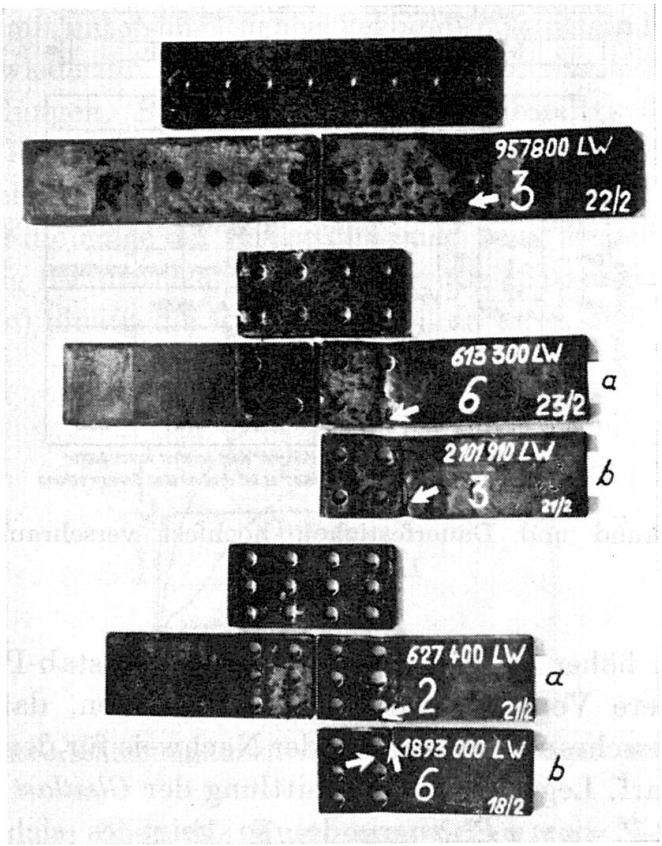


Fig. 6. HV-Stäbe (Material St 37) der Formen 1, 2 und 3 nach dem Dauerschwellversuch.

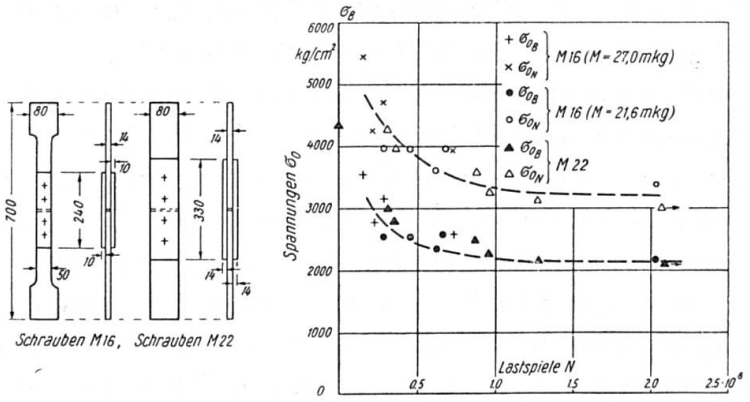


Fig. 7. Versuchskörper und Ergebnisse der Dauerzugschwellversuche mit HV-Stäben aus St 52.

Auch bei *Leichtmetall-Legierungen*, insbesondere der Zusammensetzung Al Zn Mg F 47 und Al Mg Si F 32, wurden HV-Verbindungen mit z.T. bemerkenswertem Erfolg erprobt. Die (statischen) Festigkeitswerte genannter Werkstoffe wurden mit $\sigma_B = 52$–56 kg/mm² und 31–33 kg/mm² und die entsprechenden Bruchdehnungen δ_5 zu etwa 10% bis 12% ermittelt. — Die *Zugschwellfestigkeiten* (Zeitfestigkeiten) einiger mittels HV-Schrauben hergestellter Verbindungen enthält Fig. 8; sie liegen — bezogen auf den Nettoquerschnitt —

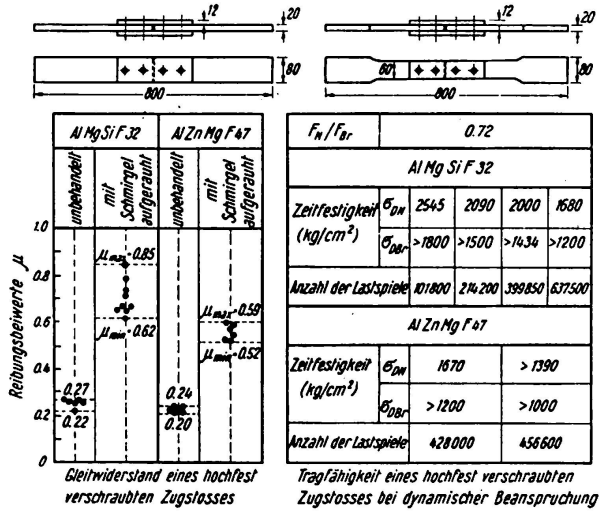


Fig. 8. Gleitwiderstand und Dauerfestigkeit hochfest verschraubter Zugstöße aus Leichtmetall.

jeweils wesentlich höher als bei entsprechenden Lochstab-Proben. Auch hier lassen u. U. weitere Versuche das Ergebnis erwarten, daß für Stöße und Anschlüsse HV-verschraubter Zugstäbe der Nachweis für den *Bruttoquerschnitt* geführt werden darf. Legt man zur Ermittlung der *Gleitlast* P_g wiederum den Rechenausdruck $P_g = \mu m n P_v$ zugrunde, so zeigt es sich, daß die *Reibbeiwerte* μ bei unbehandelten Oberflächen bei Al Zn Mg F 47 zwischen 0,20 und 0,24 schwanken, während sie nach Anrauhen mittels leichtem Schmirgeln auf $\mu = 0{,}52$ bis 0,59 ansteigen. Für Al Mg Si F 32 erfolgt die entsprechende Anhebung der μ-Werte von 0,22 bis 0,27 auf 0,61 bis 0,85.

Es ist wahrscheinlich, daß die *Höhe* der Gleitgrenze von schwingend belasteten HV-Verbindungen sowohl für Baustähle St 37, St 44 und St 52 als auch für Leichtmetalle von wesentlicher Bedeutung ist. Denn wenn auch im äußeren Lastwechselbereich ($-1 < \varkappa < -0{,}5$) infolge niedriger Beanspruchung des kritischen Querschnitts die unbehandelte Metalloberfläche (mit kleinen Reibbeiwerten) bei «querschnittsgerechtem» HV-Schrauben-Anschluß im Vergleich mit der behandelten Oberfläche oft ähnlich gute Festigkeitswerte ergibt, so kann dieses Ergebnis u. U. für den inneren Wechselbereich ($-0{,}5 < \varkappa < 0$) sowie für den Schwellbereich (z. B. für $\varkappa$ zwischen 0 und etwa $+0{,}5$) immer mehr zu Gunsten größerer μ-Werte verschoben werden. Erst bei einer oberen Bean-

spruchungsgrenze, welche die Fließgrenze des Werkstoffes wesentlich überschreitet, wird die Oberflächenbehandlung ohne entscheidende Bedeutung. (In Laborversuchen wirkt sich überdies oft eine Schwellbelastung, die im ersten Durchgang die Gleitgrenze überwindet, nicht so nachteilig aus wie im Bauwerk selbst.)

6. Verformungen von HV-Verbindungen mit steigender Belastung

Vergleicht man die *Lastverschiebungsdiagramme* (Fig. 9) von Stößen bzw. Anschlüssen, die mit unterschiedlichen Verbindungsmitteln hergestellt wurden, so erkennt man wiederum die besondere Bedeutung der Höhe der Gleitgrenze von HV-Verbindungen. Bei anfänglich großer «Steifigkeit», die im steilen Anstieg der HV-Kurve zum Ausdruck kommt, schneidet diese späterhin (bei Gleitwegen zwischen 0,5 und etwa 2,0 mm) alle anderen Lastverschiebungskurven, und zwar diejenige der *Schweißung* und auch diejenige der *Nietung*. — Es ist also wichtig festzustellen, wieweit über die «Setzungsrutschungen» (von maximal 0,05 mm) hinaus die Reibbeiwerte μ erhalten bleiben.

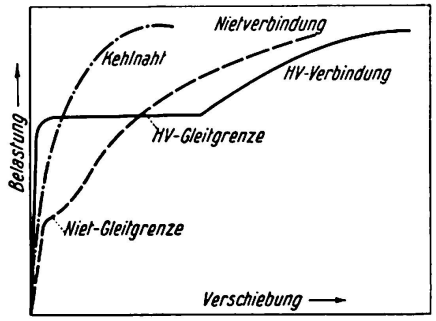


Fig. 9. Lastverschiebungslinien von Scherverbindungen (schematisch).

Frühere Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißung hatten bekanntlich ergeben, daß i. M. bei voller Ausnutzung eines Schweißanschlusses etwa gleichzeitig angeordnete Niete nur mit $^2/_3$ ihrer maximalen Tragkraft eingesetzt werden können. Entsprechende *neue* Versuche über das *Zusammenwirken* von HV-Verschraubung und Schweißnaht zeigten nunmehr, daß sowohl Stirnkehlnähte als auch Flankenkehlnähte mit einer HV-Verbindung als volltragend angesehen werden dürfen, solange man deren Gleitgrenze als maßgebend betrachtet.

Ein noch günstigeres Ergebnis ergab sich für das Zusammenwirken von Niet- und HV-Verbindung. Hier erwies eine Versuchsserie an drei großen Prüfkörpern (Fig. 10), daß in der kombinierten Verbindung (in welcher übrigens der Nietanschluß jeweils einen Zwischenanstrich besaß) im Nutzlastbereich sowohl einerseits die gesamte Tragfähigkeit erhöht als auch andererseits die Verschiebung deutlich herabgemindert wird. Ferner kam trotz großer Gleitwege zum Ausdruck, daß — bis zur Zerstörung des Nietanschlusses im

theoretisch gering beanspruchten Anschlußteil — die Reibbeiwerte der HV-Verbindung nur unwesentlich abgemindert sind.

Bei Verwendung der HV-Schrauben als *Paßschrauben* ändert sich das charakteristische Diagramm, je nachdem eine endgültige Zerstörung des Anschlusses auf *Lochleibung* oder auf *Abscheren* erfolgt. Jedenfalls hat eine spezielle Versuchsreihe gezeigt, daß bei guter Lochausfüllung die Gleitgrenze ohne wesentliche Verschiebungszunahme überschritten werden kann bis zur Loch-

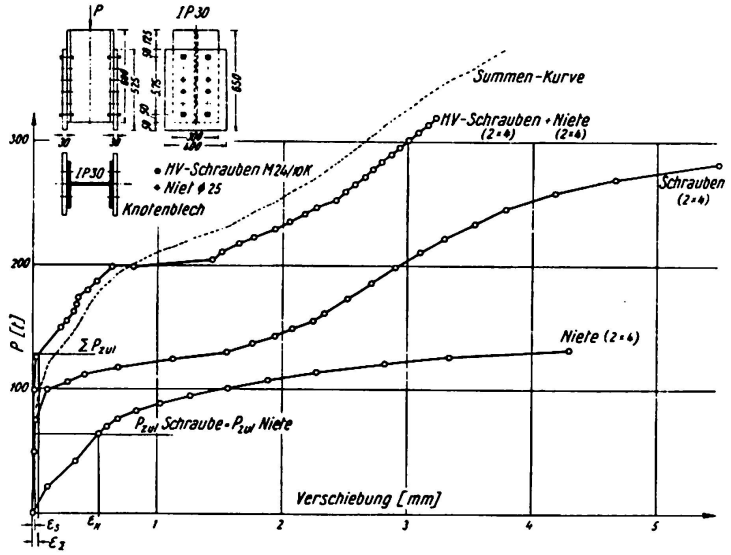


Fig. 10. Kombinierte Verbindung aus 2×4 HV-Schrauben M 24/10 K und 2×4 Nieten ∅ 25 mm.

leibungs-Quetschgrenze, bei welcher merkliche Verschiebungen auftreten. Bei Abschluß eines Zugversuchs lag beispielsweise die mittlere Nettospannung bei maximal 2930 kg/cm²; vorher wurde die Quetschgrenze vor dem Schraubenschaft bei 7280 kg/cm² festgestellt, obwohl dann weiterhin der Lochleibungsdruck bis auf maximal 13500 kg/cm² gesteigert werden konnte. Bei diesem Versuch mit Baustahl St 37 und HV-Schrauben M 22 der Güte 10K brachen letztere bei einer Scherbeanspruchung von $\tau_B = 8090$ kg/cm².

7. Die Schraubenvorspannung unter Dauerbetrieb

Es wurde die *dauernde* Aufrechterhaltung der Vorspannkräfte von HV-Schrauben mittels Meßhülsen bestätigt; hierbei waren die Anziehdrehmomente soweit gesteigert worden, daß die rechnerische Vergleichsspannung σ_V an kritischen Stellen die Fließgrenze des Schraubenwerkstoffes erreichte, während die reine Zugspannung allein ca. 81% der entsprechenden 0,2-Dehngrenze entsprach. Ein Nachgeben (Kriechen) der Schraubenstähle konnte bei wechselnden Temperaturen (zwischen $-20°$ C und $+80°$ C) nicht festgestellt werden, selbst nicht nach einer *weiteren* Steigerung der Vorspannungen um 13%.

— Diese mehrjährigen Versuche an Hülsenkörpern wurden ergänzt durch entsprechende an *Druckkörpern*. Dabei wurden (bei Klemmlängen von 44 mm) 6 bzw. 10 HV-Schrauben der Güte 10K bei erstmaliger Anspannung auf 1,25 zul M_a und bei verschiedenartiger Lagerung in Klimaräumen oder im Freien nach bestimmten Zeiträumen einzeln oder gruppenweise wieder gelöst. Das Öffnungsmoment, das theoretisch ca. 72% des Schließmomentes betragen müßte, wurde bei kurzfristiger Lagerung zu 80% gefunden; nach längerer Lagerung erhöhte sich dieser Wert sogar bis über 100% (Aufrauhung der Gewindeflächen), während Gleitversuche Reibbeiwerte μ zwischen 0,55 und 0,58 errechnen ließen, Werte also, die, wie nachfolgend ausgeführt werden soll, durchaus günstig beurteilt werden können. Erwähnt sei hier abschließend noch, daß die Größe der *Flächenpressung* zwischen Schraubenkopf und Unterlegscheibe bzw. zwischen Unterlegscheibe und Grundmaterial bei HV-Schrauben M 12 bis M 24 Werte von 53 kg/mm² bis 106 kg/mm² bzw. von 23 kg/mm² erreicht. Unter diesen Pressungen wurden örtliche Eindrückungen von 0,025 mm gemessen, die auch bei einer Vergrößerung der Unterlegscheiben nicht geringer waren; ein Fortlassen dieser Scheiben erscheint jedoch unzulässig.

Aus einem inoffiziellen Bericht der «Association of American Railroads» vom Frühjahr 1959 ist ersichtlich, daß die Verwendung von HV-Verbindungen im steten Anwachsen begriffen ist. Es ist dabei inzwischen «normale Praxis» geworden, die Kontaktflächen nicht mehr mit Farbanstrichen zu versehen, weil sonst oft im Nutzlastbereich Gleitungen eintreten können. Korrosionserscheinungen wurden an diesen Stellen auch nach längeren Betriebszeiten nicht festgestellt (das gleiche gilt übrigens auch für Nietverbindungen, bei denen man den «Zwischenanstrich» neuerdings oft fortläßt).

8. Konstruktionsformen mit HV-Verschraubung

Beim Entwurf und bei der konstruktiven Durchbildung eines stählernen Tragwerkes (oder eines solchen aus Leichtmetall) ist auf die charakteristischen Eigenschaften der HV-Verschraubung gebührend Rücksicht zu nehmen. Je nachdem, ob diese Verschraubung mit *Normalsitz* oder *Paßsitz* ausgeführt werden soll, ferner ob sie bei zug- und druckfesten *Stäben* oder bei *Biegeträgern* und bei *Flächentragwerken* als Verbindungsmittel zwischen tragenden Einzelteilen bzw. bei der Stoßausbildung eingesetzt wird, ergeben sich besondere Forderungen bezüglich Gleitwiderstand und zulässigem Gleitweg bei Überbeanspruchung gegenüber der Gebrauchslast. Zuletzt soll darauf hingewiesen werden, daß HV-Schrauben in vorteilhafter Weise auf «Kopfabreißen», d. h. in axialer Richtung beansprucht werden können, so daß neben *scherfesten* Verbindungen auch *axial-zugfeste* in Frage kommen. — Werden HV-Schrauben gleichzeitig auf Scheren *und* auf Zug beansprucht, so kann pro Schraube der spezielle Gleitwiderstand gemäß der Formel

$$N_G = \frac{\mu}{\nu}\left(P_v - \frac{Z}{n}\right)$$

berechnet werden, wobei Z die anteilige axiale Zugbelastung einer der Schrauben des Gesamtanschlusses bedeutet.

9. Zur Praxis der neuartigen Verbindungstechnik

Außer in *Deutschland* und *Österreich* sind Ende 1958 auch in der *Schweiz* Brückentragwerke mittels HV-Verschraubung hergestellt worden; ferner wendet man in England, Frankreich, Italien, Belgien und Holland dieser neuen Verbindungstechnik wachsendes Interesse zu. In den deutschsprachigen Ländern werden im wesentlichen die «Vorläufigen Richtlinien» der Konstruktionsarbeit zugrunde gelegt. Allerdings werden genannte «Richtlinien» dabei oft in einzelnen Punkten abgeändert. So erhöhen z. B. die österreichischen Fachleute — unter weitgehenderer Ausnutzung der im Abschnitt 2 gemachten Ausführungen sowie unter Beachtung der Tatsache, daß die dem vorgeschriebenen Anziehmoment entsprechenden Anziehdreh*winkel* der Muttern von HV-Schrauben bis zum «Abwürgen» i. d. R. um das vierfache vergrößert werden können — die spezifischen zulässigen «Scherkräfte» N um etwa 15% bis 20%; einzelne Baubehörden der Bundesrepublik wünschen Abschwächungen des Teiles I. 3 der «Richtlinien» usw. — Zusammengefaßt läßt sich jedoch feststellen, daß genannte Anleitung für Berechnung, Ausführung und bauliche Durchbildung von HV-Verbindungen in etwa den derzeitigen Stand der Technik ausreichend genau wiederzugeben scheint, wenn auch — gerade bei immer wieder versuchten Vergleichen mit der Nietverbindung — mehr auf die in den einzelnen europäischen Ländern unterschiedliche Ausnutzung letztgenannter geachtet werden sollte.

Für die *Ausführung* von HV-Verbindungen erschienen zunächst die Beziehungen zwischen Anziehmoment, Vorspannkraft und Torsionsmoment für die Beanspruchung des Schraubenschaftes wichtig; späterhin galt auch der Kontrollmöglichkeit der Vorspannkraft besonderes Interesse. *Heute* widmet man in Deutschland zunächst der Reibbeiwert-Kontrolle große Aufmerksamkeit, da der Streubereich der μ-Werte als wesentlich angesehen wird. Einfache *Reibbeiwert-Prüfgeräte* sind hier inzwischen entwickelt worden. — Das *Anziehmoment* wird bei Anwendung von Handschlüsseln i. d. R. mit einer Toleranz von $\pm 10\%$ aufgebracht werden können. Bei Anwendung von maschinell betriebenen Anziehgeräten ist der Schwankungsbereich u. U. je nach Anwendungsfall unterschiedlich, so daß auch hier besondere Eich- und Überwachungsverfahren empfehlenswert sind. Die spätere *Kontrolle* der Schraubenvorspannkräfte bereitet noch gewisse Schwierigkeiten. Insbesondere bei größeren Konstruktionen empfiehlt sich eine Überprüfung im Umfange von 5% bis 10% aller eingebrachten HV-Schrauben. Bei Einstellung der Schlüssel auf $+10\%$

über dem Sollwert könnte der festgestellte Mutterdrehwinkel einen gewissen Maßstab für das «Fehlmoment» abgeben. (Für das vollständige Entspannen einer HV-Schraube dürfte i. a. ein Mutterdrehwinkel zwischen 45 Grad und 180 Grad erforderlich sein, wobei die größeren Winkel nur im Falle von nicht plan aufeinanderliegender Bleche vorkommen.)

Zusammenfassung

Verbindungen mittels hochfester vorgespannter Schrauben (HV-Schrauben) sind im Stahl- und Metallbau als fortschrittlich anzusehen. Auch im Stahl-Verbundbau liegt für HV-Schrauben ein zusätzliches Anwendungsfeld vor — wie dies anhand weiterer Versuche bestätigt werden soll.

Sowohl bei statischer als auch bei schwingender Belastung ergaben sich bei HV-Verbindungen hohe Festigkeitswerte für die Verbindungsmittel selbst und für den kritischen Stabquerschnitt; i. d. R. sind HV-Verbindungen dabei den Nietverbindungen technisch und wirtschaftlich überlegen.

Kombinierte Verbindungen: Nietung + HV-Verschraubung und Schweißung + HV-Verschraubung sind technisch einwandfrei möglich und oft zweckmäßig.

Bei der Herstellung von HV-Verbindungen muß sorgfältig auf das notwendige Anziehmoment M_a und auf die Vorbehandlung der Reibflächen (Reibbeiwert μ) geachtet werden; an unzugänglichen Stellen kann ein Teil des Anziehmomentes durch Vorwärmen der HV-Schrauben ersetzt werden.

Kontrollverfahren für HV-Verbindungen sind weiter zu entwickeln. Bezüglich der Erhaltung der Vorspannkräfte und der Reibbeiwerte bestehen — anhand der Ergebnisse jahrelanger Beobachtungen — keine Bedenken; insbesondere dann nicht, wenn Konservierungsmaßnahmen (Anstriche etc.) mit etwa der gleichen Sorgfalt wie bei Nietverbindungen vorgenommen werden. Für Sonderfälle (z. B. aggressiven Atmosphärilien oder im Seewasserbau) empfehlen sich oft Kunstharzanstriche bzw. Abdichtungen.

Summary

Structural connections formed by means of high-tensile prestressed bolts are to be regarded as constituting an advance in steel and metallic construction. Composite steel-and-concrete construction provides another field of application for high-tensile bolts, as will have to be confirmed by means of further tests.

Both for static and for vibrating loads high strength values were obtained with high-tensile bolted connections for the fastenings themselves and for the critical cross-section of the member; as a rule, connections of this kind are technically and economically superior to riveted connections.

Combined connections, viz., riveting in conjunction with high-tensile bolts and welding in conjunction with high-tensile bolts, are perfectly practicable from the technical point of view and are often expedient.

In forming structural connections with high-tensile prestressed bolts it is essential to ensure the correct tightening torque M_a and suitable preparation of the friction surfaces (coefficient of friction μ). In the case of bolts installed in inaccessible places it is possible to apply pre-heating of the bolts in lieu of part of the tightening torque.

Methods for checking high-tensile bolted connections will have to be further developed. Observations extending over a number of years have shown that there need be no misgivings as regards the permanence of the prestressing forces and the coefficients of friction, especially if protective treatments (painting, etc.) are applied with approximately the same degree of care as in the case of riveted connections. In special cases (e.g., in the presence of aggressive atmospheric influences or for marine structures) it is often advisable to use plastic coatings or sealings.

Résumé

Les assemblages au moyen de boulons à haute résistance (boulons HR) sont à considérer comme un progrès pour la construction métallique et en acier. Un champ d'application supplémentaire pour les boulons HR réside dans les constructions mixtes, ainsi que de nouvelles expériences doivent le confirmer.

Dans les assemblages avec boulons HR, on a obtenu des résistances élevées aussi bien pour des charges dynamiques que statiques, que ce soit pour les boulons eux-mêmes ou pour la section critique de la barre; en général, les assemblages avec boulons HR sont supérieurs à ceux avec rivets, tant au point de vue technique qu'économique.

Des assemblages combinés, tels que rivetage + boulons HR ou soudage + boulons HR sont techniquement absolument réalisables, voire souvent appropriés.

Lors de l'exécution d'assemblages avec des boulons HR, il faudra prêter une attention particulière au moment de serrage M_a nécessaire et au traitement préalable des surfaces de contact (coefficient de frottement μ); aux endroits difficilement accessibles, on pourra remplacer une partie du moment de serrage par l'échauffement préalable des boulons HR.

Les moyens de contrôle pour les assemblages avec des boulons HR sont encore à développer. Il n'y a aucun doute tant en ce qui concerne la conservation des forces de précontrainte que les coefficients de frottement ainsi que les résultats provenant d'expériences s'étendant sur des années l'ont démontré, ceci en particulier quand des précautions concernant la conservation (peinture etc.) sont prises avec le même soin que pour des assemblages rivés. Dans des cas spéciaux (par exemple dans les atmosphères agressives ou dans la construction dans l'eau de mer), il sera souvent recommandable d'utiliser des revêtements respectivement des isolations de résine synthétique.

IIb4

Fundamental Concepts, and the Development of Specifications for High-Tensile Bolted Joints

Notions de base et évolution des normes relatives aux joints boulonnés précontraints

Grundlegende Begriffe und Entwicklung von Normen für vorgespannt geschraubte Stöße

D. T. WRIGHT
Professor, B. A. Sc., M. S., Ph. D.

E. M. LEWIS
A.C.G.I., A.M.I.W.

1. Introduction

Following the establishment of the fundamental concepts of the behaviour of friction joints in original research, the development and application of such fasteners has been much influenced by specifications governing design and practice. The specifications of the American Society for Testing Materials (covering bolts, nuts, washers) and the 1951 specification of the Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints permitted an immediate widespread application of the new fasteners in North America. Without the impetus provided by these specifications, it is likely that the application of the new method would have been delayed some years.

The part played by specifications in the development of engineering practice varies considerably from country to country. In the U.S.A. the tendency is for the specification to pioneer new developments while in the U.K. the standards which relate to design represent a consensus of established engineering opinion and therefore, by definition, lag considerably behind the most advanced practice. In this paper an attempt is made to examine the present status of the high tensile bolted joint in the light of American specifications which have now been used for some years, and also in the light of recent British developments.

2. Historical Development

There is, of course, nothing particularly new about the use of bolts in steel construction. Unfinished or machine bolts are almost universally used for erecting steel structures. Unfinished bolts, fitted bolts and ribbed bolts have all been widely used for permanent site connections, although their use has been restricted by the relatively low stresses permitted on the first and the high cost of the others. The use of plain bolts for permanent site connections has been perhaps more widespread in Europe than in North America.

The mechanical engineer has long been concerned with the tension in bolts holding together pressure vessels, machines and engines. Torque wrenches have, for instance, been widely used in the mass production of automobiles. The first application of controlled tension in bolted structural connections was in the work of the British Steel Structures Research Committee in 1934, where bolts were used to simulate rivets in beam-stanchion connections [1]. The bolts used were made of low-carbon steel, however, and the tensions developed were low by modern standards. The recent development of the high-tensile bolt has stemmed from Professor W. M. WILSON's work on the fatigue of structural connections [2]. In studies of riveted joints it was found that fatigue resistance depended largely on the frictional resistance in the joint developed by the clamping force set up in the cooling rivet. In 1938, preliminary tests of bolted joints in fatigue showed that bolted joints were as strong as riveted joints "if the nuts were screwed up to give a high tension in the bolts" [2]. Further exploratory work was done by WILSON at the University of Illinois and by MANEY at Northwestern University [3]. In 1947, mainly due to the efforts of these two men, the Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation was established to study the behaviour of structural connections. Laboratory and field studies undertaken on behalf of the Council rapidly provided sufficient information [4, 5, 6] for a specification to be written by the Council in 1951 [7].

The initial test studies completed between 1947 and 1950, though followed by many other significant investigations, laid the foundation for present practice. It was shown quite clearly that joints with properly tightened bolts of suitable material [8, 9] would function as ideal friction joints with no direct shear on the fasteners. In fatigue loading of these joints no alternating stress is experienced by the bolts. Neither in field nor laboratory tests did any properly installed bolt ever fail, even after millions of cyclic fatigue loadings. Because of the absence of high stress concentrations around the holes in the plates, the fatigue strength of the plates was significantly increased and fatigue failures in fact usually occurred *away* from the net section. It was also found that once the friction capacity was exceeded in static load tests, the bolts slid into bearing and ultimate breaking strengths significantly higher than those with ordinary riveted joints were obtained.

The original Research Council specification [7], intended for the design of fatigue connections utilising high tensile bolts, has stood with little revision since its first writing. In essence, this specification provided for design on the basis of a one-for-one replacement of rivets by high tensile bolts of suitable material, etc.

Progress since 1951 would not have been as spectacular save for the discovery that a high tensile bolt could be installed in the field for less cost than a conventional hot-driven rivet. This situation, coupled with the increasing shortage of skilled riveters, led to an immediate widespread use of bolted joints in North America and by 1954 more bolts than rivets were being used in field erection. By 1958 field riveting had almost disappeared, with all field connections either by high strength bolts or electric arc welding.

In Britain there are as yet no formal codes of practice or specifications, though in June 1959 a symposium will be held under the ægis of the Institution of Structural Engineers, and there has been sitting since early 1958 a Committee of the British Standards Institution. By the time this paper is presented at the Congress the outcome of these activities will be known. In the meantime, however, high strength bolts are being used in ever increasing numbers and they have already made a significant impact on the structural industry in Britain. They have virtually ousted site riveting and are making some inroads into site welding — a practice which is more widespread in Britain than in the U.S.A. They are also replacing black bolted connections to some degree.

At this juncture it may be pertinent to comment on the different nomenclature which has grown up in the U.K. where these connections are known as high strength friction grip bolted joints rather than high strength bolted joints. The reason for this is probably the desire to differentiate between the new bolted connections using high tensile steels and the high tensile fitted bolt connections which have been used previously in bridge work.

3. Developement of the Technique in Practique

The American Research Council specification issued in 1951 indicated required bolt tensions and suggested the torques that would be required to produce those bolt tensions. At that time only hand wrenches were used for tightening the bolts and a proper connection was dependent primarily on the workman's experience with the wrench. The specification accordingly provided for five to ten per cent of all bolts being checked by a hand-operated torque wrench. As soon as the bolts came into general use, however, hand wrenching was found to be impracticable and uneconomical. Pneumatic wrenches were readily available but early efforts in obtaining controlled bolt tensions with these tools were unsuccessful. Experience led eventually to successful tech-

niques being developed. Using controlled air pressures and site calibrators which indicate bolt tensions directly (thus eliminating the inevitable errors associated with torque-tension relationships), it was found that consistent results could be obtained either by timing the application of the wrench or by adjusting the air pressure to cause stalling of the wrench when a suitable bolt tension had been reached. An alternative procedure was later made available by the development of special wrenches with automatic torsion control that switch off the wrench once the desired torque was attained. Such methods, in which some effort is made to calibrate the wrench, are still in common use.

Although further research has been pursued [10, 11, 12], progress since 1951 is related mainly to conditions of practice. With regard to tightening techniques, the trend in the U.S.A. has been away from controlled torque towards a controlled turn-of-the-nut method which limits the strain in the bolt. Laboratory studies of these methods have been more extensive in Britain, however, and will be enlarged upon later.

When high strength bolts were first used in Britain, American practice was closely followed and manual methods of controlled torque tightening were adopted. Bolts to British Specifications were generally used. With the increasing use of 1″ and larger diameter bolts and in the absence of suitable British impact tools (which require no reaction point) the problem of reacting the torque on the structure became important and led to the development of two new types of bolt carrying their own reaction point. With one bolt the torque is reacted on to the washer which has a suitable serrated edge. This device relies upon the fact that the frictional resistance of the washer to turning is greater than the torque due to the frictional drag between the nut and bolt threads. In the other bolt the reaction point is provided on the bolt itself in the form of an extension of the threads. A parallel development went a step further in that the extension piece is grooved so that it shears off at a predetermined torque, thus acting as a torque controlling device. This bolt has the further advantage that the torque applied is related to the actual strength of each bolt rather than the nominal strength.

The most significant development in Britain stemmed from the bolt and nut failures experienced in early application of the torque controlled or, as it is often called, the torque coefficient method of tightening. Laboratory tests indicated that greater safety against failure by over-tightening would be achieved by limiting the rotation of the nut rather than controlling the torque [13]. Satisfactory American experience with impact tools operating on a controlled time basis provided reassurance that bolts could be used safely in the yielded condition. This led to the "part-torque part-turn" method of tightening. With this method the joint is first bedded down by tightening all the bolts to a torque lying somewhere between one-quarter and three-quarters of the nominal torque which would be applied to tighten the bolts using the torque coefficient method. To complete the tightening the nut is driven a

further half-turn or three-quarters of a turn in the case of long bolts. The essential feature of the technique is that regardless of the bedding down torque or the condition of the threads, there is very little scatter in the bolt preload induced (see fig. 1). Furthermore, this preload is about 30 per cent higher than the load which would have been obtained by the torque coefficient method even though the safety margin against failure of the bolt by over-tightening is in fact greater.

It is not possible within the present space limitation to attempt to review even the most significant applications of high tensile bolts in steel structures. Two examples might be cited, however, to indicate the potential of the bolted joint in both conventional and unconventional usage. In the Burdekin River Bridge in Queensland (Australia), 300,000 high tensile bolts were used in the ten 362-foot spans. This is the largest single application yet of the high tensile bolted joint, and in the customary way the use of high tensile bolts led to economy and effective connections. The recent addition of a bottom lateral bracing system to the Golden Gate suspension bridge was completed with high tensile bolts employed throughout. In this design, the characteristic load-slip relationship of a high tensile bolted joint (in which slip occurs only after the friction capacity is exceeded) was utilised as an energy-absorbing device. The effect, of course, is the same as for a rigid-plastic material with a limited maximum strain — in the case of the bolted joint the maximum slip is governed by the $^1/_{16}$" clearance of the bolts in their holes. With 1" bolts used throughout, it was calculated that the bottom lateral bracing system of the Golden Gate Bridge could absorb 7,000,000 foot lb. of energy per cycle of vibration.

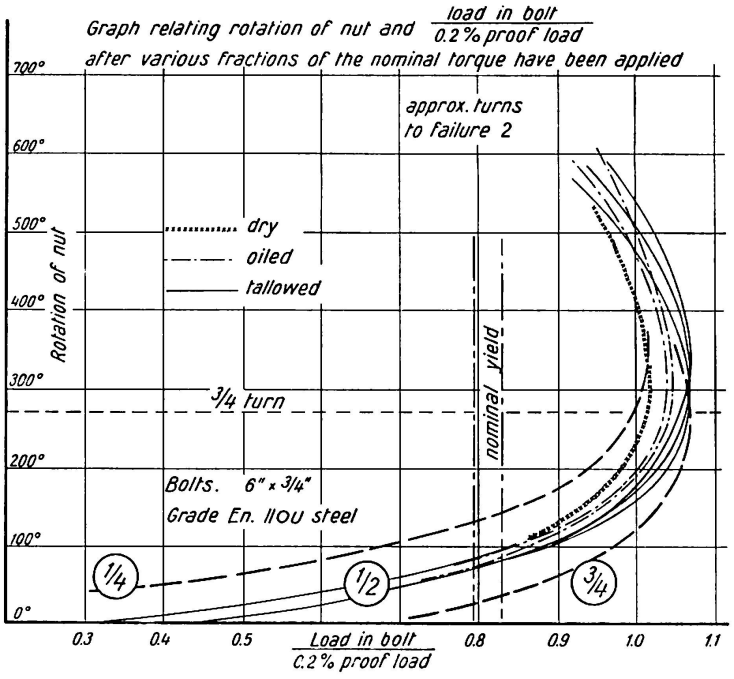


Fig. 1.

4. Discussion of Design Parameters

In studying the design of riveted or bolted joints it is convenient to describe the joint in terms of non-dimensional parameters. In this discussion the "T:S:B" ratio will be used to describe the relationship between joint proportions and/or design stresses in tension, shear and bearing. For riveted joints in North America the "T:S:B" ratio is 1:0.75:2.00, signifying that the design stresses in shear and bearing are respectively three-quarters and twice the tensile design stress; alternatively, that the effective shear area of the fasteners is four-thirds and the bearing area one-half that of the net tension area.

In a bolted friction joint the shearing load is transferred between the parts by the friction induced by the clamping action of the bolt. The shear capacity is thus simply the product of the bolt tension and the coefficient of friction for each friction plane. More generally:

$$\begin{pmatrix}\text{Nominal bolt}\\ \text{Tensile stress}\end{pmatrix} = \begin{pmatrix}\text{Plate tension}\\ \text{Stress}\end{pmatrix} \times \frac{S}{\mu},$$

where S is the shearing ratio as defined above and μ is the coefficient of friction. Numerous tests have been carried out to determine the coefficient of friction or slip factor, as it is usually called in the U.K., for various surface conditions ranging from paint and lacquer to flame cleaned surfaces. Typical values are:

Rusted and wire-brushed	$\mu = 0.51$
Sand-blasted	0.47
Mill-scale, flame-cleaned and wire-brushed	0.43
Mill-scale	0.30
Lacquered	0.28
Red lead	0.07

Several of the American test programmes were extended to cover the behaviour of joints at ultimate failure. It was found that ultimate strengths were independent of bolt preload. The reason for this is that as failure approaches, transverse plate deformations are such as to cause complete loss of bolt preload. It is apparent, therefore, that the only difference between the ultimate strengths of riveted and bolted joints is associated with the change in fastener material. In a conventional riveted joint the intent of the designer (and the specification writer) is to provide a joint in which the full tensile capacity of the net section of the main plate can be developed without rivet shear or bearing (tearing) failure. In North America this is secured for such materials as ASTM-A 7 plate and A 141 rivets with a "T:S:B" ratio of 1:0.75:2.00. Static load tests of bolted joints revealed that for a similarly balanced design a shearing ratio of the order of 1.25 would be appropriate.

That is, the shearing capacity of the bolts is some fifty per cent greater than that of ordinary (ASTM A 141) structural rivets. A secondary effect of increased shear capacity in the fastener was that usual end-distances for rivet holes were found to be inadequate.

Of the early research on friction joints the most notable result was that under normal conditions of load bolt failures could not be produced in fatigue tests [4, 6]. So long as the friction capacity of the joint was not exceeded the bolts were not sensibly subjected to any alternating stress and failure, if it occurred, would be found in the main plate material. It was also noted that if properly installed, high tensile bolts would not loosen and that lock-washers or burring of the threads was not necessary. The fatigue tests revealed that for joints with "T : S : B" ratios 1 : 0.75 : 2.00 the endurance limit for 2,000,000 cycles of fully reversed loading were:

For cold-driven rivets	± 14.7 ksi.
For hot-driven rivets	± 15.8 ksi.
For high strength bolts	± 20 ksi.

It was thus found that the practical endurance limit of a bolted joint was as good as the ordinary design stress for riveted joints under static loading.

The first design specification issued by the American Research Council in 1951 provided for bolts to be designed as riveted joints with bolts simply substituted for rivets on a one-for-one basis. With regard to surface finish, the faying surfaces were to be free of paint, oil, dirt, rust or other defects which would prevent the development of friction between the parts. It should be noted that no reference whatsoever is made in the design to the coefficient of friction. With specified bolt preloads equivalent to 54 ksi. on the nominal bolt area it follows that the coefficient of friction implied is about 0.28. It will be seen that this value provides a small margin of safety for the surface finish demanded.

In the 1954 revision of the Research Council's specification, recognition was given to the absence of fatigue loading in certain types of joint. For such cases, where slipping of the bolts into bearing is not objectionable, permission was given for faying surfaces to be painted. Other design provisions were not changed, however, and thus calculations were unmodified even though the coefficient of friction was obviously greatly reduced. Further revisions were provided in 1955 through an interpretative appendix. The main provisions of this appendix related to the design of compression members and of connections where direct tensions were applied to the bolts.

When first used in the U. K. the design of friction grip bolts followed the American "replacement for a rivet" technique. It was soon realised, however, that this technique was only economic when bolt preloads of the order of 34 tons/sq. in. were being used. As bolt preloads equivalent to 50 and 60 tons/sq. in. were envisaged, design on the frictional capacity of the joint became

necessary and this method of design rapidly gained favour. In this respect it must be remembered that as there was no British Standard covering the grade of steel to be used or the design of the bolts, the engineer had complete freedom in these respects. For clean, dry, paint-free surfaces a slip factor of between 0.3 and 0.4 coupled with a factor of safety of 1.5 is now generally used with no distinction between static and fatigue loading conditions.

Increasing use is being made in the U. K. of connections in which the bolts are subject to external tensile loads. Under these conditions the bolt preload does not remain constant and, depending upon the relative stiffness of the bolt and bolted parts, a proportion of the external load is transferred to the bolt itself. Since the part-torque part-turn method of tightening causes yielding of the bolt any increase in the bolt load will result in some permanent extension. Loss of preload results when the external load is removed [13]. Under cyclic conditious the absolute value of the preload and the load range also become important as these factors determine the fatigue life of the connection. Only a limited number of tests concerning the behaviour of joints under tension have been carried out and, at present, the design of such joints is probably overcautious. Their design is generally based on the assumption that the external tensile load on any bolt in the joint shall not exceed a certain fraction of the preload. A value of 0.4 to 0.5 is usually used (i. e. a factor of safety against separation of roughly 2) and this empirical method of design is applied to both static and fatigue loading.

The recent specifications issued on a preliminary basis in Germany [14] for the calculation, design and assembly of high-strength bolted connections are significantly different from the American Research Council's specifications. In essence, the German specifications provide for design based directly on considerations of friction capacity. Shearing capacities per bolt per friction face are calculated from bolt tensions and coefficients of friction. The specifications further provide that contact surfaces be flame-cleaned or sandblasted, with this treatment being undertaken not more than five hours before the connection is completed. With this rigorous requirement, coefficients of friction of 0.45 (for St. 33 and St. 37) and 0.60 (for St. 52) are suggested. Furthermore, for normal loading, different factors of safety are specified depending upon use: for ordinary structures, a factor of safety against slip of 1.25 is required, whereas for bridges and cranes (dynamic loading) a factor of safety against slip of 1.60 is required.

5. Commentary

From the preceding discussion it is clear that there is a distinction between fatigue and static shear loading. The favourable behaviour of a high-tensile bolted joint in fatigue depends entirely upon the ability of the joint to with-

stand working loads without slip. In the case of static loading on the other hand, whilst working loads *may* be within the frictional capacity of the joint no distress is experienced if the bolts do in fact slip into bearing. Some cognizance of these factors is indicated in current specifications and practice.

In the American specification a statically loaded joint may have its contact surfaces painted before assembly even though it is known that such joints will slip into bearing under small working loads. Although the actual capacity of the bolt in shear is ignored, the fact that static joint strength is primarily dependent upon direct bearing rather than friction is thus implicit in the code. In the German specification the difference between static and fatigue loading is treated by differing factors of safety though, unlike the American specification, both types of loading must be resisted by the frictional capacity of the joint. In the U.K. a specification covering the design of high-tensile bolted joints is not available and the question of differentiating between static and fatigue shear loads is entirely in the hands of the engineer. At present, it would appear that no attempt is made to distinguish between the two types of loading and all joints are designed on a frictional basis with a common factor of safety against slip.

At this point it would appear advantageous to formulate general principles of design for joints subject to static or fatigue shear loading. For fatigue loading it is essential that the joint be designed for the load to be carried entirely by friction. It is therefore suggested that the American specification should be modified to provide a direct friction-joint design method similar to that currently in use in the U.K. and Germany. Bolt tensions should be specified and a series of coefficients of friction established for different kinds of surface preparation. It does not appear desirable to always demand high quality joints with say flame-cleaned or sandblasted surfaces and it would be more reasonable to provide for alternatives such as:

Flame-cleaned, or sandblasted surfaces	$\mu = 0.43$
Plain mill scale surfaces	0.30

A joint proportioned in this fashion would be able to resist fatigue loadings with full reversal between tension and compression for an endurance life of at least 2,000,000 cycles with ordinary plate tension stresses.

For joints subject to static loading there is a fundamental difference between current European design practice and the latest American trend. In the U.K. and Germany it is felt that slip of the joint is still undesirable and that design should again be based on frictional capacity. In America it is felt that frictional capacity of the joint is unimportant, that slip should be accepted and design based upon principles similar to those used for riveted joints. Test results have indicated that a "T:S:B" ratio of approximately 1:1.25:2.00 would provide a properly balanced design. No precautions need be taken regarding cleaning of contact surfaces and large bolt tensions are not necessary.

Bolt tensions of the order of one-half those specified for friction joints would be adequate to prevent undesirable looseness in connections. With such reduced tensions it would be possible to use smaller washers, without hardened surfaces, and also to use ordinary nuts instead of the heavy nuts necessary for high tensions.

Development in any branch of engineering implies further exploitation of the technique to meet the same functional requirements more cheaply. For example, in America the trend is to relax field requirements for joints subject to static duties. In Germany different factors of safety depending upon the nature of the loading and, by special treatment of the faying surfaces, very high slip coefficients are used. In the U.K. the striving for greater efficiency is taking the form of the use of higher strength bolts of alloy steels and some cognizance in design of the greater clamping forces which the part-torque part-turn method gives. Artificially increasing the slip coefficient between the faying surfaces by the introduction of abrasive or other materials is being approached by several workers. The British author is currently concerned with the promising developments in this field using glue like materials. This work is perhaps the logical step following the pioneering efforts of his colleagues in the field of glued metal aircraft structures and latterly by German structural engineers in the bridging field.

References

1. C. Batho and E. H. Bateman, "Investigations on Bolts and Bolted Joints", Second and Final Reports, Steel Structures Research Committee (1934, 1936).
2. W. M. Wilson and F. P. Thomas, "Fatigue Tests of Riveted Joints", Bull. No. 302, University of Illinois, Engineering Experiment Station (1938).
3. K. H. Lenzen, "The Effect of Various Fasteners on the Fatigue Strength of a Structural Joint", Bull. No. 480, American Railway Eng. Association (1949).
4. W. H. Munse, D. T. Wright and N. M. Newmark, "Laboratory Tests of Bolted Joints", Trans. ASCE, v. 120, p. 1299 (1955); (first published in 1951 for ASCE Centennial).
5. "Symposium on High Strength Bolts in Structural Joints", Trans. ASCE, v. 120, p. 2778 (1955); (first published in 1951 for ASCE Centennial).
6. "The Use of High Strength Structural Bolts in Steel Railway Bridges", Reports by Subcommittee to Committee XV, Iron and Steel Structures, Bulls. Nos. 485 and 506; American Railway Eng. Association (1950, 1953).
7. "Specifications for Assembly of Structural Joints Using High Strength Steel Bolts"; Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation (first issued 1951, revised 1954).
8. ASTM-A325-55T; "Tentative Specification for Quenched and Tempered Steel Bolts and Studs with Suitable Nuts and Plain Hardened Washers" (first issued 1949).
9. American Standards Association, ASA-B18.2 and B27.2 (Bolt, nut and washer dimensions).
10. R. A. Hechtman, A. G. Young, J. M. Chin and J. M. Savikko, "Slip of Joints Under Static Loads", Proc. ASCE, v. 80, No. 484 (September 1954).

11. W. H. MUNSE, "Bolted Connections-Research", Proc. ASCE, No. 650 (1955).
12. D. D. VASARHELYI et al, "Effects of Fabrication Techniques on Bolted Joints", Proc. ASCE, v. 85, No. ST3, p. 71 (March 1959).
13. F. M. EASTON, E. M. LEWIS and D. T. WRIGHT, "Some notes on the Use of High Preload Bolts in the United Kingdom", Jnl. Inst. of Structural Engineers, v. 35, No. 5, p. 167 (May 1957).
14. "Preliminary Directives for the Calculation, Design and Assembly of Non-Slip Bolted Connections for Steel Structures, Bridges and Cranes", German Committee for Structural Steelwork (1956).
15. "Code of Field Practice for Assembly of Structural Joints using High Tensile Steel Bolts"; Canadian Institute of Steel Construction (Adopted 1954 — revised 1956).

Summary

Specifications and codes of practice have perhaps a greater significance in structural engineering than in any other field of technology or science. It has been seen that the development of the hightensile bolted joint has been due in large part to the early provision of a specification for design by the American Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints. These rules were laid down in 1951 following early research work on fatigue connections and provided for design on the basis of a simple substitution of bolts for rivets with the note that such an approximation would be needed only "until independent rules for the design of bolted joints can be developed". This paper suggests that the present knowledge concerning bolted joints has developed to the point where such independent rules can be established. It can be shown that the circumstances for static and fatigue loading are essentially different and that different design procedures should be used. A friction joint is essential for fatigue and in this case design should be based on a knowledge of bolt tensions and coefficients of friction. For static loading, strength depends neither on bolt tension nor coefficient of friction but upon the ultimate strengths of the materials. Design in this case should be based simply on material properties.

Résumé

Dans le domaine du génie civil, les normes et règlements jouent peut-être un rôle plus grand encore que dans tout autre domaine de la technique ou de la science. L'évolution des joints boulonnés précontraints est manifestement la conséquence de la publication en temps opportun de normes par l'American Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints. Ces prescriptions ont en effet été publiées dès 1951, sur la base des premières recherches concernant la fatigue; elles prévoient le calcul à l'aide d'une simple substitution d'un rivet au boulon, avec cette remarque qu'une telle approximation n'est nécessaire que jusqu'à la mise au point de prescriptions particulières pour le

calcul des joints boulonnés. Les auteurs montrent que les connaissances actuelles concernant les joints boulonnés ont atteint un stade suffisant pour l'établissement de telles normes. Il est possible de montrer que les conditions de charge statique et de fatigue sont essentiellement différentes les unes des autres et qu'il est nécessaire de prévoir corrélativement des procédés différents de calcul. Pour la fatigue, il est essentiel que l'assemblage travaille à la friction. Dans ce cas, le calcul doit donc être basé sur la connaissance des contraintes dans les boulons et des coefficients de frottement. En ce qui concerne les charges statiques, les contraintes ne dépendent ni des efforts dans les boulons ni des coefficients de frottement, mais bien de la charge de rupture du matériau. Dans ce cas, le calcul doit donc être uniquement basé sur les caractéristiques de ce matériau.

Zusammenfassung

Normen und Vorschriften haben vielleicht im Bauingenieurwesen eine größere Bedeutung als in irgendeinem anderen Gebiete der Technik oder Wissenschaft. Offensichtlich ist die Entwicklung des vorgespannt verschraubten Stoßes weitgehend eine Folge der frühzeitigen Aufstellung von Entwurfsnormen durch das «American Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints». Diese Vorschriften entstanden 1951 auf der Basis von ersten Untersuchungen über die Ermüdung und sahen die Berechnung mit Hilfe einer einfachen Substitution der Schraube durch einen Niet vor, mit der Bemerkung, daß diese Näherung nur nötig sei, «bis unabhängige Vorschriften für die Berechnung geschraubter Stöße entwickelt werden können». Die vorliegende Arbeit zeigt, daß die heutigen Kenntnisse über geschraubte Stöße einen für die Aufstellung von solchen Normen genügenden Stand erreicht haben. Es kann nachgewiesen werden, daß die Bedingungen für statische Belastung und Ermüdungsbelastung grundsätzlich verschieden sind und daß entsprechend verschiedene Berechnungsverfahren angewendet werden sollten. Bei Ermüdung ist es wichtig, daß der Stoß auf Reibung arbeitet. In diesem Falle sollte die Berechnung also auf der Kenntnis der Schraubenspannungen und Reibungskoeffizienten basieren. Für statische Belastung sind die Beanspruchungen weder von der Schraubenspannung noch von den Reibungskoeffizienten, sondern von der Bruchfestigkeit des Materials abhängig. Die Berechnung sollte also in diesem Falle nur auf Grund der Materialeigenschaften durchgeführt werden.