

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

Band: 5 (1956)

Rubrik: IV. Structures in steel and light alloys

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: 05.04.2026

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

IV

Construções de aço e de ligas leves

Constructions en acier et en alliages légers

Structures in steel and light alloys

Tragwerke aus Stahl und aus Leichtmetall

Relator Geral
Rapporteur Général
General Reporting Member
Generalreferent

JOHN I. PARCEL
St. Louis, Mo

IVa

Construções ligeiras de aço
Constructions légères en acier
Light construction in steel
Leichtbauten in Stahl

IVb

Construções de ligas leves
Constructions en alliages légers
Construction in light alloy
Bauwerke aus Leichtmetall

IVc

Estruturas diversas (antenas, etc.)
Ossatures diverses (Pylônes, etc.)
Various structures (Power transmission poles a. s. o.)
Verschiedene Tragwerksformen (Masten und Türme usw.)

IVd

Conservação das construções metálicas
Entretien des constructions métalliques
Maintenance of metal structures
Unterhalt von Stahlbauten

IV

Structures in steel and light alloys

Tragwerke aus Stahl und aus Leichtmetall

Construções de aço e de ligas leves

Constructions en acier et en alliages légers

General Report – Generalreferat – Relatório Geral – Rapport Général

JOHN I. PARCEL

St. Louis, Mo

The original plan for Theme IV contemplated the division of the subject into four sub-themes, viz:

IVa – *Light construction in steel*

IVb – *Construction in light alloy*

IVc – *Various structures (Power transmission poles a. s. o.)*

IVd – *Maintenance of metal structures*

Six papers have been submitted in this field. It is proposed here to briefly review these papers and attempt to draw whatever conclusion the results of the studies suggest.

IVa – No papers presented under this heading.

IVb – Paper by K. C. ROCKEY, M. Sc., Ph. D., A. M. I. C. E., entitled
«*The design of web plates of light alloy plate girders*».

This paper presents the results of a very extensive experimental investigation of the behavior of the webs of plate girders composed of high-strength aluminium alloy designated in the British Standards as H10WP.

The test specimens were comparatively small models with a clear web depth of 12" and a stiffener spacing of 4-7/8". Both single and double angle stiffeners were used and a total of some 200 plate-stiffener combinations were studied. In general, all specimens were tested to destruction, since a prime objective of the investigation was to determine the post-buckled action of the web. Also many strain gauge readings were taken and lateral deflections (dishing) of the web observed and measured.

In justification of the rather ambitious experimental program carried out the author mentions the following points:

a) Possibly due to the increasing use of shear resistant web plates in airplane structures, much research, theoretical and experimental, has been devoted to the problem of the buckling of plates in shear. The general form of the equation for the buckling shear stress, T_{cr} , has been established (by Timoshenko and others) as

$$T_{cr} = \frac{K\pi^2 D}{d^3 t}$$

where D is the flexural rigidity of a unit width of web plate and d and t are the clear depth and the thickness, respectively. K is a constant, to be determined, analytically or experimentally, for the given conditions of the problem. Its value depends not only on the stiffener spacing, b , but on the ratio of the flexural rigidity of the stiffener to the flexural rigidity of a width of plate equal to the stiffener spacing. In fact, the heart of the problem is to determine the relationship between K and a dimensionless parameter $\gamma = \frac{EI}{bD}$.

b) Efforts to determine the relation of K to γ theoretically have met with the difficulty that in order to render the problem amenable to mathematical treatment, various simplifying assumptions must be made which vitiate the results and render them unsafe for practical use without experimental verification.

c) While several attempts have been made to determine the relation of K to γ experimentally, in the author's opinion none of these has been entirely successful, the principal value of the studies being the negative one of showing that the theoretical values given by Timoshenko and by Way are incorrect.

The author's objective was to carry out an experimental investigation that would give values for K suitable for design use.

He obtains a set of empirical equations giving K in terms of γ for various conditions and later presents a set of equations for T_{cr} which may be used in design.

The author recommends that whenever the buckling stress is less than the basic permissible working stress, the web be designed to act in the post-buckled stage. The type of structural behavior in this case is wholly different from the pre-buckled stage in that the web structure now simulates the action of a truss, the stiffeners serving as posts and web tension as diagonal. Designing in accordance with the author's recommendations results in much higher permissible stresses than are now commonly used.

It is noted that in some cases the bulging of the web in the post-buckled state may be undesirable for aesthetic reasons and that this, rather than the effect on the ultimate carrying capacity, will often govern the permissible stress.

The proposed design formulas reflect this view.

In addition to the investigation of shear buckling the author has also made a rather extensive study of the buckling of thin webs subjected to

pure bending stresses. These tests were also carried into the post-buckled stage. It is the author's conclusion that «for girders of normal proportions failure was, as expected, due to flange collapse and not due to any form of web failure».

While the design formulas proposed can only be *directly* used for aluminium alloy of the type used in the test pieces, deductions that may be drawn from the general behavior of the girders should have a wide application.

IVc-(1) The paper by Messrs. FERRY BORGES and ARGAS LIMA entitled «*Experimental study of towers for high tension lines*» presents the results of a very interesting series of tests on electrical transmission towers. Some of the tests were on 1/6 and 1/7 scale models and some on full-sized prototypes.

Tests were made for vertical and transverse loads, both symmetrical and unsymmetrical. For the former, close agreement was found between measured and calculated stresses, while for the latter there was in some cases a large discrepancy, the actual stresses being much less than the computed stresses. The authors state that this was due to the fact that the analytical method used in the stress computation was based on unsuitable hypotheses. A revised method was later devised which closely agreed with the measured results.

Neither method is adequately described, so no general conclusions can be drawn.

On both models and prototype tests were apparently carried to failure and in this process a number of weak details were discovered and eliminated.

(2) Paper by Mr. H. SAUNDERS, A. I. Struct. E., entitled — «*Castellated construction*».

This paper describes a novel procedure for increasing the depth (and therefore the bending resistance) of rolled sections, without increasing the weight, by means of a zig-zag horizontal cut in the web which leaves a pair of unsymmetrical toothed sections which are then shifted to bring the points of the teeth into contact and so welded. This gives a deeper beam of the same weight with a perforated web.

The advantages are obvious. As a matter of practical convenience the depth increase is usually limited to 50 % and the author's table shows that the increase in section modulus is roughly proportional to the increase in depth. There is thus obtained a 50 % added bending resistance with no increase in weight.

The disadvantages are equally obvious — the added fabrication costs due to the flame cutting and welding and the decreased shear resistance and tendency to buckling due to the weakened web.

Regarding the first point the author states that experience in Britain indicates that the saving in weight may be taken to range from 11 % to 47 % and the *net money saving* is about half of this.

It is agreed that the castellated beam is especially adapted to the case where a light load is to be carried over a long span. It is not suitable for short beams where the shear effect is critical nor for the case where heavy load concentration must be carried.

It would appear that the stress condition in a castellated beam would be so complex as to defy mathematical analysis. In view of this.

the United Steel Structural Company of which Mr. SAUNDERS is a Director, instituted a series of full scale tests on typical beams, the tests including an extensive survey of the stress field as well as loading to failure.

The author does not discuss the test results in detail, indicating that the program is continuing, but it is stated that in all beams so far tested, no shearing failure intervened until the load reached a value of 3-1/2 times that which would cause a bending stress of 10 tons per square inch in the flange. It would thus appear that in spite of the perforated web, the castellated beam has ample shearing strength.

The author refers to a photo-elastic study of the stress patterns in a castellated model made by the Civil Engineering Department of the University of Glasgow but these results are not discussed.

The paper concludes with the description of some ten or twelve construction projects on which castellated beams were used. These would indicate that this structural form has achieved considerable popularity in Great Britain — as might be expected if a money saving of 6 % to 24 % can be achieved.

The author notes that the construction has been used to some extent in Europe; so far as the present writer knows is has not so far found application in the United States.

IVd - (1) Paper by Dr. - Ing. WALTER WOLF entitled «*Maintenance of steel structures*». This paper is devoted primarily to the subject of protection of iron and steel structures against corrosion and it presents a very thorough survey of the field.

The author begins by noting that the corrosion problem cannot be solved by removing the cause — always the most desirable method when possible. But the causes of the corrosion of metals — moisture and gasses — are unavoidable concomitants of our way of life and must be accepted. A table is presented showing the remarkable variation in the rate of corrosion of unprotected iron and steel — this ranges from 5 to 1000 gr./mm.

Three methods of protection are discussed — alloying (which is not recommended except in special cases), painting and coating with protective metal (e. g. zinc or aluminum).

Great stress is placed on thorough preparation of the surface before paint or metal coating is applied. The various methods of preparation — hand-cleaning, sand blasting, flame cleaning, etc. — are discussed at some length. The complete removal of mill scale is recommended in all cases.

In the matter of painting it is noted that there is no single paint that can be said to be best in all cases. Generally speaking the author favors the old, well-tried red lead as a prime coat and mentions several different combinations for the outer coats.

For locations where atmospheric conditions are normal and free from industrial impurities one prime coat and one finish coat are recommended. For a marine climate or an industrial location it is considered desirable to apply at least 2 prime coats and two outer coats.

A brief discussion of metal coatings (applied by spray, bath or electrolytically) is given. When properly applied to a well prepared surface excellent results are obtained. One of the protective coverings

that can be obtained consists of a thin zinc coat sprayed on the steel surface (which must be cleaned to the «white metal»), this surface roughened by application of phosphate and then given the normally required coats of paint. This process is relatively costly but gives very long-lasting protection and hence is especially adapted for hydraulic structures and others where inspection and re-painting are especially difficult.

In regard to painting, the paper emphasizes the economic advantage of using only the best materials in the original paint job. The cost of materials is only 20 % to 25 % of the total cost of applying a coat of paint; if by using high-grade materials the paint lasts 3 or 4 times as long as would a cheap job, the money is well spent.

It is noted that structural steel is often placed in an unfavorable competitive position in the construction market (compared, say, to reinforced concrete) due to the widely held belief that, because of the requirement for frequent repainting, the maintenance cost for steel is always much higher.

It is conceded that where the original paint job is a poor one, caused either by careless workmanship or an effort to save on materials cost or both, the maintenance cost may indeed be very high. However, it is the author's opinion — and he cites a number of distinguished authorities in support of this — that if the original painting is first-rate and is followed by careful periodic inspection, the maintenance cost of steel is no higher than that of reinforced concrete.

The paper concludes with a discussion of the role that can be played by the designer in promoting lower maintenance costs by avoiding sharp corners, pockets and other rust-inducing details. Modern type box sections are, in this respect, obviously much superior to U- and T-shapes and a welded hollow box section is a nearly ideal form for reducing the likelihood of corrosion. Several examples are shown.

(2) Paper by Messrs. A. van AALST and G. J. DOLPHIJN, entitled — «*Maintenance of steel construction*».

While this paper contains some discussion of the corrosion problem in general, it is principally concerned with rust protection of hydraulic structures. Three types of protection are discussed:

- a. *Paint*
- b. *Bituminous Covering*
 1. Asphalt Bitumen
 2. Tar Bitumen
- c. *Metal Coating*
 1. Zinc
 2. Aluminum

The authors agree that paint on underwater structures has a very limited life and is not recommended.

Asphaltic Bitumen gives excellent results and the authors consider tar bitumen, when certain admixtures (which are described) are provided, can be made quite satisfactory.

Zinc coating obtained by immersion in a hot zinc bath (galvanizing) furnishes good protection; application of zinc by spray or by use of paint containing a high percentage of zinc powder is not so highly recommended.

Aluminum, applied by spray gives very good protection for hydraulic structures, its principal disadvantage being its high cost.

The paper closes with a discussion of the corrosion problem in reinforced concrete in which the authors present their own theory of the chemical interaction between the steel and the concrete. This is highly technical and difficult to summarize.

In the matter of rust prevention (or the reduction of corrosion) the authors make the usual recommendation that new structures should provide ample cover for the steel and be designed to minimize cracking as far as possible.

For protection of existing structures where the steel has become exposed some type of bitumen covering is recommended.

(3) Paper by M. F. PALMER, M. I. C. E., M. I. Struct. E., entitled — «*Repairs and maintenance of steel structures*».

This paper covers a variety of topics.

In the recently conducted program of repairs on the Tower Bridge, a limited use was made of a novel and ingenious method of repairing rusted rivet heads by thoroughly cleaning the surrounding space and then welding the heads to the plate. This would appear to be a simpler and cheaper process than cutting out the old rivets and replacing them with rivets of bolts. As the author notes, this is often a difficult and costly operation since, particularly in the case of punched holes, it is seldom possible to drive out the old rivets — they must be drilled out.

Some tests made indicated that a repair of this type provides the full strength of the original connection.

The paper discusses some of the faults in design of structures which lead to serious maintenance problems — inaccessibility of details, water pockets, unprotected roller nests, inadequate expansion joints, etc.

The paper also devotes considerable space to the subject of cleaning and painting of steel work. Wire brushing, grit blasting, phosphating, flame cleaning and pickling are discussed, as are painting, metal spraying and galvanizing.

On these topics the author's views appear, generally speaking, to be quite in line with those of Dr. WOLF and Messrs. van AALST and DOLPHIJN.

Mr. PALMER also fully agrees with Dr. WOLF on the great superiority of welded construction from the standpoint of maintenance.

SUMMARY

Theme IV does not present a single, closely integrated subject and the papers presented are so diverse in character that it is difficult to draw general conclusions applying to the field as a whole.

Considering the three sub-divisions:

IVb — Dr. ROCKEY has presented a new set of design formulas for stiffened webs of aluminum plate girders. The formulas reflect aesthetic as well as strength considerations.

The results of his extensive test program reinforced the design principle, widely known but as yet not generally reflected in specifications, that rational «safe unit stresses» can only be determined by considering their relation to the ultimate carrying capacity of the structure as a whole.

Dr. ROCKEY'S Table I shows that for the 8 cases reported, the ultimate load was from 5 to 8 times the nominal critical buckling load and about 3 times the load producing initial yield.

IVc-(1) The paper by Messrs. BORGES and LIMA indicates that in spite of the enormous progress that has been made in perfecting the *theory* of structures, there is still something to be learned from testing models to destruction.

(2) Probably every designing engineer has at times chafed at the limitations in the size of rolled sections — wishing he might get a deeper beam without too much added weight. Mr. SAUNDERS' paper presents a novel and clever method of approximating this by cutting the web so as to provide two tooth-like sections and shifting and welding these to produce an open webbed girder, stretched out in depth but of the same weight.

IVd — The three papers on maintenance of steel structures present a thorough treatment of the problem of protection against corrosion for steel structures of all types and in varied locations. Mr. PALMER also presents some interesting data on bridge repairs.

ZUSAMMENFASSUNG

Thema IV stellt nicht einen einzelnen, zusammenhängenden Gegenstand dar, und die vorliegenden Berichte sind so verschiedenen Charakters, dass es schwierig ist, allgemeine Schlüsse über das Thema als Ganzes zu ziehen.

Betrachten wir die drei Unterabschnitte:

IVb — Dr. ROCKEY hat neue Bemessungsformeln für versteifte Stehbleche von Blechträgern aus Aluminium aufgestellt. Die Formeln berücksichtigen sowohl ästhetische als auch festigkeitstechnische Ueberlegungen.

Die Ergebnisse seines ausgedehnten Versuchsprogramms bestätigen das bereits bekannte, aber noch nicht allgemein bis ins Einzelne ausgearbeitete Bemessungsprinzip, nämlich dass vernünftige zulässige Spannungen nur angegeben werden können, wenn man ihre Beziehungen zur Höchsttragfähigkeit des Bauwerks als Ganzes berücksichtigt.

Dr. ROCKEY'S Tafel I zeigt, dass für die acht genannten Fälle die Höchstlast fünf bis acht Mal so gross war wie die zulässige kritische Beullast und ungefähr drei Mal so gross wie die Last welche den Flussbeginn hervorruft.

IVc-(1) Der Bericht der Herren BORGES und LIMA zeigt, dass man trotz des enormen Fortschrittes in der Vervollkommnung der Konstruktionstheorie aus Bruchversuchen an Modellen immer noch etwas lernen kann.

(2) Wahrscheinlich hat sich jeder Konstrukteur schon hie und da über die Begrenzung der Grösse von Walzprofilen aufgeregt und gewünscht, er könne einen grösseren Träger finden ohne das Gewicht

erheblich zu vergrössern. Der Bericht von Mr. SAUNDERS zeigt eine neue und geschickte Methode, dieses Ziel zu erreichen, indem man das Stehblech so zerschneidet, dass zwei sägeblattförmige Abschnitte entstehen, und diese so zusammensetzt und verschweisst, dass man einen Träger mit Oeffnungen im Stehblech erhält, der eine grössere Höhe, aber das gleiche Gewicht hat.

IVd – Die drei Berichte über den Unterhalt von Stahlkonstruktionen stellen eine umfassende Untersuchung des Problems Korrosionsschutz für Stahlbauten aller Arten und in verschiedenen Lagen dar. Mr. PALMER gibt auch einige interessante Angaben über Brückenreparaturen.

RESUMO

O tema IV não apresenta um assunto único e bem delimitado e as contribuições apresentadas são de características tão diversas que se torna difícil tirar conclusões gerais aplicáveis ao conjunto.

Considerando as três sub-divisões:

IVb – O Dr. ROCKEY apresentou uma nova série de fórmulas para o cálculo das almas reforçadas de vigas de chapa de alumínio. As fórmulas refletem considerações estéticas a par das de resistência.

Os resultados do seu extenso programa de ensaios vêm confirmar o princípio de cálculo já conhecido, mas que até agora não se tem geralmente reflectido nos cadernos de encargos, de que as «tensões unitárias de segurança» só podem ser determinadas racionalmente considerando-as em relação à capacidade de carga final da estrutura completa.

A tabela I da contribuição do Dr. ROCKEY mostra que nos oito casos examinados a carga era de cinco a oito vezes maior que a carga crítica nominal de encurvatura e três vezes maior que a carga que produzia a deformação inicial.

IVc – (1) A contribuição dos Srs. BORGES e LIMA mostra que, apesar dos progressos enormes feitos no aperfeiçoamento da *teoria* das estruturas, ainda há algo a aprender em ensaios de modelos à rotura.

(2) Todo o Engenheiro de estudos já reagiu certamente contra as dimensões limitadas dos perfis laminados e desejou ter à sua disposição vigas mais altas sem acréscimo exagerado de peso. A contribuição do Sr. SAUNDERS apresenta um método original e interessante, para satisfazer esse desejo, recortando a alma de um perfilado em forma de dentes, deslocando e soldando as peças assim obtidas de modo a ter uma viga de alma aberta, de altura maior e de peso igual.

IVd – As três contribuições referentes à conservação das estruturas metálicas tratam de maneira muito completa o problema da protecção contra a corrosão das estruturas de todos os tipos e em vários locais. O Sr. PALMER apresenta igualmente alguns dados interessantes sobre a reparação das pontes.

RÉSUMÉ

Le thème IV ne concerne pas un sujet unique et bien déterminé, et les contributions présentées ont un caractère tellement divers qu'il est difficile d'en tirer des conclusions générales pouvant s'appliquer à leur ensemble.

En considérant les trois subdivisions :

IVb – Le Dr. ROCKEY a présenté une nouvelle série de formules pour le calcul des âmes renforcées de poutres en tôle d'aluminium. Les formules se fondent sur des considérations tant esthétiques que de résistance.

Les résultats de son vaste programme d'essais viennent confirmer le principe de calcul bien connu, mais qui n'apparaît guère encore dans les cahiers des charges, de ce que les « contraintes unitaires de sécurité » ne peuvent être déterminées rationnellement qu'en les considérant par rapport à la capacité de charge finale de l'ensemble de la structure.

Le tableau 1 de la contribution du Dr. ROCKEY montre que pour les huit cas examinés, la charge finale était cinq à huit fois plus grande que la charge nominale de voilement et environ trois fois plus grande que la charge produisant la déformation initiale.

IVc – (1) L'article de MM. BORGES et LIMA montre que malgré les progrès énormes faits dans le perfectionnement de la *théorie* des structures, il y a encore beaucoup à apprendre par des essais à la rupture sur modèle.

(2) Il est probable que tout ingénieur d'étude s'est une fois ou l'autre heurté aux dimensions limitées des profils laminés, souhaitant disposer d'une section de hauteur plus grande sans augmentation de poids exagérée. L'article de M. SAUNDERS présente une méthode originale et intéressante de satisfaire à ce désir en découpant l'âme d'un profilé en créneaux, en déplaçant et soudant les deux pièces ainsi obtenues de manière à avoir une poutre à âme ajourée, plus haute et de poids égal.

IVd – Les trois articles concernant l'entretien des structures métalliques traitent d'une manière très complète le problème de la protection contre la corrosion des structures de tous types dans les lieux les plus divers. M. PALMER présente également quelques renseignements intéressants sur la réparation des ponts.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVb1

The design of the webplates of light alloy plate girders

Die Berechnung der Stehbleche von Leichtmetallträgern

Cálculo das almas das vigas de ligas leves

Calcul des âmes des poutres en alliages légers

K. C. ROCKEY

M. Sc. (Eng.), Ph. D., A. M. I. C. E.

University College - Engineering Department

Swansea

1. Introduction.

This paper presents the general conclusions obtained from extensive tests on girders constructed of H. 10. WP. ⁽¹⁾ high strength aluminium alloy. With the aid of the new experimental information an improved procedure for the design of plate girder webplates constructed of high strength aluminium alloys has been developed.

The proposed design procedure, in fully recognising that the buckling of plate girder webplates merely results in a redistribution of the stress system, recommends that when the buckling stress is below the maximum permissible working stress, the webplate be designed to operate in the postbuckled range. The extent to which the plate may be loaded beyond the buckling load is, in many cases controlled by aesthetic requirements rather than stress requirements.

One important feature of the proposed design procedure is the new relationships between the size and spacing of intermediate vertical stiffeners and the buckling stress of the stiffened webplate.

2. The Behaviour of Stiffened Webplates Subjected to Shear Stresses.

2.1. Background.

Theoretical studies [1, 2, 3] have shown that the shear buckling stress (T_{cr}) of rectangular panels is given by equation (1); K being a coefficient,

⁽¹⁾ See British Standard 1470:1948. Wrought Aluminium and Aluminium Alloy.

the value of which depends upon the superficial dimensions of the panel and the type of edge support, see figure 1.

$$T_{cr} = \frac{K \pi^2 D}{d_c^2 t} \quad (1)$$

where $D =$ Flexural Rigidity of Unit Width of Plate $= \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$

$\mu =$ Poisson's Ratio

$d_c =$ Clear Depth of Webplate

$b =$ Width of Unstiffened Plate or Stiffener Spacing for Stiffened Plate

$t =$ Thickness of webplate

$E =$ Young's Modulus of Material.

As will be seen from figure 1, the value of K increases with decreasing values of the aspect ratio b/d_c . It is therefore evident that by the judicious use of effective intermediate stiffeners the buckling stress

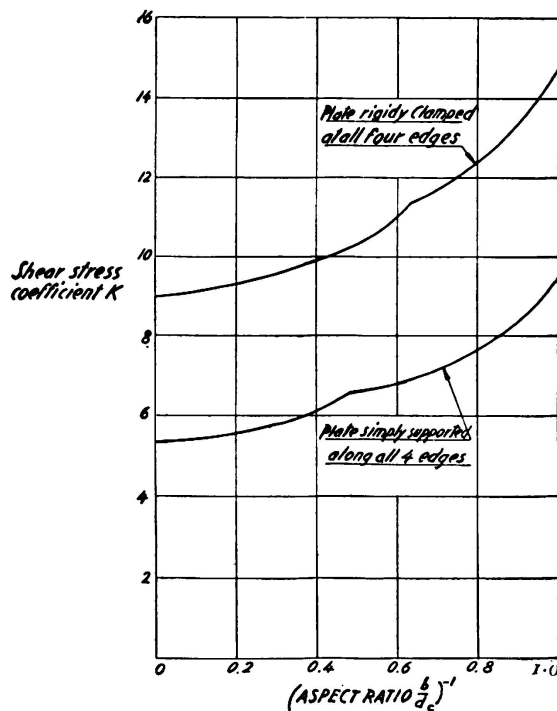


FIG. 1

of a plate can be increased to any desired value. However, it must be appreciated that the buckling stress of a plate stiffened by intermediate stiffeners is not solely dependent upon the spacing of the stiffeners, being affected by the relative value of flexural rigidity of the intermediate stiffener (EI) employed to the flexural rigidity of a strip of webplate equal in width to the stiffener spacing b .

Theoretical relationships [1, 4, 5] between the size and spacing of intermediate stiffeners and the buckling stress of the stiffened webplate have been obtained for different conditions of edge support and panel dimensions. However, in obtaining these relationships the investigators have made certain simplifying assumptions which are not strictly correct.

Therefore, before these relationships can be used in practice, experimental confirmation is necessary. Unfortunately, however, not one of the experimental investigations [6, 7, 8] conducted to date has been successful.

2. 2. The Buckling of Stiffened Webplates Subjected to Shear Stress.

As mentioned above, before a correct and therefore reliable design procedure can be developed, it is essential that the relationships between the buckling stress of the stiffened panel and the size and spacing of the stiffeners be known. An experimental investigation with this objective was, therefore, conducted by the writer. Over 200 different plate-stiffener combinations were investigated, involving the use of 18 plate girders and 20 shear panels constructed of H. 10. WP. aluminium alloy.

The analysis of the results provided the following empirical relationships between the critical shear stress coefficient K and the non-dimensional parameter γ .

$$K = K_u + A (\gamma)^{1/3} \tag{2}$$

in which

$$\gamma = \frac{EI}{Db}$$

EI = Flexural Rigidity of Stiffeners

Db = Flexural Rigidity of Plate equal in width to stiffener spacing

K_u = Critical Shear Stress Coefficient of the Unstiffened Plate

K = Critical Shear Stress Coefficient of the Stiffened Plate, being equal to the maximum value K_L for values of γ equal to or

greater than $\gamma_L \left(= \frac{EI_L}{Db} \right)$

A = A constant, the value of which depends upon the effective aspect ratio α_e and the type of stiffener employed.

For double and single sided stiffeners.

$$K_L = 7.0 + 5.6 (\alpha_e)^{-2} \tag{3}$$

For double sided stiffeners.

$$\gamma_L = 27.75 (\alpha_e)^{-2} - 7.5 \tag{4}$$

$$\alpha_e = \frac{\text{clear web distance between stiffeners } bc}{\text{clear web depth } d_c}$$

For single sided stiffeners.

$$\gamma_L = 21.5 (\alpha_e)^{-2} - 7.5 \tag{5}$$

$$\alpha_e = \frac{\text{stiffener spacing } b}{\text{clear web depth } d_c}$$

The moment of inertia of double sided stiffeners to be taken about the centre line of the webplate and the value for single sided stiffeners to be taken about the surface of the webplate in contact with the stiffener.

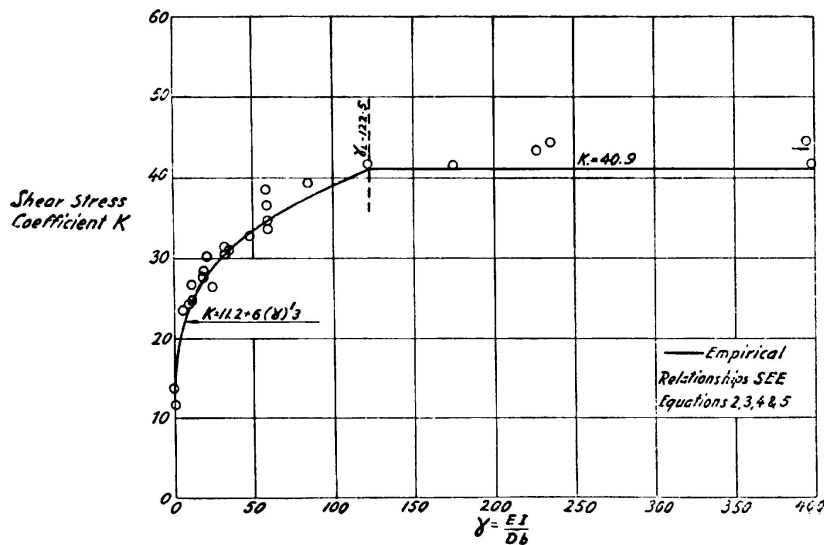


FIG. 2. Experimental values obtained when employing single sided stiffeners at $4\frac{1}{8}$ " centres on webplates having a clear depth of 12"

One restriction in the use of the above relationships is that they are only valid when the attached stiffener leg is equal to or greater than the thickness of the webplate.

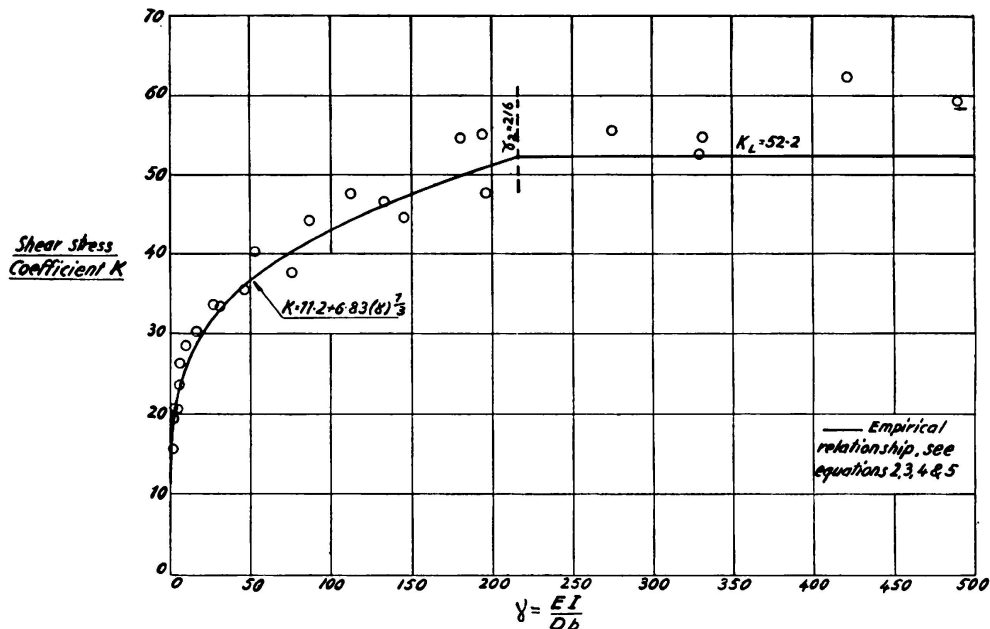


FIG. 3. Experimental values obtained when employing double sided stiffeners at $4\frac{7}{8}$ " centres on webplates having a clear depth of 12"

To illustrate the above laws, the experimental values obtained from tests involving single and double sided stiffeners spaced at $4\frac{1}{8}$ " centres on girders having a clear webplate depth of 12" are plotted in figures 2

and 3. Also plotted are the empirical relationships given above. In calculating the value of K_m , it has been assumed that the webplate, which had an aspect ratio of 1.625:1, received a completely clamped support along all 4 edges.

2.3. *The Post-Buckled Behaviour of Stiffened Webplates Subjected to Shear Stresses.*

2.3.1. *The Behaviour of the Stiffeners.*

In addition to its function of increasing the buckling stress of a webplate, it is essential that an intermediate stiffener shall operate as a fully effective member when the webplate is loaded beyond its buckling load. Tests were therefore carried out on stiffened webplates to examine the post-buckled behaviour of webplates reinforced by relatively flexible stiffeners.

In order to have a standard against which the behaviour of other stiffened webplates could be compared, one girder, BTG/1, was fitted with a fairly rigid set of intermediate stiffeners, see Table 1. The tests established that stiffeners having a flexural rigidity at least equal to EI_L operated as effective members when the webplate was loaded beyond the buckling load; this being clearly indicated by the values given in Table 1

However, during those tests involving single sided stiffeners, it was noted that the distortions of the stiffeners, were greater than those occurring in double sided stiffeners at corresponding values of the load ratio w/w_{cr} . For this reason it is recommended that the depth of the outstanding leg shall not be greater than 12 times its thickness unless it be reinforced by some form of lip.

2.3.2. *The Behaviour of the Webplate.*

It is now generally accepted that of all the various theories of failure which have been proposed, the Hencky-von Mises theory of constant shear strain energy of distortion is the one which satisfies most loading conditions. According to this theory yielding will occur when the maximum comparison stress σ_{mc} given by equation (6), reaches the yield stress of the material as obtained by a simple tensile test.

$$\sigma_{mc}^2 = \sigma_x^2 + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2 - \sigma_x \sigma_y \quad (6)$$

where σ_x , σ_y and τ_{xy} are the stress conditions occurring in any rectangular system of co-ordinates.

With the aid of the strain gauge readings taken during the tests, it has been possible to determine the loads at which the webplates first yielded, the values obtained being given in Table 1.

The mean of the experimental relationships between the ratio of the comparison stress σ_{mc} to the idealised comparison stress $\tau \sqrt{3} T$ and the loading ratio T/T_{cr} is plotted in figure 4.

TABLE 1

Girder Reference No.	Buckling Load Tons W_{cr}	Corresponding Shear Stress Tons/sq. in. τ_{cr}	Ultimate Load Tons W_{ult}	Load at which yielding occurred in the web plates. Tons W_{yield}	$\frac{W_{ult}}{W_{cr}}$	$\frac{W_{yield}}{W_{cr}}$	$\frac{W_{ult}}{W_{yield}}$	Load at which initial yielding occurred in stiffeners Tons W_s	$\frac{W_s}{W_{cr}}$	$\frac{\gamma}{\gamma_L}$
BTG/1	4.6	2.64	25.4	8.2	5.54	1.78	3.1	24.0	5.2	3.68
BTG/2	4.5	2.58	24.96	N.D	5.55	—	—	22.0	4.88	1.12
BTG/3	3.8	2.22	22.6	8.25	5.95	2.17	2.74	14.0	3.68	0.65
BTG/4	4.7	2.65	23.2	7.0	4.94	1.49	3.32	12.7	2.7	0.80
BTG/5	4.4	2.53	23.65	8.5	5.38	1.93	2.78	11.7	2.67	1.37
BTG/8	7.83	4.66	25.0	N.D	3.20	—	—	N.D	—	1.47
BTG/10	1.67	2.30	13.35	N.D	8.17	—	—	N.D	—	5.1
ATG/1	4.62	2.31	25.5	9.1	5.5	1.97	2.8	N.A	N.A	Unstiffened plate

N. D = Not Determined

N. A = Not Applicable.

Using figure 4 in conjunction with equations (1) to (5), the applied shear stress at which any panel will start to yield can be readily determined.

Now since a factor of safety of 2.4 against general yielding is used with high strength alloys at the present time [9], and the maximum stress in a buckled plate is only approximately 1.85 times the mean stress, the mean stress at which localised yielding will occur in the webplate is greater than the maximum permissible stress, as indicated in figure 5.

Therefore, when designing webplates to operate in the immediate post-buckled range, the only additional requirement will be that of ensuring that the buckle patterns are not too prominent at working loads.

A small survey was, therefore, conducted in which the reaction of students to various depths of buckle formations was obtained. The survey showed that for values of the ratio w/w_{cr} up to 1.5:1, the students, who were not aware of the loading conditions, either failed to detect by visual examination the presence of buckles or thought that the depth of the buckles was less than the thickness of the webplate. It is therefore considered that there could be no objections on aesthetic grounds

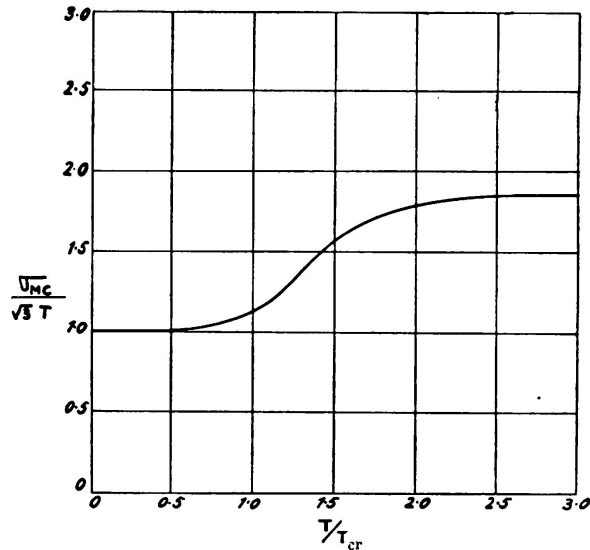


FIG. 4

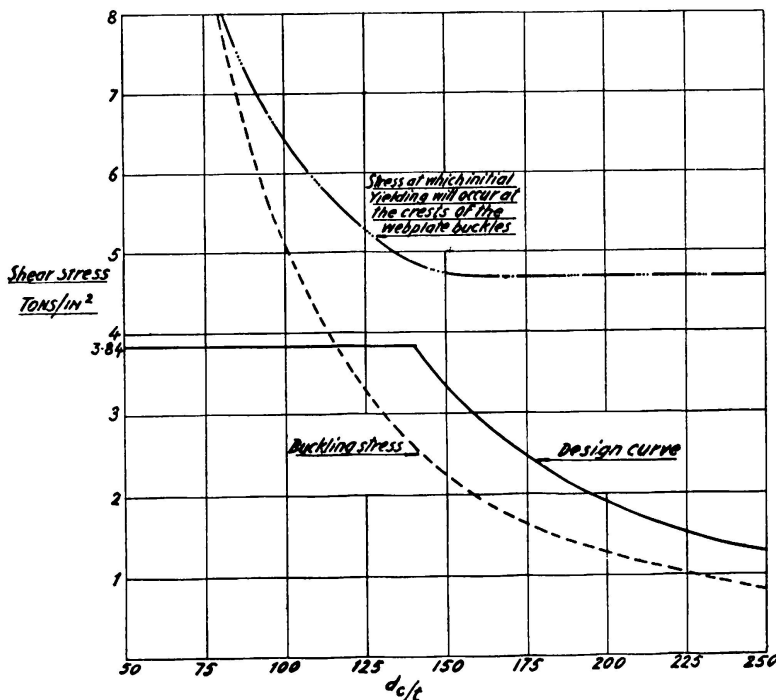


FIG. 5. Relationship for webplates reinforced by intermediate vertical stiffeners possessing a flexural rigidity EI_1 and spaced so that an effective aspect Ratio of one is obtained

to the use of webplates which had been loaded up to 1.5 times the buckling load.

3. The Behaviour of Webplates Subjected to Bending Stresses.

3.1. Background.

The buckling and subsequent behaviour of webplates loaded by bending moments in the plane of the plate has not been studied to the same extent as buckling due to shear. Nevertheless, theoretical values for the buckling stress of initially plane rectangular plates have been obtained for a wide range of edge conditions and plate dimensions [1, 10, 11, 12].

The buckling stress σ_{cr} is given by equation (7) in which K_b is a coefficient, the value of which depends upon the superficial dimensions of the plate and the type of edge restraint, see figure 6.

$$\sigma_{cr} = \frac{K_b \pi^2 D}{d_c^2 t} \quad (7)$$

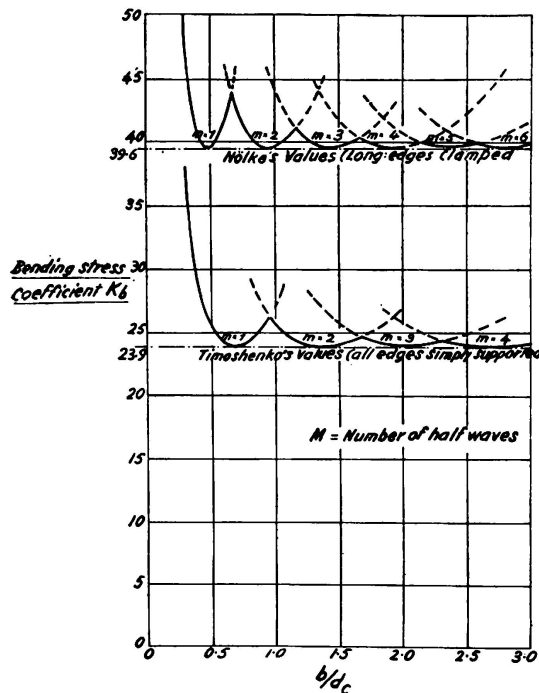


FIG. 6

A number of investigators [13, 14, 15, 16] have conducted tests on webplates subjected to pure bending stresses, and although each investigation has provided interesting and sometimes new information, no conclusive results have been obtained to date.

3.2. The Buckling and Post-Buckled Behaviour of Webplates Subjected to Bending Stresses.

Extensive tests on thin webplates subjected to pure bending stresses have been conducted by Jenkins (2) and the writer, in order to obtain further information on the buckling and post-buckled behaviour of such plates.

With reference to the buckling of the webplates, with those webplates which were initially plane, well defined buckling loads which were in reasonably close agreement with Nolke's [10] theoretical values were obtained.

In addition, it was found that when the initial webplate deformations were less than half the thickness of the webplate, the webplate would

(2) One time Post-graduate student at the University College of Swansea.

buckle into a wave pattern similar to that predicted by theory [12], but that when the deformations were large, the buckle pattern was governed by the form of initial deformations.

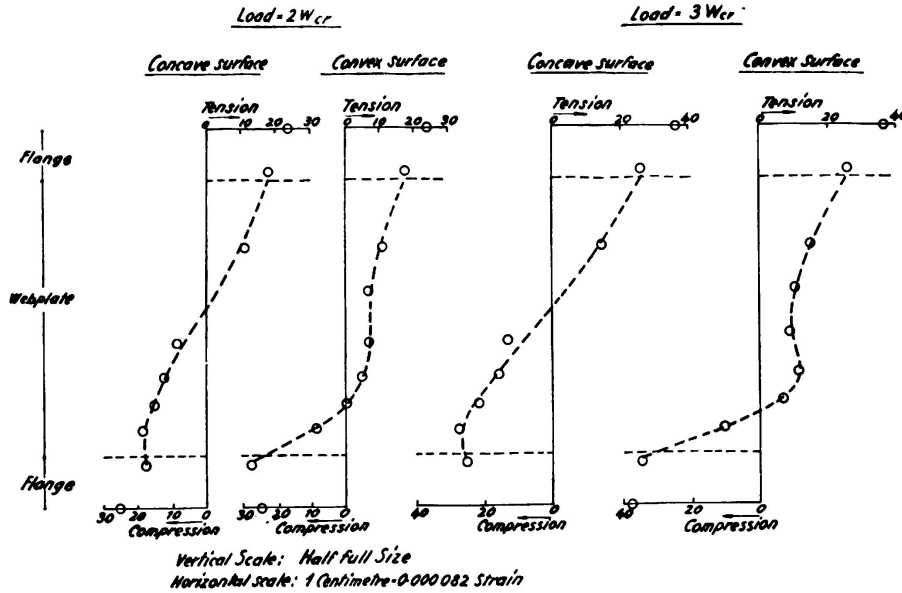


FIG. 7. Experimental results showing the distribution of strain along the vertical centreline of a panel

The surface strains of the webplates in the postbuckled range did not generally show agreement with the theoretical form [12]. In all cases, the stress in the webplate adjacent to the flanges exceeded the values at any other part of the webplate, as illustrated in figure 7.

4. The design of the webplates of plate girders constructed of high strength aluminium alloys possessing properties similar to H. 10. WP alloy (3).

In addition to determining new fundamental knowledge, one of the ultimate aims of engineering research is the improvement of design regulations. In what follows, a design procedure is developed using the evidence obtained from the investigations referred to in the previous sections.

In section 2.2, the relationships between the critical shear stress coefficient K of the stiffened plates and the non-dimensional parameter γ were discussed. With these empirical relationships it is possible to design a stiffened webplate so that it will buckle at a given stress. Now, tests have shown that stiffeners which possess a flexural rigidity EI equal to or greater than EI_L , will operate effectively when the webplate is loaded beyond the buckling load, providing the outstanding legs are not

(3) See British Standard (as front page).

too thin. It is therefore recommended that intermediate stiffeners shall possess an effective inertia I of not less than I_L , see equations (8) and (9).

Single Sided Stiffeners.

$$I_L = \left[1.97 \left(\frac{d_c}{b} \right)^2 - 0.7 \right] bt^3 \quad (8)$$

Double Sided Stiffeners.

$$I_L = \left[2.54 \left(\frac{d_c}{b_c} \right)^2 - 0.7 \right] bt^3 \quad (9)$$

For webplates reinforced by stiffeners having the above properties, the buckling stress of the stiffened panel is given by equation (3).

$$K = 7.0 + 5.6 (\alpha_0)^{-2} \quad (3)$$

Now, as stated in 2.3.2. it is considered that there are no objections on aesthetic grounds to the use of webplates loaded up to 1.5 times the buckling load. Therefore, the permissible design shear stress (T_{perm}) is given by equation (10).

$$T_{perm} = \frac{1.5 (7.0 + 5.6 (\alpha_0)^{-2}) \pi^2 E}{12 (1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{d_c} \right)^2 < 3.84 \text{ tons/in}^2 \quad (10)$$

With regard to the design of panels subjected to pure bending, as as stated in section 3.2, the maximum stresses in the unsupported webplate occur adjacent to the flanges. Therefore, since the flange stress is always greater than the webplate stress, the design of the flanges will ensure that at all times the stresses in the webplate do not exceed the safe permissible values. Therefore, when designing webplates subjected to pure bending stresses to operate beyond the buckling load, the only additional consideration, as was the case for shear buckling, will be that of ensuring that the buckle formations are not too prominent at working loads.

In determining the buckling stress, it will be assumed that the flanges provide a partial (50 %) clamped edge support to the webplate. Therefore, the permissible design stress (σ_{perm}) is given by equation (11)

$$\sigma_{perm} = \frac{1.5 (31.75) \pi^2 E}{12 (1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{d_c} \right)^2 < 6.7 \text{ tons/in}^2 \quad (11)$$

When the maximum permissible bending stress of 6.7 tons/in² in the flange and the maximum permissible shear stress of 3.84 tons/in² in the webplate occur at the same section, a minimum factor of safety of 1.6 is obtained against yielding of the webplate adjacent to the flanges. This is considered quite satisfactory.

The stresses at which a plate subjected to combined shear and bending would buckle may be calculated by employing equation (12), where T_{cr} and σ_{cr} are the stresses at which the plate would buckle when subjected to pure shear and pure bending respectively

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_{cr}}\right)^2 = 1 \quad (12)$$

If, as was assumed in the cases of pure shear and pure bending the webplate can be loaded up to 1.5 times the buckling load, then the maximum permissible design stresses can be determined from equation (13)

$$\left(\frac{\sigma_{perm}}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{T_{perm}}{T_{cr}}\right)^2 < 2.25 \quad (13)$$

where

$$\sigma_{cr} = \frac{31.75 \pi^2 E}{12 (1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{d_c}\right)^2$$

$$T_{cr} = \frac{(7.0 + 5.6 (\alpha_c)^{-2}) \pi^2 E}{12 (1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{d_c}\right)^2$$

Limits

$$\sigma_{perm} < 6.7 \text{ tons/in}^2$$

$$T_{perm} < 3.84 \text{ tons/in}^2$$

On comparing the design stresses proposed above with the existing design stresses for structures constructed of high strength aluminium alloys [9, 17], it will be found that much higher working stresses are proposed. Since, in many forms of construction, the self weight of the structure is a considerable proportion of the load carried, it will be appreciated that by employing these higher working stresses considerable savings in materials and construction costs will be effected.

5. Conclusion.

Although the design procedure proposed in the previous section can only be used when designing plate girder webplates of high strength aluminium alloy, the basic experimental information on which the design procedure is based can be used to develop design procedures for structures to be constructed in the more ductile but less strong aluminium alloys.

ACKNOWLEDGEMENT

The investigations conducted by the writer into the behaviour of the webplates of light alloy plate girders were kindly sponsored by the Aluminium Development Association.

BIBLIOGRAPHY

1. TIMOSHENKO, S. — *Theory of Elastic Stability*, Book. Engineering Societies Monographs. McGraw Hill Book Co. 1936.
2. STEIN, M. and NEFF, J. — *Buckling Stresses of Simply Supported Rectangular Flat Plates in Shear*. N. A. C. A. Tech. Note No. 1222, 1947.
3. BUDIANSKY, B. and CONNOR, R. W. — *Buckling Stresses of Clamped Rectangular Flat Plates in Shear*. N. A. C. A. Tech. Note No. 1559, 1948.
4. WANG, T. K. — *Buckling of Transverse Stiffened Plates under Shear*. Journal of Applied Mechanics (A. S. M. E). Vol. 14. No. 4. p. A-269, Dec. 1947.
5. STEIN, M. and FRALICH, R. W. — *Critical Shear Stress of Infinitely Long, Simply Supported Plate with Transverse Stiffeners*. N. A. C. A. Tech. Note No. 1851 April, 1949.
6. MOORE, R. L. — *An Investigation on the Effectiveness of Stiffeners on Shear Resistant Plate Girder Webs*. N. A. C. A. Tech. Note No. 862, Sept. 1942.
7. SCOTT, M. and WEBER R. L. — *Requirements for Auxiliary Stiffeners attached to Panels under combined compression and shear*. N. A. C. A. Tech. Note No. 921 1943.
8. MACKEY, S. and BROTTEN, D. — *An Investigation of the Behaviour of a Riveted Plate Girder under Load*. Journal Inst. of Struct. Engineers, April 1952.
9. Specifications for the Design and Fabrication of Structures of Alcoa Aluminium Alloy 61S-T6. April 1948. Aluminium Company of America.
10. NOLKE, K. — *Biegungsbeulung der Rechteckplatte*. Ingenieur-Archiv. 1937, Vol. 8.
11. JOHNSON, J. H. and NOEL, R. G. — *Critical Buckling Stress for Flat Rectangular Plate, Supported Along all Edges and Elastically Restrained Against Rotation Along the Unloaded Compressive Edge*. Journ. Aero. Sci. Vol. 20. No. 8. 1953, p. 535.
12. CHAPMAN, J. C. — *Behaviour in Pure Bending of Box Girders*. Engineer, 1954, 198 (5143) 252, 253-257.
13. MOORE, R. L. — *Observations of the Behaviour of Aluminium Alloy Test Girders*. Trans. of the American Soc. Civil Eng. Vol. 112, p. 901.
14. MADSEN, I — Report of Crane Girder Tests. Iron and Steel Engineer, Vol. 11. Nov. 1941, p. 47-97.
15. WÄSTLUND, G. and BERGMAN, S. — *Buckling of Webs in Deep Steel I Girders*. Report of the Institution of Structural Engineering and Bridge Building, Stockholm 1947.
16. KOLLBRUNNER, C. F. — *Tests on the Buckling of Plates Loaded by Triangularly Distributed Longitudinal Stresses*. Pubs. Intern. Assoc. of Bridge and Structural Eng. 3rd Congress. Liege, 1948, p. 301.
17. Specifications for Heavy Duty Structures of High Strength Aluminium Alloy. Proceedings American Soc. Civil Engineers. Vol. 76. No. 22. June 1950.

SUMMARY

The paper summarises the results obtained from several hundred tests on webplates of model light alloy plate girders. The test programme involved tests on webplates subjected to pure shear, pure bending and combinations of shear and bending.

Electrical resistance strain gauges and dial gauges were used to determine the buckling load of the webplates and to study in detail the post-buckled behaviour of the webplates.

As a result of the tests conducted, new formulae for the design of intermediate vertical stiffeners and the economical design of light alloy

webplates have been developed. The proposed design formulae recommend that the webplates of light alloy plate girders should, in certain instances, be designed to operate in the postbuckled range.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Arbeit fasst die Ergebnisse zusammen, welche aus mehreren hundert Prüfungen an Stehblechen von Leichtmetallträgern ermittelt wurden. Das Prüfungsprogramm umfasste Versuche an Stehblechen, welche reinem Schub, reiner Biegung sowie Kombinationen von Schub und Biegung unterworfen waren.

Elektrische und mechanische Dehnungsmesser wurden benützt, um die Beullast der Stehbleche zu ermitteln und im einzelnen das überkritische Verhalten der Stehbleche zu studieren.

Als Ergebnis der durchgeführten Versuche wurden neue Formeln für die Berechnung der vertikalen Zwischenaussteifungen und für die wirtschaftliche Bemessung von Leichtmetallstehblechen entwickelt. Die vorgeschlagenen Berechnungsformeln empfehlen, Stehbleche von Leichtmetallträgern in gewissen Fällen für den überkritischen Bereich zu dimensionieren.

RESUMO

O autor resume os resultados obtidos em várias centenas de ensaios de almas de modelos de vigas em chapa de liga leve. O programa de ensaios incluía ensaios de almas submetidas ao corte simples, à flexão simples e ao corte e flexão combinados.

Empregaram-se flexómetros eléctricos e de mostrador para determinar a carga de encurvadura das almas e para estudar em pormenor o seu comportamento depois de encurvadas.

Com os resultados destes ensaios estabeleceram-se novas fórmulas para o cálculo de reforços verticais intermédios e para o cálculo económico de almas de ligas leves. Estas fórmulas indicam que, em certos casos, as almas de vigas leves devem-se calcular para actuarem encurvadas.

RÉSUMÉ

L'auteur résume les résultats obtenus au cours de plusieurs centaines d'essais sur les âmes de modèles de poutres en tôle d'alliage léger. Le programme comprenait des essais sur des âmes soumises au cisaillement simple, à la flexion simple et au cisaillement et flexion combinés.

Des flexomètres électriques et à cadran furent utilisés pour la détermination de la charge de voilement des âmes et pour l'étude détaillée de leur comportement après voilement.

Tirées des résultats de ces essais, l'auteur a établi de nouvelles formules pour le calcul de raidissements verticaux intermédiaires et pour le calcul économique des âmes en alliage léger. Ces formules conseillent dans certains cas de calculer les âmes des poutres en alliage léger après voilement.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IV c 1

Experimental study of towers for high tension lines

Versuche über Hochspannungsleitungsmaste

Estudo experimental de postes para linhas de alta tensão

Etude experimentale de pylônes pour lignes à haute tension

FERRY BORGES
Research Engineer

Laboratório Nacional de Engenharia Civil

ARGA E LIMA
Assistant Engineer

Lisbon

INTRODUCTION

The fact that the supporting structures for the high tension electric lines represent a large proportion of their total installation costs justifies a thorough study of these structures. Furthermore as large numbers of identical structures are employed, it follows that a small economy achieved in individual elements represents a very large total economy.

This is one of the problems for which it will be possible to obtain important economies through the discussion of the fundamental problem of safety, especially on a statistical basis. The fact that great numbers of structures are being dealt with gives a large volume of information relative to the behaviour of these structures and makes it possible to handle this information on statistical and economic bases. These statistical studies, which have only just been initiated, are not presented here.

The principal difficulties of the application of analytical methods derive from structures in question not being isostatic and their strength being influenced by buckling. The rigorous treatment of buckling is particularly difficult due to the large number of elements and to the difficulty in defining the rigidity of joints.

The experimental methods, especially tests on prototypes, are particularly fruitful in this case, and their drawbacks, principally that of causing the destruction of the structure, in failure tests, are minimized by the fact of having to construct numerous identical structures.

The analytical methods are very useful for a preliminary design, but it is only by experimental tests that convenient information can be obtained of the overall behaviour of a structure and its joints. Experimental tests thus allow a more exact design and they moreover supply information for improving analytical studies.

This paper presents the methods followed at the Laboratório Nacional de Engenharia Civil in carrying out tests on models and prototypes and gives a summary of some of the conclusions derived from the tests (1).

2. Model tests.

Towers for two high tension lines (both 150 Kv) were studied by means of models. For one of the lines two types of towers were studied. Only one type was studied for the other line.

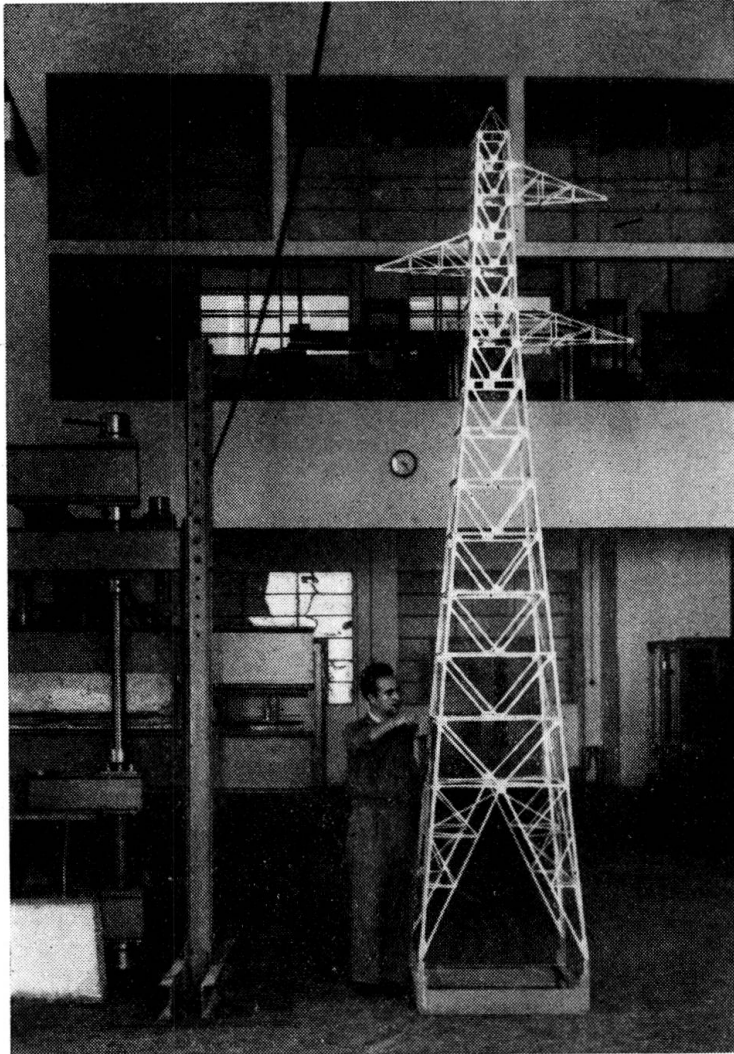


FIG. 1. Model to a scale of 1/6

Three models were built in which perfect geometric similarity in relation to the prototypes was maintained; the two first ones to a scale

(1) The tests were sponsored by the Companhia Nacional de Electricidade that is in charge of high power distribution in the country. The analytical studies and design of the towers was also undertaken by this company.

of 1/6 and the third to a scale of 1/7. Fig. 1 and 2 show two of the models. The model in fig 2 was photographed near by a prototype.

The angle shapes of the models were obtained by bending steel sheets and the joints, made by means of screws, were also reproduced faithfully to scale.

The test method consisted in applying loads and measure the displacements and strains. Fig. 3 shows one of the models during test.

The loads were applied by means of weights, the loading hypotheses considered in the analytical calculation being reproduced. Thus vertical

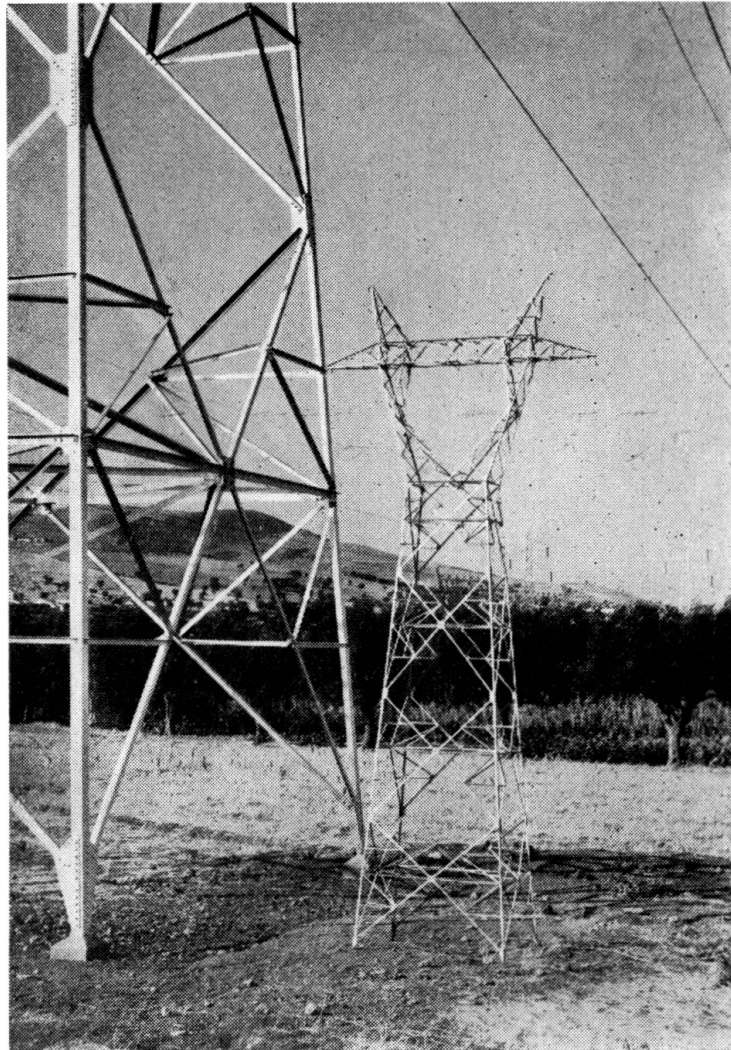


FIG. 2. Model to a scale of 1/7

loads were applied corresponding to the weight of the various elements and horizontal loads which reproduced the loadings due to wind and breakage of cables. The scale of forces was chosen such that the stress limit of proportionality was not exceeded.

The measurement of strains was carried out by Huggenberger strain-meters with an 8 cm base length, three strain-meters being placed at each section, at the vertex and at the edges of the legs. By this means

it was possible to determine the strains at the centre of gravity of the sections with perfectly satisfactory accuracy. For the model in which the greatest number of measurements were taken the strains were measured at 48 sections.

For the measurement of displacements deflectometers graduated in 0.1 and 0.01 mm were employed. They were connected to the structure by steel wires.

Taking into consideration the scale of the models and forces, the values determined in the tests were transferred to the actual structure.

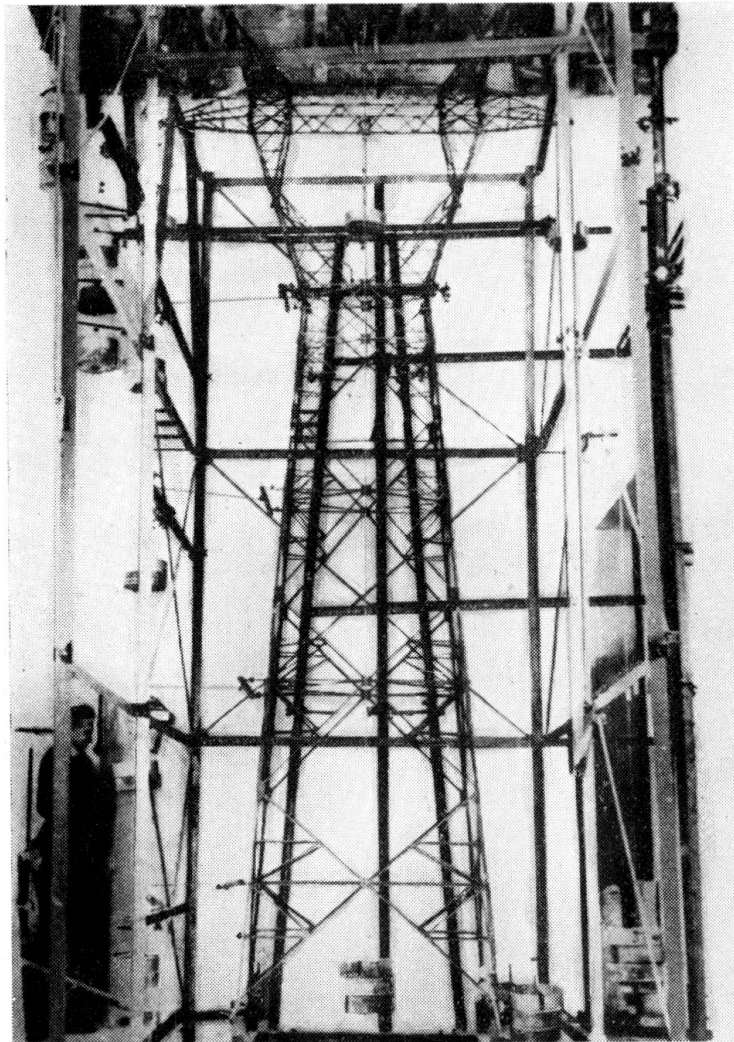


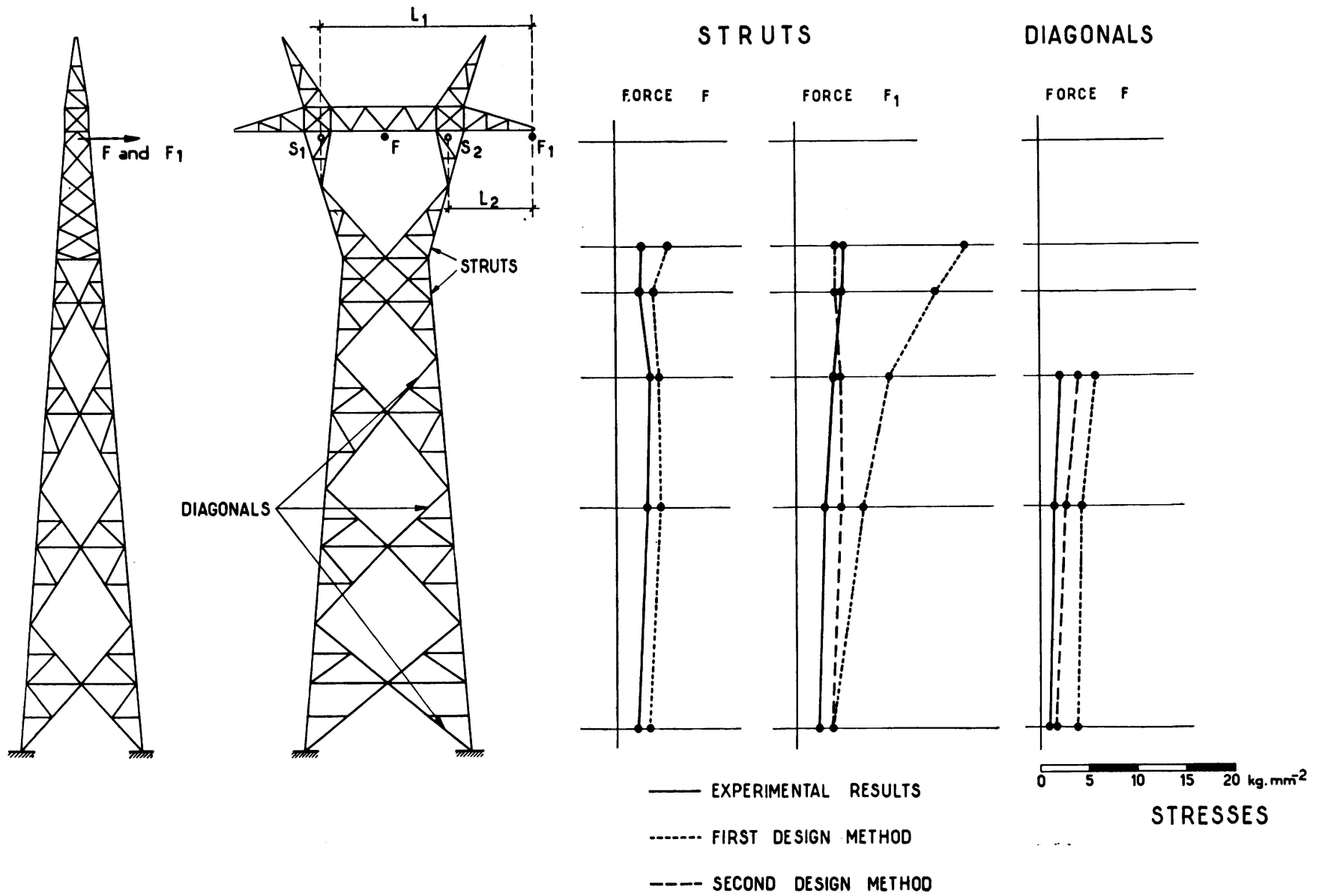
FIG. 3. Model during test

In order to calculate the stresses from the strains measured, accurate determinations of Young's modulus were made on the actual members used in the construction of the models.

From the comparison of the stresses determined analytically and experimentally, fig. 4, it was possible to conclude the following.

For the hypothesis in which the loading was symmetrical in relation to the axis of the towers, there was, as was to be expected, relative agreement between the results of the tests and the analytical calculations.

FIG. 4. Results of model test



For the hypothesis in which the loading is not symmetrical and which corresponds to rupture of a lateral cable the stresses determined experimentally differ considerably from the analytical ones. This fact results from the analytical method first adopted being based on unsuitable hypotheses.

In fact, in this first method, to calculate the stresses due to cable rupture the hyperstatic reactions of the frame, which constitutes the upper part of the tower shown in fig. 4, were determined by the current method. The stresses in the members of the tower body were calculated by resolving in an arbitrary way these reactions along the supporting arms of the frame and transmitting the forces thus obtained to the triangular beams which constitute the four sides of the tower body. By this process large stresses were obtained, principally in the struts, whilst, on the other hand, the experimental results showed that the stresses in the struts due to torsion forces were practically negligible.

This led to the adoption of a second calculation method which simply consists in resolving the torsion moment at a given level into forces acting on the sides of the tower, forces which are inversely proportional to the distance between the sides.

The results of this second method are very much closer the experimental results than those of the first method.

For the calculation of the supporting arms of the frame, the application of the force due to rupture of a lateral cable corresponds to the application to each arm of forces S_1 and S_2 (fig. 4). Considering the isostatic system it is clear that $S_1/S_2 = L_2/L_1$. The torsion rigidity of the arms can however lead to values of S_1/S_2 less than the above. For the tower of fig. 4, isostatically, S_1/S_2 is equal to 1/2.5, whilst experimentally S_1/S_2 was equal to 1/3.5.

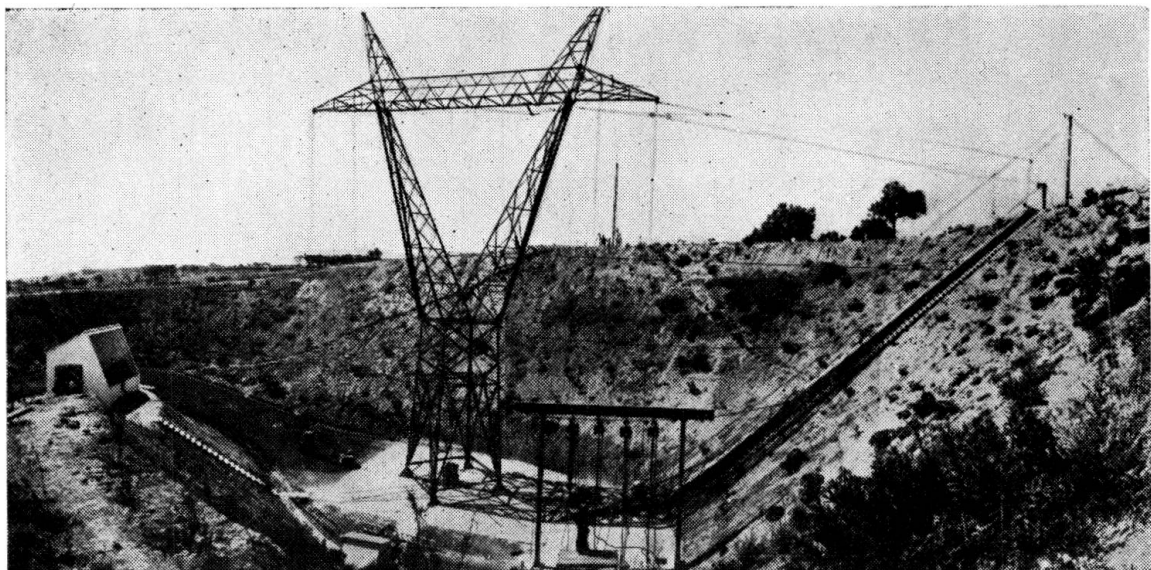


FIG. 5. Installation for the test of prototypes

3. *Prototype tests.*

In order carry out tests on prototypes a special installation was built on the grounds of the Laboratório Nacional de Engenharia Civil, fig. 5, 6 and 7.

The installation consists of a reinforced concrete slab in which steel beams were embedded. The connection of the bases that receive the

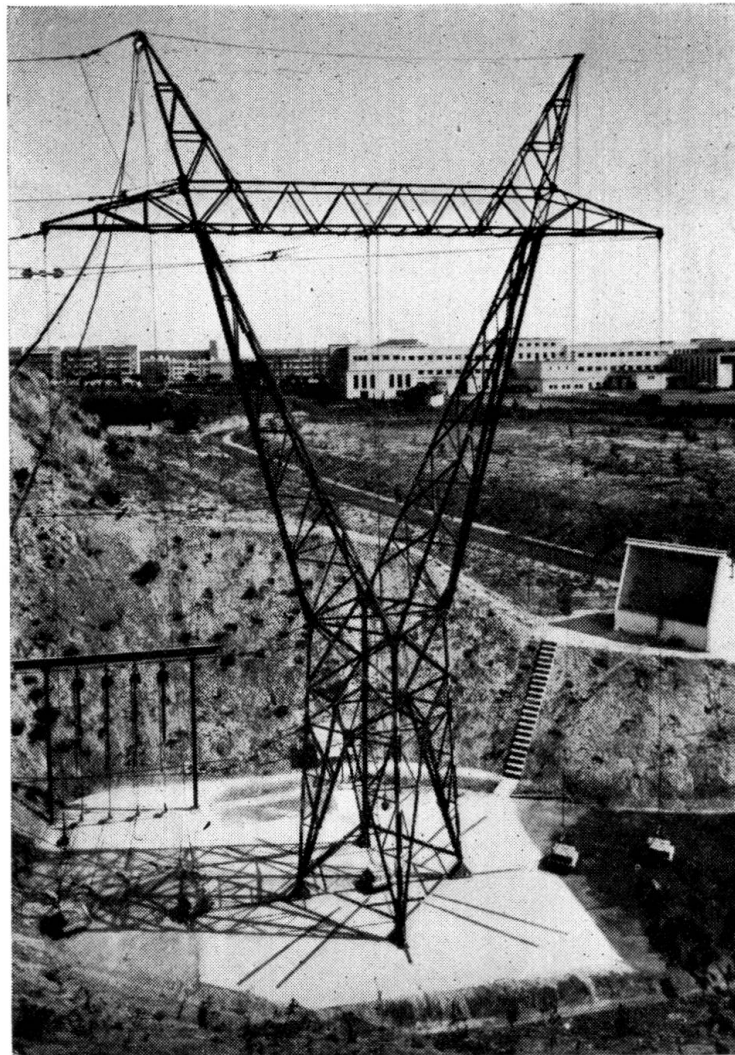


FIG. 6. Installation for the test of prototypes

struts is made through bars that are welded to the upper face of the beams.

The application of the loads is made by means of cables and pulleys. The cables are pulled by chain hoists suspended from a frame.

As horizontal forces had to be applied at a distance of about 20 m from the tower base advantage was taken of the natural configuration of the ground. So it was not necessary to construct large structures to absorb the cable reactions. Use was made of small metallic towers and of a reinforced concrete beam that goes up the side of a slope.

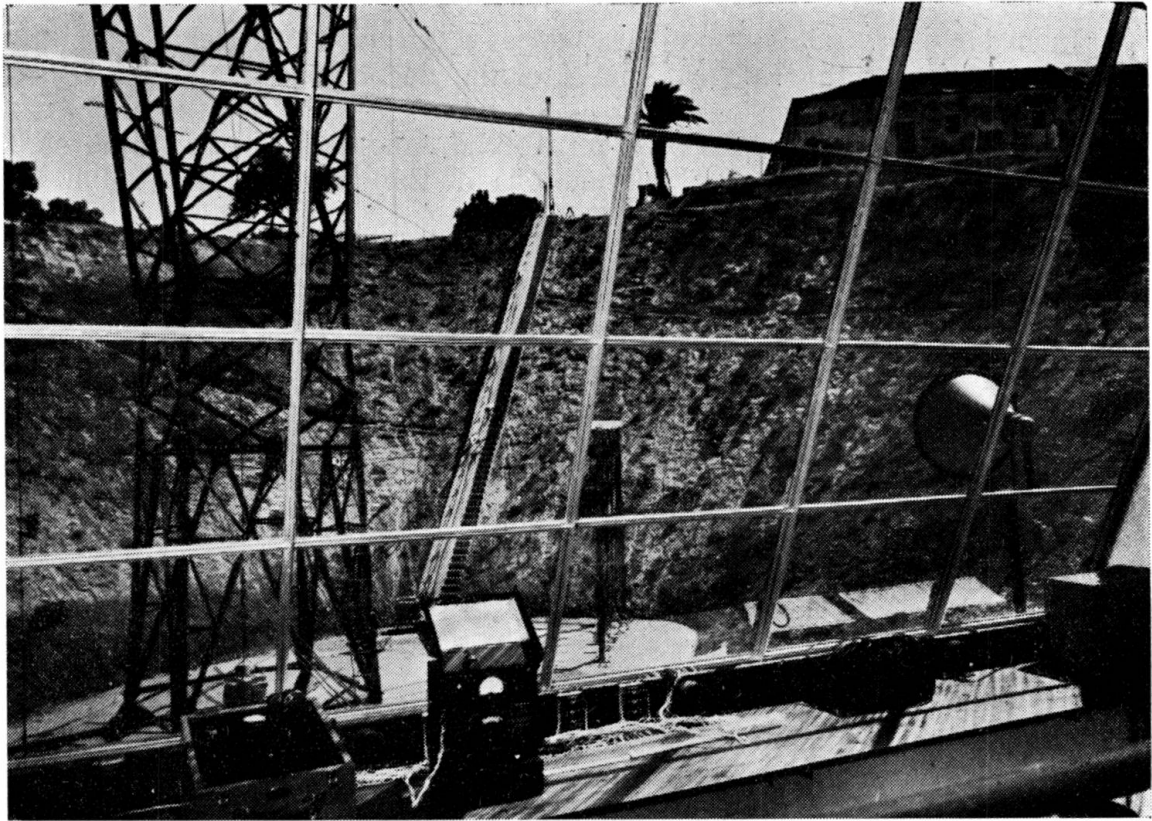


FIG. 7. Observation post

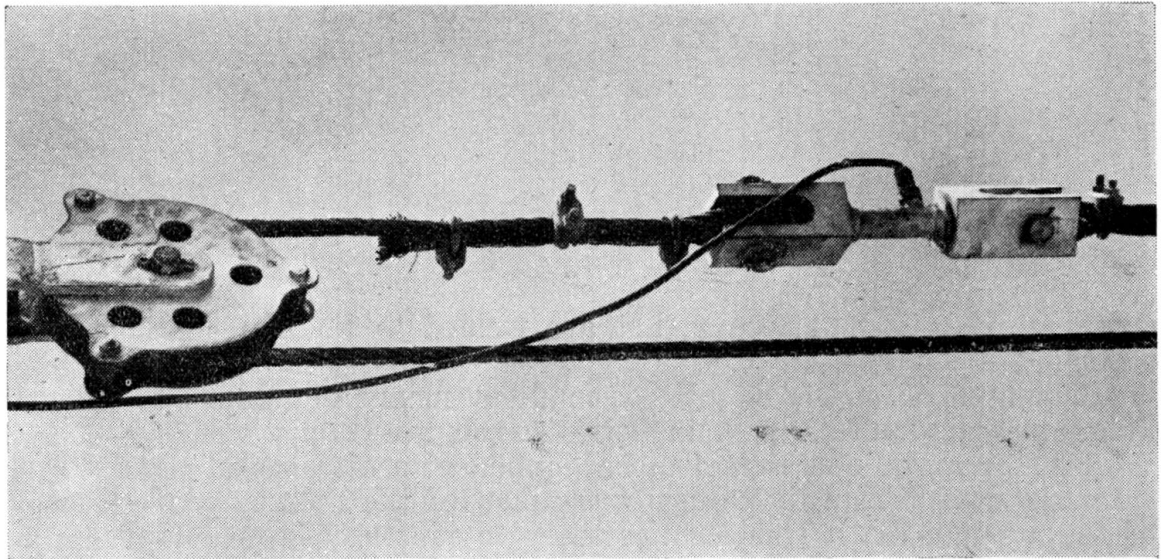


FIG. 8. Dynamometer and cables for the measurement and application of forces

For measurement of the forces specially built dynamometers, fig. 8, are introduced in the cables near the tower under test. The dynamometers have acoustic strain meters inside them. They have capacities from 1.5 to 10 tons and measure the forces with errors of less than 0.5 % of their capacity.

For measurement of displacements simple systems of rules and cursors are employed, the rule being fixed to the ground and the cursor

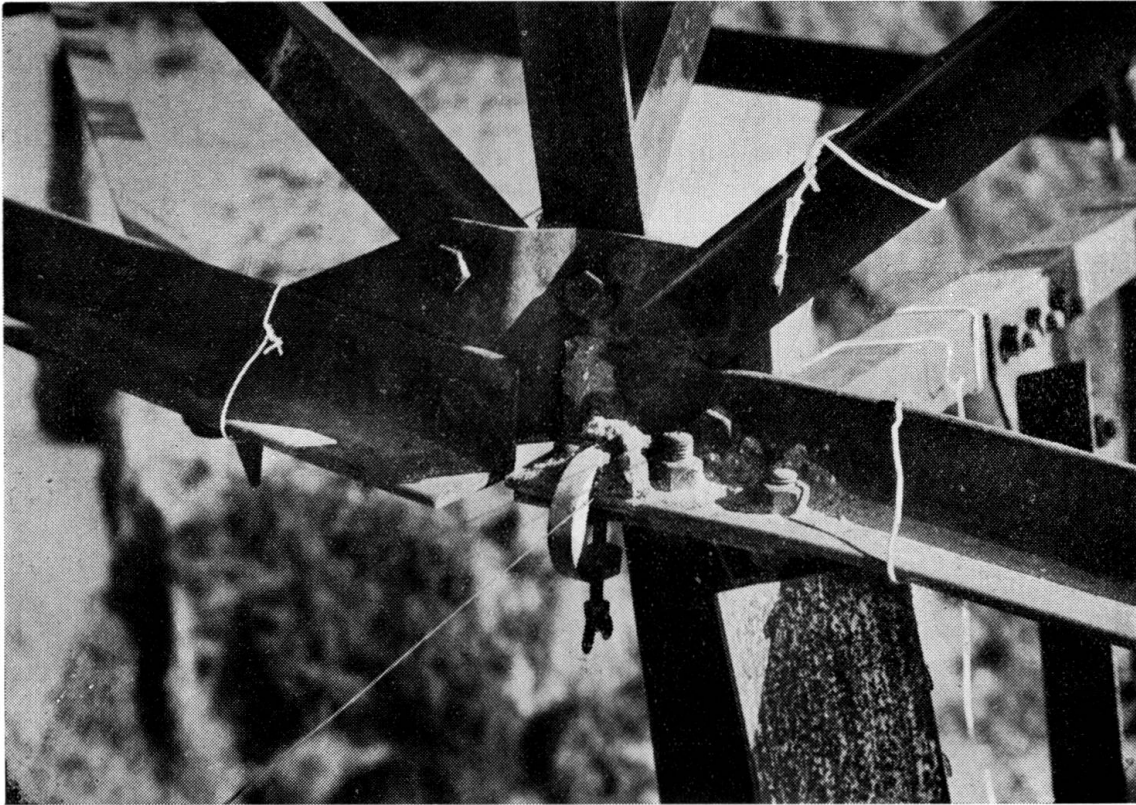


FIG. 9. Rupture of a gusset plate

to a wire connected to the structure under test. To maintain the wire under constant stress, springs having suitable deformability are employed. Optical levelling is used to measure the displacements of the tower base.

Strains are measured by electrical resistance strain gauges protected from hygrometric variations by the method developed by Philips.

A small observation post was built, for the control of the tests, fig. 7. The simple system of manual regulation of the forces by chain hoists proved to be perfectly satisfactory. Instructions to the operators are given by loud-speakers from the observation post.

The first tower tested in this installation was for the 220 KV lines at present being constructed in the country. The base of this tower is rotated through 45° in relation to the direction of the line.

These tests revealed the deficiency of certain types of joints fig. 9, which were thus replaced by more suitable ones.

In these tests the relation between the forces S_1 and S_2 acting on the upper arms was $1/3$ whilst isostatically it should be $1/3.3$, values which are not very different.

At present tests are being carried out on a type of tower similar to the one above but designed for another type of cable.

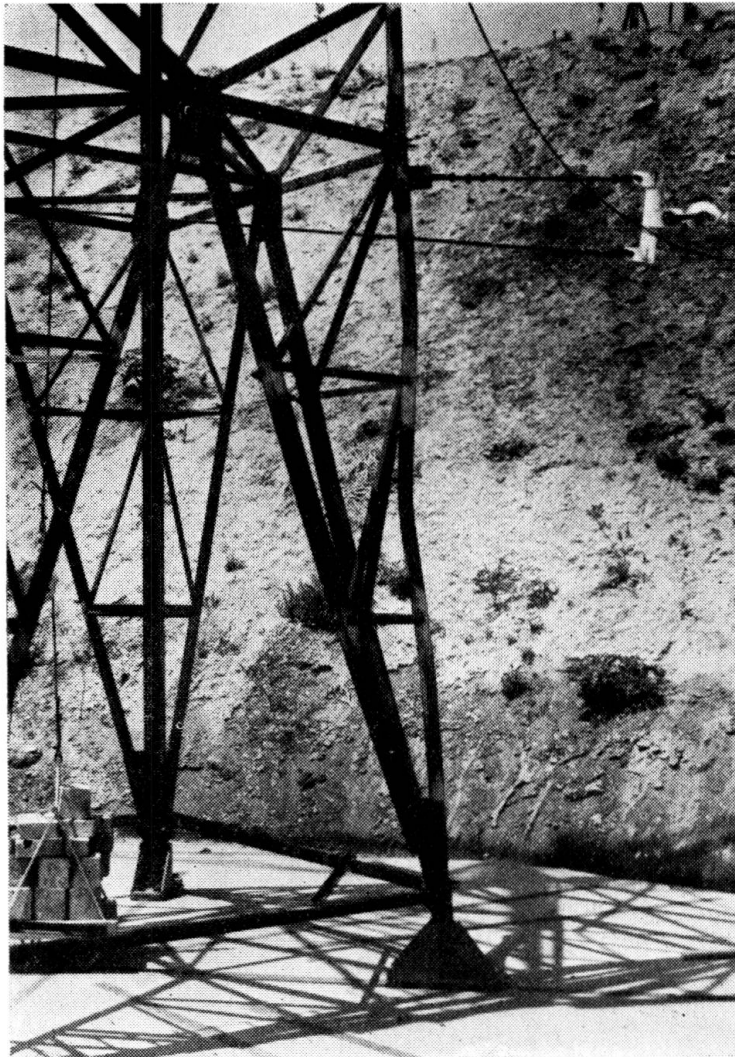


FIG. 10. Buckling of a strut

The failure load for the transverse forces, experimentally determined, was 1.5 times the working load. Failure occurred through the buckling of the strut near the base, fig. 10.

SUMMARY

This paper presents the methods followed at the Laboratório Nacional de Engenharia Civil in carrying out tests on models and prototypes of towers for electric lines of 150 and 220 KV. Some conclusions obtained from the tests are also given briefly.

ZUSAMMENFASSUNG

In der vorliegenden Arbeit werden die Methoden beschrieben, die vom Laboratório Nacional de Engenharia Civil in Lissabon für Versuche mit Modellen und Prototypen zur Prüfung von Leitungsmasten für 150 und 220 KV verwendet wurden. Einige Ergebnisse dieser Untersuchungen sind kurz dargestellt.

R E S U M O

Nesta comunicação apresentam-se os métodos seguidos pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil na realização de ensaios sobre modelos e sobre prototipos de postes metálicos para linhas eléctricas de 150 e 220 KV. Referem-se também alguns resultados obtidos nestes ensaios.

R É S U M É

Dans ce rapport sont présentées les méthodes suivies au Laboratório Nacional de Engenharia Civil pour la réalisation d'essais sur modèles et sur prototypes de pylônes métalliques pour lignes électriques de 150 et 220 KV. On y donne aussi quelques résultats obtenus au cours de ces essais.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IV c 2

Castellated construction

«Ausgezahnte» Stahlbauten

Construção «ameiada»

Construction crènelée

H. SAUNDERS, A. I. Struct. E.

Director – United Steel Structural Co. Ltd.
Scunthorpe

The basic idea.

Methods of achieving economy in steel, with consequent reduction in the deadweight of a structure, while at the same time maintaining or increasing the strength of a given span, have been the objectives of the Consulting Engineer and Architect ever since steel framing as we now know it was accepted as an independent load carrying unit in building construction.

While castellated construction of a type had been used on the Continent to some extent, I feel it is correct to say that this method of construction had not been seriously investigated until 1937, when Geoffrey Murray Boyd was granted a provisional patent and ultimately a British Patent 498,281, and at the same time obtained Patent Cover in several countries outside Britain.

Largely, no doubt, due to the incidence of the War Period, the foreign cover lapsed but the British Rights have now been extended to 1960.

A series of tests were made to determine the correct shape and size of a castellation to produce a section which would normally be capable of taking a comparatively light load over a span of greater dimensions than average, with reasonable security against high bending stress, and also excessive deflection due to span. At the same time it was desirable that heavier loads could be carried over spans which would normally require a compounded section or the use of a much heavier member. It is, of course, appreciated that this problem of comparative sections is one which is particularly reflected by the much reduced range

of beams produced by British Rolling Mills in comparison with the greater availability of range in other countries.

The principle of castellation.

To meet the requirements of depth increase without weight increase, it is necessary to expand a standard rolled steel beam, channel or other suitable section, by a longitudinal cut in such a way, that when the two cut pieces are rejoined the resultant section has a depth which for practical considerations is maintained at one and a half times that of the original section.

This increase in depth (without increase in the weight) must obviously give an improvement in the geometrical properties of the section.

As will be seen from the tables (Plate No. 1) the major moment of inertia is increased by approximately 135 % while the corresponding section modulus is increased by approximately 56 %.

These increases are of considerable value in restricting deflection, while at the same time the resistance of the beam to bending is increased.

It must be emphasised that in the production of the castellation, more is involved than the mere cutting and welding of a beam to a shape which ultimately results in a series of apertures. The cutting must be calculated on a predetermined formula so that the greater capacity of the expanded section can be fully developed for resistance to bending and web buckling.

The line of the original cut in the basic section is so arranged that when the section is expanded and welded together along the neutral axis, the depth of the castellation opening is equal to the depth of the basic section. This arrangement, coupled with a suitable slope to the sides of the castellation opening, ensures full protection against the effects of longitudinal shear at the neutral axis, giving maximum shear resistance throughout the whole section and establishing as high a value as is possible in the capacity of the beam to resist web buckling stresses at the bearings, and at such points where concentrated loading may be applied to the beam.

Consequently it will be seen that the expanded sections have much improved properties to take loads over larger than normal spans without any increase in the weight of steel involved for the beam. In cases where short spans carrying very heavy loads are concerned, the castellated form of construction is not suitable as, in the majority of cases of this character, shear strength is one of the controls, and it will be obvious that the principle of castellation is not so readily applicable, owing to the web apertures. Nevertheless there has been no occasion, even including those cases when tests have been taken to destruction, where shear strength has proved the limiting factor.

Method of manufacture.

The two processes involved are burning and welding which are both within the capabilities of any Structural Fabricating Shop.

Castella Beam	Minimum Equivalent Joist or Joist Compound Section	Saving		Castella Beam		Equivalent Section		Castella Beam	Minimum Equivalent Joist or Joist Compound Section	Saving		Castella Beam		Equivalent Section	
		Wt. in lbs./ft.	Per-centage	Moment of Inertia x-x	Section Modulus x-x	Moment of Inertia x-x	Section Modulus x-x			Wt. in lbs./ft.	Per-centage	Moment of Inertia x-x	Section Modulus x-x	Moment of Inertia x-x	Section Modulus x-x
36 x 7½ x 95 lbs.	24 x 7½ joist with 1-12 x ½ plate on each flange-weight 160 lbs.	65	41	5918	329	4832	379	21 x 6 x 57 lbs.	20 x 6½ x 65 lbs. R.S.J.	8	12	1253	119	1226	122
								21 x 6 x 46 lbs.	20 x 6½ x 65 lbs. R.S.J.	19	29	1028	98	1226	122
33 x 7 x 75 lbs.	24 x 7½ joist with 1-12 x ½ plate on each flange-weight 140 lbs.	65	47	3911	237	3950	316	21 x 5½ x 40 lbs.	18 x 6 x 55 lbs. R.S.J.	15	27	883	84	842	94
								19½ x 5 x 35 lbs.	16 x 6 x 50 lbs. R.S.J.	15	30	662	68	618	77
30 x 7½ x 89 lbs.	22 x 7 joist with 1-12 x ⅝ plate on each flange-weight 130 lbs.	41	32	3910	261	3279	282	18 x 8 x 65 lbs.	22 x 7 x 75 lbs. R.S.J.	10	13	1163	129	1677	152
								18 x 6 x 54 lbs.	20 x 6½ x 65 lbs. R.S.J.	11	17	893	99	1226	122
30 x 6½ x 65 lbs.	22 x 7 joist with 1-12 x ½ plate on each flange-weight 120 lbs.	55	46	2863	191	2905	253	18 x 6 x 44 lbs.	18 x 6 x 55 lbs. R.S.J.	11	20	767	85	842	94
								18 x 5 x 32 lbs.	15 x 6 x 45 lbs. R.S.J.	13	29	516	57	492	66
27 x 8 x 80 lbs.	22 x 7 joist with 1-12 x ⅝ plate on each flange-weight 110 lbs.	30	27	3035	225	2531	223	15 x 6 x 40 lbs.	15 x 6 x 45 lbs. R.S.J.	5	11	485	65	492	66
								15 x 5 x 30 lbs.	15 x 5 x 42 lbs. R.S.J.	12	29	345	46	428	57
27 x 7 x 75 lbs.	24 x 7½ x 95 lbs. R.S.J.	20	21	2699	200	2533	211	15 x 4½ x 25 lbs.	10 x 6 x 40 lbs. R.S.J.	15	38	284	38	205	41
27 x 6 x 55 lbs.	24 x 7½ x 95 lbs. R.S.J.	40	42	1959	145	2533	211	13½ x 4 x 21 lbs.	10 x 5 x 30 lbs. R.S.J.	9	30	188	28	146	29
24 x 8 x 75 lbs.	24 x 7½ x 95 lbs. R.S.J.	20	21	2301	192	2533	211	12 x 6 x 35 lbs.	15 x 5 x 42 lbs. R.S.J.	7	17	266	44	428	57
24 x 6 x 62 lbs.	22 x 7 x 75 lbs. R.S.J.	13	17	1700	142	1677	152	12 x 4 x 18 lbs.	10 x 4½ x 25 lbs. R.S.J.	7	28	129	21.6	122	24.5
24 x 6 x 50 lbs.	22 x 7 x 75 lbs. R.S.J.	25	33	1442	120	1677	152	10½ x 4 x 16 lbs.	9 x 4 x 21 lbs. R.S.J.	5	24	93	17.7	81	18
22½ x 6 x 59 lbs.	22 x 7 x 75 lbs. R.S.J.	16	21	1677	131	1677	152	9 x 3 x 12 lbs.	7 x 4 x 16 lbs. R.S.J.	4	25	50	11.0	40	11.3
22½ x 6 x 45 lbs.	18 x 7 x 75 lbs. R.S.J.	30	40	1143	102	1151	128	7½ x 3 x 11 lbs.	7 x 4 x 16 lbs. R.S.J.	5	31	32	8.4	40	11.3
22½ x 5 x 42 lbs.	18 x 6 x 55 lbs. R.S.J.	13	24	1000	89	842	94	7½ x 1½ x 6.5 lbs.	5 x 3 x 11 lbs. R.S.J.	4.5	41	15	4.3	14	5.5
21 x 8 x 70 lbs.	20 x 7½ x 69 lbs. R.S.J.	19	21	1665	159	1673	167								

Mechanical longitudinal profile burning machines are used for the cutting process adjusted by means of steel templates, a separate template being necessary for each depth of section used, and in its preparation appropriate adjustments in profile must be made, so that the resultant cut in the beam is to the correct shape and size. Cutting is continuous with the exception of spaced intervals which must be left uncut (temporarily) in order to avoid undue distortion.

The two resultant pieces are then moved along one castellation or turned end-for-end and assembled by means of tack welding, and then fully welded by the deep penetration electrode technique thus obviating any edge preparation. It is essential to control burning and welding throughout all stages to avoid distortion and the consequent additional operation of straightening. To date no practical alternative method of preparing the two sections has been found to substitute for the gas burning process. The welding is done by manual operation. Alternatives, which would, however, involve a large amount of capital cost, are resistance welding and forge welding.

British Patent 713,794 has, however, been granted to cover a mechanical forge welding process which is also covered by Patents in the majority of countries outside Great Britain.

Variations of the castellated system.

The castellated form of construction can, of course, be applied not only to standard rolled beam sections, but with equal facility to other sections, and in fact to a combination of two varying sections whether of the same type or not. These variations are detailed on Plate No. 2 which also illustrates two types of cruciform sections, the fabrication of which is also simplified by the use of the castellated construction system.

By a variation in procedure, tapered beams can also be formed not only at a lower cost, but with a still further saving in material. This is accomplished quite simply by directing the line of cutting along the web at a pre-determined angle to the flanges, thus by turning one portion end-for-end the tapered section is formed.

It will be realised that the system can provide for an infinite variety of sections in castellated form.

Economies of the system.

Plate No. 1 is a self-explanatory table which shows in detail the savings in weight of steel by the incorporation of castellated beams of equivalent or greater strength to the minimum equivalent rolled steel joist or joist compound section. These comparisons are, of course, made with British Standard rolled sections.

Plate No. 3 shows the typical load-span relationship of a $36'' \times 7 \frac{1}{2}'' \times 95$ lbs. castellated beam as against a British Standard rolled joist $24'' \times 7 \frac{1}{2}'' \times 95$ lbs. and is for convenience shown in graphical form.

The portion of the curve A - B indicates the permissible load governed by the extreme fibre stress of 10 tons per sq. ins.

At point B deflection begins to control the permissible uniformly distributed load as in no case is the load allowed to exceed a value at which the deflection would be more than $1/325$ span.

The maximum uniformly distributed load on a castellated beam with its compression flange laterally supported, is controlled by the buckling

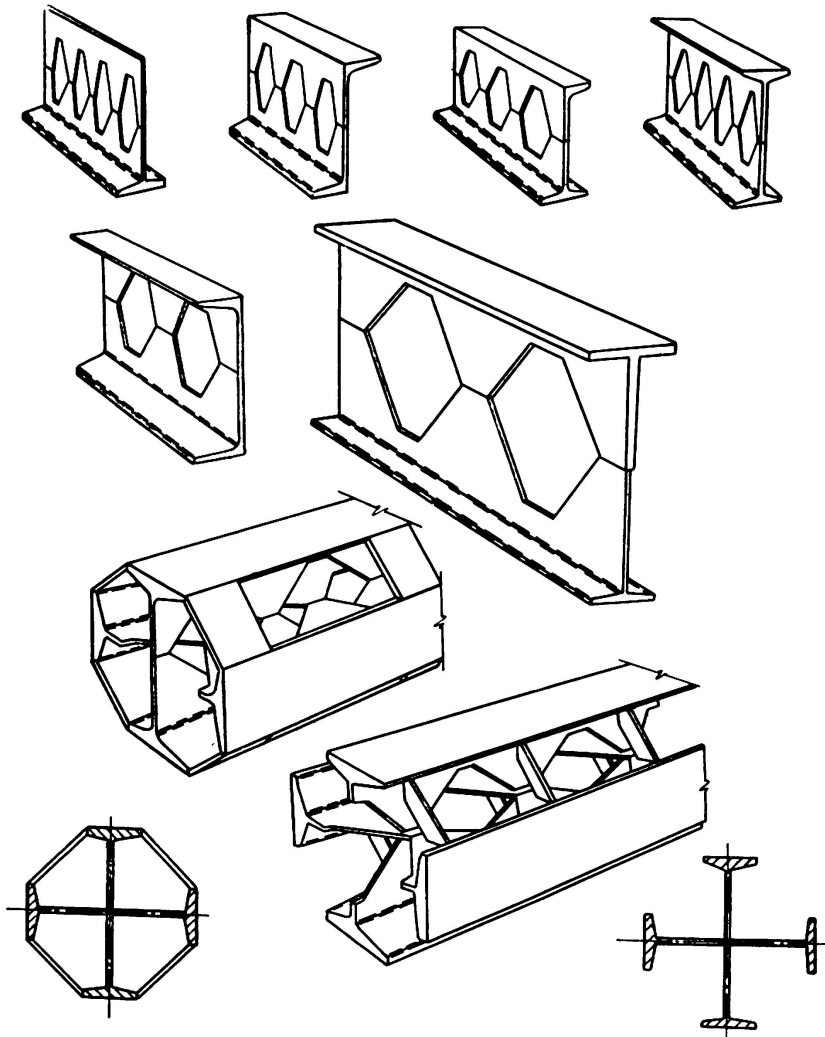


PLATE N° 2. Typical applications of castellation

value of the web. The length of web on the neutral axis of the section between the end of the beam and the first castellation is standard for each section. The safe web buckling value of this portion of web thus controls the maximum permissible end reaction, and hence the allowable load on the beam. This value is shown on the graph by point C, and is the maximum safe load with end castellation left open. The area of web under buckling and hence the maximum permissible load may be increased by filling in the end castellation. This increased value is indicated by point A on the graph.

The values for web buckling are calculated on a minimum bearing length of $1''$ for all castellated beams over $13\frac{1}{2}'' \times 4'' \times 21$ lbs. and on a length of $\frac{1}{2}''$ for all smaller sections. In all cases where the safe

web bearing load is less than the safe web buckling load point A is established by the former.

The summary of all factors demonstrate that the main applications are in such cases where comparatively light loads have to be taken by means of beams of large spans, or greater length, than would normally be encountered.

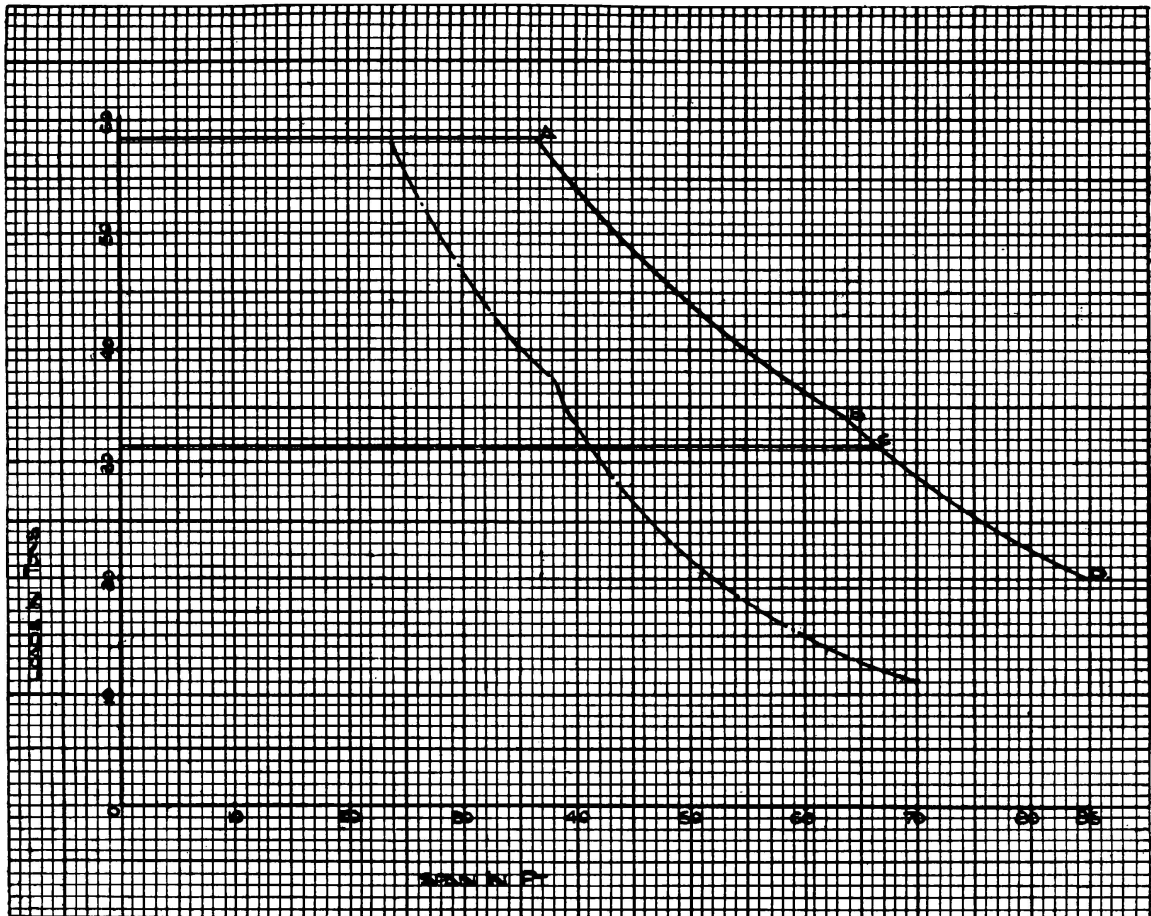


PLATE N° 3. Typical load span relationship between 24" x 7 1/2" x 95^{lbs} rolled joist (chain dot) and same joist castellated to 36" x 6 1/2" x 95^{lbs} (full lines)

Broadly speaking, and despite the increased fabrication costs which are involved, it can be stated as a result of experience, that the average saving in weight varies between 11 % and 47 %, and as a rough guide it has been found that the saving in money is approximately half that percentage, i. e. say from 6 % to 24 %.

A specific comparison was made in the case of a typical office type building, consisting of three storeys with flat roof, the overall dimensions of the building being 195 feet long, 50 feet wide centres of stanchions with a storey height of 12 feet, and a total height of 36 feet. The clear span of the floor beams was taken at 50 feet, and the centres of the columns in the length of the building 13 bays at 15 feet.

Only the main floor and roof beams were assumed as being made

up in castellated construction. The columns, wall beams and tie beams were allowed for in normal rolled sections.

The following is an analysis of the comparison of the steel weights: — saving in weight of castellated design on the rolled section design — 32.5 %.

Design with Rolled Sections		Design with Castellated sections
200 tons	Total weight of steelwork... ..	135 tons
15.32 lbs.	Weight per sq. ft. of floor area	10.34 lbs.
	Weight per cu. ft. of building capacity (gross cube of building dimensions on centres)	
1.28		0.86

In the rolled section design, allowance was made for flange plate curtailment on the 50'0" span, roof and floor beams. Both the roof and floor beams are compounded in the rolled section design, but there are no compound sections whatever in the castellated design.

Research investigation.

During the course of the development of castellated beams, it became increasingly evident that practical tests should be made on the sections in regard to load capacity, such tests to have particular reference to the effects of web buckling stresses. It is obviously of primary importance to ascertain what stresses and strains arise in a given section from such practical tests as a check on the calculated values, particularly as in the case of castellated beams we are dealing with a section involving certain complexity of stress conditions.

One of the most direct methods of approach to the question of the strains set up in such a section, is by means of the use of electric resistance strain gauges. This method was decided upon after consultation with the United Steel Companies' Research and Development Department, and it was agreed at this stage to carry the tests to destruction.

In regard to web buckling, it will be clear that it must be assumed that some reduction in bearing capacity of the web should be allowed for, relative to a normal rolled steel beam, and this in point of fact is done, as clearly the amount of web available for resistance of buckling stresses over the bearing or at any point where concentrated load may be applied is considerably reduced. Nevertheless a number of tests, all of which have been carried to destruction, have shown that the ability of castellated beams to resist web buckling stresses is higher than might be at first apparent.

The experimental work was conducted primarily to check the theoretical assumptions in this regard, particularly as the primary calculations made in reference to these sections involved a great deal more than a direct application of the ordinary beam theory. A comprehensive set of resistance strain gauges was attached to the test beams so that a final analysis of the results would give a full picture of the behaviour of the sections under load. It is notoriously difficult to simulate the conditions of uniformly distributed load on a beam for test purposes, and in

consequence it was decided to use two point loads placed at the quarter points of the span so that the end reaction and the maximum bending moment would be equal to those given by a uniformly distributed load over the whole of the span equal in magnitude to the sum of the point loads.

The top flange of each beam was restrained against lateral failure by a «point contact» lateral support at mid-span so that the test conditions would comply with the requirements of B. S. S. 449/1948 in regard to lateral buckling of the compression flange.

Plate 4 shows the end section of one of the beams after failure had occurred and indicates a typical web buckling failure — the web having

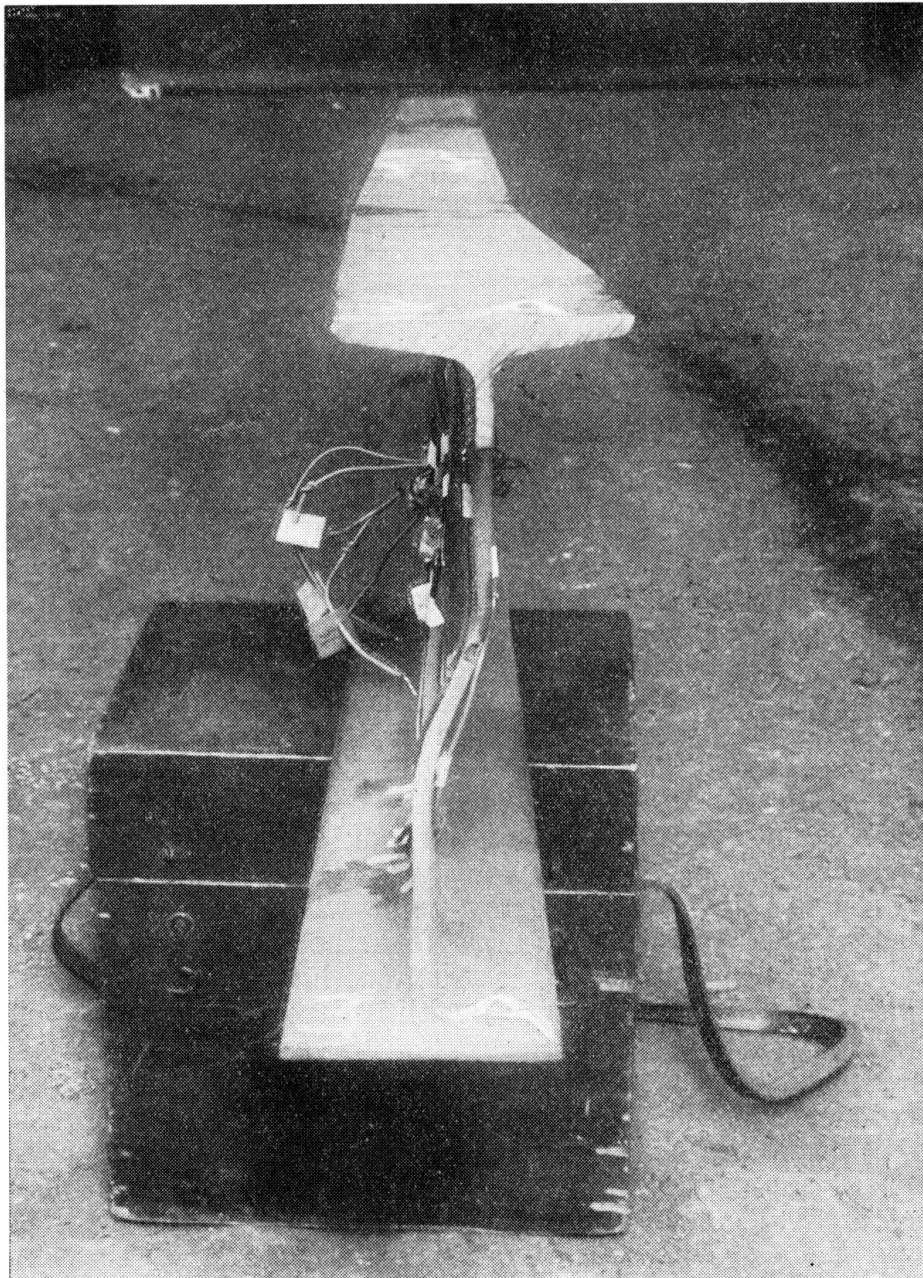


PLATE N° 4. Web buckling test confirming assumed type of failure under overload

double curvature as would be expected. All the beams tested under these conditions eventually failed by web buckling, this being the object of the tests.

It may be stated that during the tests in no case was any failure by web buckling observed, until the loads applied to the beams had reached the region of some three and a half times the value which would normally produce a bending stress of 10 tons per sq. in. in the flanges, under conditions where lateral support is provided to the compression flange during loading.

At this stage it is considered that the action at the abutments is in some part that of a homogeneous section, for the other part that of a rigid welded lattice girder. Work is still proceeding on this particular matter as it is felt that theoretical analysis of the beams is not likely to give an accurate reproduction of the true state of stress conditions.

The standard of welding is maintained by the periodic use of Gamma-radiography, particularly to ensure that the welder himself can have visible evidence as to the quality of his work. This opportunity is very much appreciated by the operatives, and there is no doubt that it helps to maintain the highest possible standard.

Two types of isotopes are normally used.

For material up to three quarters of an inch in thickness, a 4000 milicuries Iridium 192 is satisfactory. The pellet is changed every 20 weeks.

A 1000 milicuries cobalt 60 is satisfactory for material over 1 inch in thickness. This pellet only needs changing every 5 to 7 years.

Practical applications.

Although the use of castellated construction is not restricted to steel framed buildings, available space precludes the illustration of more than three specific types.

Plate No. 5 shows the incorporation of castellated beams in a saw tooth pattern roof in a factory for the production of typewriters. The building is 310' long and the castellation outlines have a considerable effect on the general appearance of the structure, as well as being a light, stiff section for the long members.

Plate No. 6 shows the floor beams in a four storey Technical College in the North of England where the pre-cast floor slabs run on shelf angles which leave at least half the castellation open underneath to permit the passage of service pipes and cables. As the ceiling is suspended at the bottom flange level the finished building is clean in appearance, services are concealed, and floor thicknesses kept to a minimum.

Castellated construction is equally applicable to portal frame or rigid frame industrial buildings, of which that shown in plate No. 7 is typical.

This method of construction has been used with considerable success in light single lane road bridges, a typical example of which is for a roadway 8'6" wide consisting of seven spans of 50' the members being 24"×7 1/2" Joists castellated to 36"×7 1/2".

The system has also been used for light crane bridge girders and for light gantry girders.

Conclusions.

It must be accepted that an approach to the theoretical maximum economy in the use of steel is hindered by the range of hot rolled sections, and the possibility of alternatives such as cold formed sections is limited by practical applications, particularly for the heavier type of structure.

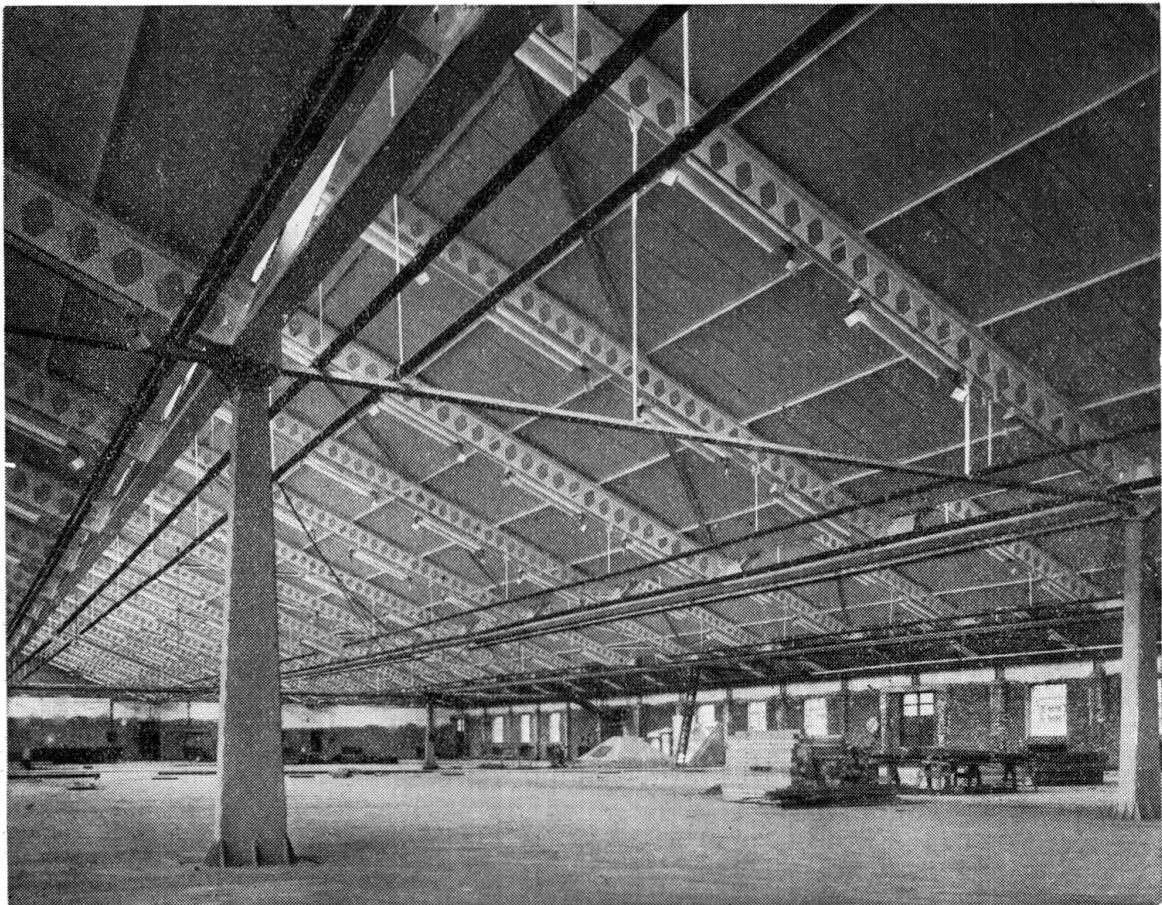


PLATE N° 5

The facility to «stretch» a standard section so as to be equivalent to several higher sections in the standard range means that on a structural contract which would normally require a large number of different sections, the whole requirements can be met with a smaller number of sections, ordered from the mills and expanded to the required depth and strength.

In view of the present heavy demand on the steel industry, this enables Structural Engineers to simplify their orders on the Rolling Mills and so fit them in with rolling programmes resulting in earlier

deliveries, and at the same time achieving economies in weight and cost of the finished structure with further resultant savings in foundation costs.

Great efforts are being made throughout the world at the present time to produce structures in steel which possess aesthetic appeal coupled with economy of material and workmanship. Consequently investigation in detail of various up to date constructional methods has been made. Of such methods it may be said that castellated construction is in the forefront.

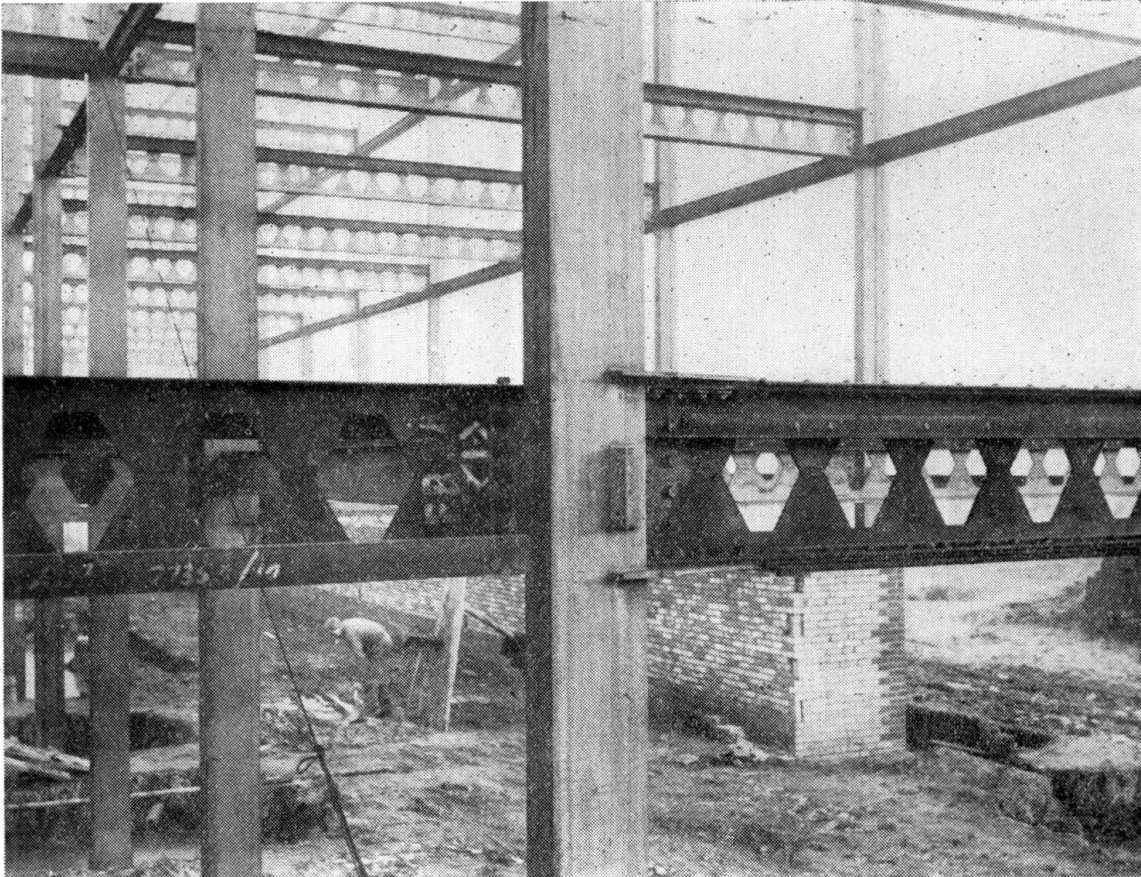


PLATE N° 6

The system possesses many desirable features, being economic in steel, and adaptable in application. The method is well suited for repetition work or for the more specialised treatment required in the individual design of «one off» structures, particularly where callisthenic features are of importance, as the basis of the system is conducive to a light and delicate appearance of the completed frame, and the various components possess a pattern easily incorporated into an aesthetically pleasing whole.

I have endeavoured to show that all these points can be met by the adoption of the castellated method of construction.



PLATE N° 7

Acknowledgements.

I am indebted to the Directors of United Steel Companies Limited for permission to incorporate information formulated in connection with their «Castella Beams», and to reproduce their copy right photographs.

Also to members of the technical staff of United Steel Structural Company Limited for their collaboration and assistance in the preparation of much of the data which has been included in this paper.

SUMMARY

The principle of castellated construction is that of cutting the web of a steel girder in a series of serrations or teeth, and subsequently welding the pieces together after they have been rearranged so that the depth of the completed member is 50 % greater than that of the original member, with appropriate increases in the major moment of inertia and the section modulus.

The paper incorporates not only the method of manufacture of standard beams, but indicates variations of the principle, whereby combinations of unlike members can be treated in the same way.

Information is given which shows the saving in weight of steel to produce members of equivalent or even greater strength than the original beam, and gives illustrations of practical applications of the castellated system in steel framed buildings.

ZUSAMMENFASSUNG

Das Wesen der ausgezahnnten Bauweise besteht in der Trennung eines Stahlträgers im Steg längs einer Zacken- oder Zahnlinie und im nachfolgenden Zusammenschweissen der gegeneinander verschobenen Teile. Die Höhe des zusammengefügteten Trägers ist damit 50 % grösser als jene des ursprünglichen und entsprechend erhöht sich auch das Hauptträgheitsmoment und das Widerstandsmoment.

Der Beitrag enthält nicht nur die Herstellungsmethode der Standardträger, sondern auch Abweichungen vom allgemeinen Vorgang, wobei Zusammenstellungen ungleicher Teile auf die gleiche Weise behandelt werden können.

Gegenüberstellungen zeigen die Stahlgewichtersparnis bei der Herstellung von Trägern gleicher oder sogar grösserer Tragfähigkeit, und in praktischen Beispielen aus dem Stahlhochbau ist die Anwendung dieser Bauweise ersichtlich.

RESUMO

Em princípio, o processo de construção «ameiada» consiste em recortar a alma de um perfilado metálico em forma de dentes, em deslocar seguidamente, uma em relação à outra, as duas peças assim obtidas e soldá-las, ficando finalmente a viga com uma altura de 50 % superior à do perfilado original o que aumenta consideravelmente os momentos de inércia e resistência da secção.

O autor, além de descrever o método de obtenção de vigas correntes, indica ainda variantes permitindo combinar perfilados diferentes pelo mesmo processo.

Dão-se também indicações acerca da economia de peso realizada em vigas de resistência equivalente ou superior à do perfilado original e descrevem-se aplicações práticas deste sistema em estruturas metálicas.

RÉSUMÉ

Le principe de la construction «crénelée» consiste à découper l'âme d'un profilé métallique en forme de créneaux, à déplacer ensuite l'une par rapport à l'autre les deux pièces ainsi obtenues et à les souder enfin, de façon à obtenir une poutre 50 % plus haute que le profilé original, ce qui permet d'augmenter considérablement les moments d'inertie et de résistance de la section.

L'auteur décrit le mode d'obtention des poutres les plus courantes et indique des variantes permettant de combiner des profilés différents par le même procédé.

Il donne également des renseignements sur l'économie de poids réalisée sur des poutres de résistance égale ou supérieure à celle du profilé original et décrit des applications pratiques de ce système dans des charpentes métalliques.

IV d 1

Unterhalt von Stahlkonstruktionen

Conservação das estruturas metálicas

Entretien des constructions métalliques

Maintenance of metal structures

IR. A. VAN AALST

*Direktor F. Kloos & Zonen's Werk-
plaatsen N. V.
Kinderdijk*

G. J. DOLPHIJN

*Direktor Sikkens Constructieerven N. V.
Leiden*

Es ist erfreulich, dass die I. V. B. H. an dieser Tagung auch die Schutzmassnahmen behandeln wird. Weil die Frage des Rostens des Stahls unter Umständen auch für Betonkonstruktionen eine Rolle spielen kann, hielten wir es für ratsam, anschliessend an die allgemeine Korrosionstheorie als Sondergebiet auch die Theorie des Rostens von Betonbewehrungsstäben zu erwähnen.

Aus dem sehr ausgedehnten Gebiet des Korrosionsschutzes haben wir einige Kapitel gewählt, die wir entweder selbst erforscht oder deren Forschung wir aus der Nähe verfolgt haben.

Das Erste betrifft die Schutzmittel bei Stahlwasserbauten, wie Spundwände, Schleusentore, Pontons und Fährbrücken, von denen wir während langjähriger Tätigkeit in der Wasserstrassen- und Brückenverwaltung (Rijkswaterstaat) eingehende Studien gemacht und Erfahrungen gesammelt haben.

Letztere betrifft einerseits moderne Anstrichmittel in aggressiver Umgebung und andererseits metallische Ueberzüge, die nicht nur bei Stahltüren und Fenstern Verwendung finden, sondern auch für Sonderkonstruktionen wie Funktürme Pylonen für Transport elektrischer Energie, Oberleitungsmaterialien für Eisenbahnen, usw. Hinsichtlich dieser metallischen Schichten fanden in den Niederlanden Untersuchungen statt im Rahmen des Komitees für Korrosionsstudium der Organisation für angewandte naturwissenschaftliche Forschung.

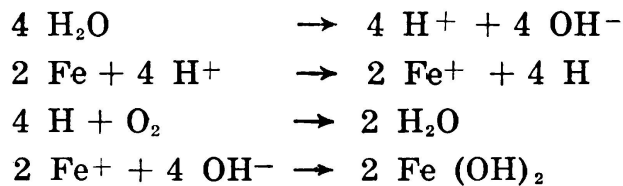
Zum Abschluss dieser Einführung möchten wir dem Rijkswaterstaat unseren besten Dank aussprechen, welcher die Veröffentlichung dieses

Beitrages genehmigt hat und in dessem Kreise wir zu jener Zeit die angenehme Aufgabe erhielten, unsere vielseitigen Studien auf diesem Gebiete in voller Praxis zu machen, deren Andenken uns, wie lange und schwierig der Weg mitunter auch war, noch immer freut.

Korrosion.

Der Stahl als Baustoff hat den Nachteil, dass er seinen Oxyden gegenüber unstabil ist; das heisst, der Stahl geht auf natürliche Weise in das stabile Eisenoxyd über. Heutzutage wird als genügend bekannt angenommen, dass diese Umwandlung im allgemeinen ein elektro-chemischer Prozess ist, wobei die Anwesenheit von lokalen Differenzen in der Zusammensetzung des Stahles (wie z. B. Unreinheiten und Spannungen im Metall) in Zusammenwirkung mit Wasser die fundamentale Grundlage bilden.

Als Folge der Tatsache, dass sich im Stahl Stellen befinden mit einem untereinander verschiedenen Potential, entstehen bei Anwesenheit von Wasser kurzschlussige galvanische Elemente, wobei der Strom örtlich aus dem Metall zu der Flüssigkeit geführt wird und an anderen Stellen aus der Flüssigkeit ins Metall übergeht. Bei den so gebildeten anodischen und kathodischen Stellen finden unter diesen Umständen folgende Reaktionen statt



Die antreibende Kraft für den Verlauf des Korrosionsprozesses ist also die gegenseitige Potentialdifferenz im Stahl, wodurch — bei Anwesenheit von Wasser — Energie frei wird.

Die Grösse dieser Energie ist jedoch kein Masstab für die Geschwindigkeit des Prozesses. Letztere ist abhängig von der Quantität der Bestandteile mit untereinander verschiedenen Potentialen und von der Grösse der Potentialdifferenzen, sowie von der Zusammensetzung der Flüssigkeit, welche u. a. bestimmend ist für die Leitungsfähigkeit.

Bei der Anwendung von Stahl im Wasserbau bestimmt die Leitungsfähigkeit primär die Geschwindigkeit, mit der die Korrosion fortschreitet; die Zusammensetzung des Stahls ist in diesem Falle sekundär.

Hinzufügung von kleinen Quantitäten (z. B. 0,5 %) Kupfer, Chrom oder Nickel zum Stahl werden den Korrosionsprozess sehr wenig verzögern.

In einigen Fällen, z. B. falls Kupfer oder ein anders edles Metall frei im Korrosionsprodukt vorkommt, kann dieses in sehr kleinen Quantitäten Lokalelemente verursachen, was den bekannten «pitting»-artigen Angriff zur Folge hat.

Unter diesen Umständen, welche hauptsächlich in oder in der Nähe von Salzwasser in bedeutendem Masse auftreten können, haben diese Beifügungen keinen Erfolg.

Wie schon gesagt, wird die Zusammensetzung der Flüssigkeit (in normalen Fällen Wasser) hauptsächlich bestimmend sein für die Geschwindigkeit des Korrosionsprozesses. Darin gelöste Säuren und Salze beschleunigen den Prozess, basische Stoffe dagegen verzögern ihn. In Industriegegenden ist das Wasser meistens durch saure Verbindungen verunreinigt (hauptsächlich Schwefeldioxyd); bei wasserbaulichen Anwendungen sind es meistens Salze (besonders Natriumchlorid), welche die Korrosion fördern. Da die Leitungsfähigkeit von Wasser bei Anwesenheit von Salzen stark erhöht wird, wird der Stahl in Salzwasser sehr schnell angegriffen. Ausserdem muss hier natürlich erwähnt werden, dass auch die leitenden Medium sich befindenden Ionen die Korrosionsgeschwindigkeit beeinflussen. Besonders Chlorionen, welche in wässrigen Salzlösungen gebildet werden, beschleunigen den Korrosionsvorgang ausserordentlich.

Zusammenfassend kann man sagen, dass Hinzufügung von relativ kleinen Quantitäten edlerer Metalle zum Stahl in Wasserbauanwendungen nicht empfohlen werden kann. Stahlkorrosion ist ein elektro-chemischer Prozess, der stark gefördert wird durch die Anwesenheit von im Wasser gelösten Salzen.

Die Walzhaut.

Während des Walzens nimmt die Stahloberfläche Sauerstoff auf, wodurch eine Oxydschicht gebildet wird, deren Stärke von 25-50 Mikron wechselt. Diese Haut ist edler als der Stahl selber und haftet mehr oder weniger stark an der Oberfläche. An sich ist diese Schicht also stabiler als der Stahl und schützt ihn auf natürliche Weise.

Es wäre also immer vorteilhaft, diese Walzhaut nicht zu entfernen, falls sie unter allen Umständen am Stahl haften bliebe. Die Haftkraft der Walzhaut ist jedoch schwankend und u. a. abhängig von Walzdruck und Walzgeschwindigkeit. Weil die Haftkraft der Walzhaut auf der Stahloberfläche abnimmt bei Zunahme des Walzdrucks und der Walzgeschwindigkeit und beide in den letzten Jahrzehnten grösser geworden sind, könnte dadurch vielleicht die weniger gute Haftkraft der Walzhaut in den letzten Jahren erklärt werden.

Die Walztemperatur beeinflusst die Struktur der Walzhaut wie nachfolgend angegeben:

über 600° C		unter 600° C	
Fe ₂ O ₃	Ferrioxyd	Fe ₂ O ₃	Ferrioxyd
Fe ₂ O ₃	Magnetisches Eisenoxyd	Fe ₂ O ₃	Magnetisches Eisenoxyd
FeO	Ferrioxyd		
	Stahl		Stahl

Die FeO-Schicht haftet besser am Stahl als die Fe_3O_4 -Schicht, woraus hervorgeht, dass auch die Walztemperaturen die Haftung der Walzhaut beeinflussen.

Wie schon erwähnt, wird die Geschwindigkeit des Korrosionsprozesses durch in der Nähe des Stahles befindliche edlere Metalle gefördert.

Falls die Walzhaut beschädigt oder stellenweise unterbrochen ist, verliert sie ihre schützende Wirkung und fördert Rostbildung.

In den Niederlanden ist man daher der Meinung, dass die Haftung der Walzhaut am Stahl im allgemeinen ungenügend ist und diese Haut zu leicht abspringt, um sie als Schutzschicht verwenden zu können. Die Walzhaut wird denn auch immer vor dem Auftragen der Schutzschichten entfernt.

Schutzmassnahmen im Stahlwasserbau.

Stahlschutz bei Wasserbauten kann nach verschiedenen Methoden vorgenommen werden; man soll dabei selbstverständlich der Anwesenheit von Wasser oder von hohen relativen Luftfeuchtigkeiten Rechnung tragen.

Am meisten finden Anwendung:

- a. Anstriche in mehreren Schichten,
- b. Schichten bituminösen Ursprungs,
- c. Metallschichten.

a. Farbschichten.

Die Farbe besteht aus einem Pigment und einem Bindemittel. Für die erste Schicht wird meistens ein sogenanntes Anti-Korrosions-Pigment gebraucht. Die am meisten angewandten Pigmente sind Bleimennige, Bleicyanamid, Zinkchromat und Zinktetroxychromat.

Bleimennige und Bleicyanamid bilden mit den sauren Abbauprodukten von Leinöl Metallseifen mit in Wasser löslichen basischen Bestandteilen.

Da Farbschichten im allgemeinen wasserdurchlässig sind, werden basische Bestandteile der Metallseifen hierin gelöst unter Bildung eines alkalischen Milieus, das die Korrosion hemmt. Bleimennige gibt von den genannten Pigmenten die stärksten Schichten. Dadurch entstehen in einer Farbschicht mit diesem Pigment grössere Quantitäten basischer Bestandteile, so dass diese Farbschicht eine bessere Rostabwehr bietet.

Zinkchromat und Zinktetroxychromat sind in beschränkter Masse in Wasser löslich und machen es durch Ionisation inhibitiv. Hauptsächlich die Chromationen sind in dieser Weise wirksam; nebenbei kann auch hier einige Passivität entstehen infolge Seifenbildung.

In anti-korrosiven Farben soll die Pigmentierung mit Zinkchromat derjenigen mit Zinktetroxychromat, welche mehr Zinkoxyd enthält, vorgezogen werden.

Für Stahlkonstruktionen in feuchter Umgebung, z. B. in Wasser, wird Bleimennige dem Zinkchromat vorgezogen.

Speziell bei Wasserbauten sollen Bindemittel verwendet werden, die der Eindringung von Feuchtigkeit oder Durchlassung von Ionen

hohen Widerstand leisten. Diese Bindemittel sollen dazu auch einen hohen elektrischen Widerstand besitzen, umso mehr, als eine grosse Wasseraufnahme eine zu schnelle Auslaugung von inhibitiv wirkenden Stoffen zur Folge hat.

Unter den Bindemitteln sind Leinöl, Leinöl-Standöl und Holzöl wohl von alters her die bekanntesten, welche auch jetzt noch in bedeutendem Masse verwendet werden, sowohl als vollständige Bindemittel als auch unter Beimischung von Kunstharz.

Besonders die Phtalatharze (aufgebaut aus Phtalsäure, Fettsäure und einem hochwertigen Alkohol, z. B. Glyzerin) haben sich in der Farbanwendung schon bewährt. Für Anwendung auf Stahlbauten in feuchter Umgebung ist eine Kombination von Leinöl-Holzöl-Standöl mit Phtalatharzen ein sehr gutes Bindemittel. In Wasser verdient jedoch für die Anwendung auf Stahl eine Kombination von Holzöl-Standöl mit hundertprozentigem Phenolharz den Vorzug. Im allgemeinen darf angenommen werden, dass die vielen Kombinationsmöglichkeiten von Phtalatharzen und Phenolharzen mit den vorher genannten Oelen genügend bekannt sind.

Farbschichten auf Stahl in Wasser haben im allgemeinen eine sehr beschränkte Lebensdauer. Ueber Wasser dagegen können relativ bessere Resultate erreicht werden.

Die Entwicklung der Kunstharzindustrie in den letzten Jahren hat dazu geführt, dass zwei neue und für die Zukunft wahrscheinlich sehr bedeutende Gruppen von Harzen hervortreten, nämlich

1. Aethoxylinharze,
2. Isocyanaten.

Die Aethoxylinharze, auch Epoxyharz genannte, sind Kondensationsprodukte von Epicklooshydrine und Diphenylolpropan, welche unter Beifügung von Aminen verharren.

Die Isocyanaten, mit einem Polyester als Reaktionskomponent, bilden eine zweite Gruppe von neuen Bindemitteln für die Lackindustrie.

Beide Arten sind sogenannte Zwei-Komponentlacke, welche einen grossen elektrischen Widerstand besitzen und chemikalisch sehr resistent sind.

Augenblicklich werden diese Lacke denn auch hauptsächlich verwendet zum Schutz von Objekten in chemisch aggressivem Milieu, speziell in Schiff tanks für Chemikalientransport. Die weitere Entwicklung weist darauf hin, dass diese Lacke sich in absehbarer Zeit auch auf dem Gebiete des Stahlschutzes vor atmosphärischen Einflüssen einen Platz erobern werden.

b. *Bituminöse Schichten.*

Bei dem Schutze von Stahl in Wasserbauten spielen die Bitumina eine sehr grosse Rolle. Sie werden aufgeteilt in zwei Gruppen:

1. Asphaltbitumen,
2. Teerbitumen.

Asphaltbitumen ist ein Destillationsresiduum von Erdöl. Die für Bauschutz in Betracht kommenden Arten werden unter Durchblasung von Luft destilliert; sie werden geblasene Asphaltbitumen genannt. Teerbitumen, meistens Teer genannt, ist ein Nebenprodukt von Steinkohle; Teerpech entsteht durch Eindampfung dieses Teeres.

Beide Produkte sind chemisch nur wenig verschieden und sind Mischungen von Kohlenwasserstoffen mit hohem Molekulargewicht. Die Asphaltbitumina sind ganz, die Teerpeche zum Teil löslich in Schwefelkohlenstoff.

Der Schutzwert von Bitumen ist grösstenteils abhängig von der Dichte der Schicht, weil diese Produkte gar keine passivierende Wirkung auf den Stahl ausüben. Ihren Wert entnehmen sie dem hohen elektrischen Widerstand. Bitumina werden entweder in einem Lösemittel gelöst, den Farben ähnlich verarbeitet oder, angewärmt zu einem gewissen Flüssigkeitsgrad, verspritzt oder gebürstet.

Die mit Lösemittel verarbeitbar gemachten Bitumina haben nur einen sehr beschränkten Schutzwert, weil sie nicht genügend dicht sind.

Der Schutzwert warm aufgetragener dicker Bitumenschichten ist nahezu unbeschränkt, vorausgesetzt, dass sie in geeigneter Weise aufgetragen worden sind.

Während der letzten Jahre sind in den Niederlanden in grossem Umfange Versuche für Stahlbauschutz mit Bitumen in dickeren Schichten gemacht worden, speziell auf Stahlbauten in oder in der Nähe von Salzwasser.

Diese Bauten sind hauptsächlich Schleusentore, Pontons u. ä. in Meerwasser und Landungsbrücken und Brücken in der Nähe von Meerwasser. Wie oben erwähnt, gilt das Salz wohl als einer der grössten Feinde des Stahls.

Versuche haben gezeigt, dass Stahl, der regelmässig mit Meerwasser in Kontakt war, noch eine ziemlich grosse Quantität Salz, die tief in die Stahlporen eingedrungen war, enthielt, nachdem die Oberfläche vollständig blank abgesandet worden war. Dies könnte auch der Grund sein für das Fehlen aller wasserdurchlässigen Schutzsysteme im Stahlwasserbau. Da im Laufe der Zeit in den Niederlanden sowie im Ausland die Versuche ausschliesslich mit neuen Probeblechen ausgeführt worden sind, liefern deren Resultate keine Anhaltspunkte hinsichtlich dieses beim normalen Unterhalt wichtigen Faktors.

Bei den in den Niederlanden vom Rijkswaterstaat durchgeführten Versuchen wurde von Asphaltbitumen und Teerpech in einer Schichtdicke von 2-3 mm ausgegangen.

Die physikalischen Eigenschaften dieser beiden Produkte werden angegeben durch den Erweichungspunkt einerseits und durch die Eindringungszahl oder die Penetration andererseits. Der Erweichungspunkt ist die Temperatur, bei welcher das Material eine bestimmte Viskosität hat, während die Penetration die Härte des Produktes angibt.

Die Verwendungsgrenzen liegen also einerseits beim Erweichungspunkt, wobei die Masse weich wird und anfängt abzufließen und andererseits bei der Penetration, wobei die Schicht zu hart und spröde wird und Risse zeigt.

Bei der Wahl zwischen den beiden Arten geniesst einerseits das

Asphaltbitumen den Vorzug der günstigen Lage der beiden genannten Komponenten; Teerpeche sind besonders bei niedriger Temperatur sehr spröde und fließen bei hohen Temperaturen leicht ab. Andererseits ist jedoch bekannt, dass man bei Stahlbauten in Salzwasser mit der Anwesenheit von Seepocken rechnen muss und dass diese sich in geringerem Masse an die Teerpechschichten heften und auch weniger leicht darin eindringen als bei Asphaltbitumen. Ausser auf die grosse Härte des Teerpeches kann dies zurückgeführt werden auf die Anwesenheit von phenolartigen Verbindungen, welche eine giftige Wirkung auf die Pocken ausüben. Auch darf die bessere Resistenz von Teerpech gegen das oft auf dem Wasser schwimmende Mineralöl als bekannt angenommen werden. Versuche ergaben, dass Teerpech dem Asphaltbitumen überlegen ist bei Anwendung auf Stahlbauten in Meerwasser.

Auf Stahlbauten in der Nähe des Meeres erwiesen sich sowohl das Asphaltbitumen als auch das Teerpech in einer Schichtendicke von mindestens 2 mm allen anderen bis heute verwendeten Schutzmethoden wie z. B. Farbschichten mit Bleimennige-Grundierung überlegen.

Infolge der so viel günstigeren physikalischen Eigenschaften der Asphaltbitumina finden diese jetzt Anwendung für Bauten, Brücken u. ä. in der Nähe von Meerwasser, wobei dem Asphalt, falls dieser hohen Aussentemperaturen ausgesetzt werden soll, Micro-Asbest beigefügt wird.

Die ungünstigen physikalischen Eigenschaften des Teerpeches ergaben im Anfang ernstliche Schwierigkeiten, da bei niedrigeren Temperaturen die sehr spröde Schicht beim Auftreten elastischer Verformungen im Stahlbau riss; andererseits wurde die Schicht schon bei geringer Erhöhung der Aussentemperatur weich und begann abzufließen. Eine Verbesserung der Penetration wurde erreicht, indem man den Feststoff des Anthracenöls beifügte.

Wie bekannt, ist das Anthracenöl das schwerste Oel, das bei Destillation des Steinkohlenteeres ausdampft. Dieses Oel kann bei einer Temperatur von 300-360° C im Vakuum zerlegt werden in ein dünneres und ein sehr dickes Oel. Indem man dieses dicke Oel zusammenpresst und den Presstoff mit Benzol wäscht, bekommt man nach Verdampfung des Benzols einen Feststoff. Wenn dieser danach unter Durchblasung von Luft und fortwährendem Rühren bei einer Temperatur von 200° C dem Pech beigefügt wird, wird die Penetration günstig beeinflusst.

Wenn man der Masse eine relativ kleine Quantität Gummi beifügt, wird auch der Erweichungspunkt günstig beeinflusst und das Teerpech genügt auch physikalisch den gestellten Ansprüchen.

Einige niederländische Firmen haben zur Auftragung dieser Produkte Apparaturen entwickelt, mit denen die Schichten in einer Dicke von 2-3 mm warm aufgespritzt werden können.

Die Verarbeitungstemperaturen von Asphalt wechseln hierbei von 220-250° C, die von Teerpech von 140-160° C.

Durch das Aufspritzen von Schichten bei diesen hohen Temperaturen entsteht ein zu schneller Temperaturfall, so dass die Schicht keine Zeit hat, sich genügend fest an die Stahloberfläche zu heften; um diese Schwierigkeit zu beseitigen, wird zuvor eine spezielle Heftschrift von aufgelöstem Bitumen aufgetragen.

Wie schon erwähnt, ist die Dichte der Schicht von fundamentaler Wichtigkeit für den Schutz. Es findet denn auch eine intensive Kontrolle der Dichte statt mit Hilfe von Wechselstrom hoher Spannung ($\pm 10\,000$ Volt). Die hierzu benutzten Apparate sind von einfacher Art und leicht zu handhaben. Sie bestehen aus einem 4 Volt-Akkumulator, einem Induktor für Umwandlung von Gleichstrom in Wechselstrom von solcher Spannung, dass der Funkendurchschlag in der Luft mindestens 1 cm beträgt. Mit Hilfe einer hierauf angeschlossenen Messbürste wird danach die Oberfläche abgetastet, wobei nicht vollständig isolierte Schichten Funkendurchschlag zeigen.

Die Schichtdicke wird mit Hilfe einer Messuhr gemessen. Hierbei wird eine dünne Nadel durch die Schicht gestossen, und die Entfernung der Nadelspitze bis an die Unterseite eines auf die Schicht gedrückten Plättchens kann bestimmt werden.

Mehrere Tausend Quadratmeter Stahlfläche sind in den letzten Jahren auf die besprochene Weise vom Rijkswaterstaat behandelt worden.

c. Metalldeckschichten.

Die wichtigsten für Stahlbauschutz verwendeten Metalle sind wohl:

1. Zink,
2. Aluminium.

1. Zink.

Zink ist eher an Korrosion unterworfen als Stahl, wodurch dies er dem Korrosionsangriff entzogen, also geschützt wird; Zink ist also anodisch dem Stahl gegenüber.

Die Struktur einer Zinkschicht hängt ab von der Weise, wie sie aufgetragen wird.

Zink kann auf verschiedene Weisen aufgetragen werden, wobei folgende Methoden für Stahlschutz als am wichtigsten erachtet werden müssen:

- a. Thermisch Verzinken in Bädern,
- b. Spritzen von Draht oder Pulver,
- c. Wie Farbschichten aufgetragene Zinkcompounds.

Das thermische Verzinken geschieht durch Untertauchen in ein Schmelzzinkbad bei einer Temperatur von ca. 450°C . Hierbei diffundieren Eisenatome in die Zinkschicht hinaus, wodurch eine Eisen-Zinklegierungsschicht entsteht. Stärke und Struktur dieser Schicht hängen von der Tauchzeit ab sowie von der Geschwindigkeit, mit der das Objekt aus dem Bad genommen wird. Bei höheren Badtemperaturen und längerer Tauchzeit können Eisenatome schneller bzw. mehr diffundieren. Werden die Objekte schneller aus dem Bad heraus genommen, so hat das zur Folge, dass die oberhalb der Legierungsschicht gebildete Reinzinkschicht dünner wird.

Eine dickere Legierungsschicht haftet besser, erzeugt jedoch eine härtere und sprödere Schicht. Zufügung von sehr kleinen Quantitäten Aluminium (ca. 0,03-0,05 %) gibt eine glattere und glänzendere Oberfläche, Zufügung von grösseren Quantitäten Aluminium (z. B. 0,2-0,4 %)

eine dünnere und weniger spröde Schicht, was für einige Anwendungen, z. B. für Feinbleche, wichtig ist. Thermisch verzinkte Schichten bieten für Stahlwasserbauten einen guten Schutz, vorausgesetzt, dass sie in Schichtdicken von wenigstens 100 Mikron aufgetragen werden.

Zink, bei höheren Temperaturen aufgespritzt, bildet eine Schicht von reinem Zink; von einer Legierungsschicht ist also hier keine Rede. Vorher muss die Oberfläche erwärmt werden, damit die Schicht genügend haftet. Beim Zinkspritzen bildet sich eine ziemlich poröse Schicht; beim Spritzen aus grösserer Entfernung nimmt das geschmolzene Zink Oxygen auf, weshalb die Schicht Zinkoxyd enthält, dessen Einfluss die Lebensdauer verringert.

Gespritzte Schichten schützen bei derselben Schichtstärke weniger als thermisch verzinkte Schichten. Spritzzinkschichten bilden jedoch einen guten Untergrund für Farbschichten.

Das sogenannte Kaltverzinken besteht darin, dass Farbschichten von grossem Zinkpulvergehalt mit dem Pinsel aufgetragen werden. Für die Erhaltung einer kathodischen Schutzwirkung ist es notwendig, dass diese Farben wenigstens 95 % Reinzink enthalten, da sonst das Bindemittel die Zinkteilchen zu stark isolieren würde, wodurch die kathodische Schutzwirkung grösstenteils verlorenght.

Diese Zinkcompounds ergeben infolge der Hochpigmentierung eine ziemlich grosse Schichtdicke und sind schwer aufzubringen; sie ergeben ebenso wie die aufgespritzten Schichten einen weniger guten Schutz als die thermisch verzinkten Schichten.

2. Aluminium.

Im Gegensatz zum Zink ist Aluminium in den meisten Fällen kathodisch dem Stahl gegenüber, d. h. Aluminium benimmt sich wie ein edleres Metall, trotz des höheren Platzes, den es in der Spannungsreihe einnimmt. Das kommt daher, dass das Potential von Aluminium ziemlich schnell nach dem Aufbringen in eine höhere Valenz umschlägt, während auch die unter atmosphärischen Umständen auf der Schicht entstandene Oxydhaut sich edler verhält als Stahl. Obwohl das Aluminiumpotential in einigen Fällen auch wieder in eine niedrigere Valenz umschlagen kann, darf im allgemeinen angenommen werden, dass Aluminium den Stahl anodisch schützt.

Die Aluminiumschicht wird mittels Spritzen bei hohen Temperaturen aufgetragen; selbstverständlich ist hierbei die Porendichte der Schicht wichtig, die auch mittels einer grösseren Schichtstärke erreicht werden kann. Der Widerstand der Schicht atmosphärischen Einflüssen gegenüber ist grösstenteils abhängig von der Reinheit des Metalls. Aluminium für Stahlschutz soll 99,8 % reines Aluminium enthalten.

Aluminiumschichten zeigen bei Anwendung für Stahlwasserbauten einen sehr guten Schutz, sind aber ziemlich kostspielig.

Die Korrosion von Bewehrungsstäben in Betonkonstruktionen.

Zum Schluss erwähnen wir noch einige Betrachtungen über die Korrosion von Bewehrungsstäben in Betonkonstruktionen.

In der Zusammensetzung des Betons sowie der einzelnen Teile ist eine grosse Reihe von Variationen möglich, die alle mehr oder weniger den gebildeten Beton beeinflussen.

Im allgemeinen aber kann man sagen, dass während der chemischen Bindung Kalk frei wird in Form von Calciumhydroxyd, dem sogenannten freien Kalk. Das auf diese Weise gebildete Calciumhydroxyd ist in Wasser leicht löslich, wodurch das Wasser alkalisch wird.

Nach der Verdampfung des Wassers aus dem Beton bleibt das Calciumhydroxyd im Beton zurück und wird stets von wieder eindringendem Wasser aufgelöst. Die Konzentration der Lösung ist einerseits abhängig von der Quantität des Wassers, anderseits von der Quantität des anwesenden freien Kalkes. Dieser freie Kalk wird aber von der in der Luft und dem Wasser befindlichen Kohlensäure in Calciumkarbonat umgewandelt, den sogenannten kohlensauren Kalk. Dieser kohlensaure Kalk ist *nicht* in Wasser löslich.

Die Valenz einer Lösung wird angegeben durch das Symbol pH. Neutrales Wasser hat bei einer Temperatur von 25° C einen pH-Wert von 7, d. h. in diesem Wasser sind die H^+ - Ionenkonzentration und die OH^- - Ionenkonzentration gleich. Bei der genannten Temperatur ist das Produkt beider Konzentrationen 10^{-14} ; der Wert der einzelnen Konzentrationen ist also gleich 10^{-7} . Das Produkt der Konzentrationen hat, unabhängig von der Temperatur, einen konstanten Wert. Hieraus geht hervor, dass die OH^- - Ionen -Konzentration verringert wird, wenn die H^+ -Konzentration zunimmt und umgekehrt.

In der erwähnten Lösung sind in einem Elektrolyt mehr OH^- -Ionen als H^+ -Ionen vorhanden, das Milieu ist also alkalisch, von schwach bis stark alkalisch (pH-Wert beträgt dann 7-14) abhängig von der Differenz in der Ionenkonzentration.

Bei einem pH-Wert grösser als 10 ist ein derartig grosses Uebermass von OH^- -Ionen im Wasser vorhanden, dass die Eisenionen (wie bei der Korrosion gezeigt) beim Heraustreten sich auf die Oberfläche des Metalls niederschlagen, wodurch ein weiterer Austritt der Eisenionen verhindert und der Korrosionsprozess gehemmt wird. Es entsteht eine Passivitätsslage.

Wie oben schon erwähnt, wird eine Quantität Calciumhydroxyd von der Kohlensäure aus der Luft und aus dem Wasser ungewandelt, wodurch die Konzentration der Lösung stets verringert wird und der pH-Wert fällt. Wenn der pH-Wert in der Umgebung der Bewehrungsstäbe unter 10 gefallen ist, so tritt Stahlkorrosion auf. Bei weiterem Fallen des pH-Wertes wird die Geschwindigkeit dieses Korrosionsprozesses fortwährend zunehmen.

Aus den vorstehenden Theorien würde man vielleicht schliessen, dass die Verwendung von demjenigen Zement, bei dem am meisten Calciumhydroxyd frei wird, zu bevorzugen sei. Dies ist aber nicht richtig, weil z. B. in Industriegegenden, wo die Luft auch SO_2 -Dämpfe enthält, ausser Karbonaten auch Sulfate gebildet werden, die in Wasser löslich sind und den Korrosionsprozess fördern.

Dieses SO_2 kann sogar den gebundenen und erhärteten Kalk umwandeln. Dies kann auch geschehen durch Wasser mit viel Kohlensäure, wie es oft in Moorböden gefunden wird und wobei der Beton selbst angegriffen

wird. In solchen Fällen kann also die Anwesenheit von viel Kalk auch schädliche Folgen haben.

Die Ursache der Korrosion von Armierungsstäben in Betonkonstruktionen ist also die, dass Luft und Feuchtigkeit zur Armierung durchdringen können. Da es im allgemeinen *nicht* möglich ist, Beton wasser- und luftundurchlässig herzustellen, muss der Schluss gezogen werden, dass die Bewehrung in Betonkonstruktionen unter nahezu allen Umständen angegriffen werden kann. Der Zeitraum, der zwischen dem Bau einer Konstruktion und dem Angriff der Bewehrung vergeht, ist abhängig von der Quantität von Feuchtigkeit und Luft, die eindringen können, und der Menge der Stoffe, die im Wasser, sowie Dämpfe, die in der Luft enthalten sind.

Aus dem Vorstehenden ergibt sich, dass es notwendig ist, das Eindringen von Wasser und Luft zur Bewehrung weitmöglichst zu beschränken, was sehr abhängig ist von:

1. der Betondeckung auf der Bewehrung,
2. der Dichte des Betons,
3. dem Mass der Haarrissbildung.

Bei neuen Konstruktionen wäre auf vorstehende Punkte Rücksicht zu nehmen, für bestehende Konstruktionen können diese Tatsachen festgestellt und folgendes geschlossen werden:

1. Wo bei bestehenden Konstruktionen an mehreren Stellen Ablätterungen entstehen durch das Korrodieren der Bewehrung, wäre nach Reparatur dieser Stellen baldmöglichst eine Abdichtung der ganzen Oberfläche vorzunehmen.

2. Bei bestehenden Betonkonstruktionen mit einer grossen Feuchtigkeitsaufnahme und geringer Deckung ist Rissbildung durch den Angriff der Bewehrungsstäbe zu erwarten und frühzeitige Abdichtung notwendig.

3. Solche Massnahmen sollen eventuell auch an denjenigen Stellen getroffen werden, wo Haarrisse durch Spannungen entstanden sind, entweder infolge von Belastungen oder von Temperaturschwankungen.

Schutz der Betonkonstruktionen.

Zum Schutz der Betonkonstruktionen gibt es viele Handelspräparate, die alle mehr oder weniger die Abdichtung der Oberfläche bezwecken.

Die Lage einer Konstruktion zur Zeit des Schutzes sowie die Umgebung in der sich diese befindet, bestimmen hauptsächlich die Art der aufzutragenden Schutzschichten. Bei Unterwasserkonstruktionen bzw. Konstruktionen im Boden wird die Behandlung bald nach der Fertigstellung vorgenommen werden müssen, während es auch in einer aggressiven Umgebung oft erwünscht ist, baldmöglichst schützende Schichten anzubringen. In diesen Fällen soll auf die Anwesenheit basisch reagierender Feuchtigkeit im Beton Rücksicht genommen werden.

Wenn keine ästhetischen Anforderungen gestellt werden, so werden im allgemeinen nur die Bitumina verwendet.

Es ist erwünscht, eine möglichst lange Zeite zwischen dem Einbringen und dem Abdecken des Betons einzuschalten, damit die Verdampfung der im Beton vorhandenen Feuchtigkeit auf normaler Weise möglich sei.

Bei Konstruktionen, die normalen atmosphärischen Einflüssen ausgesetzt sind, spielt die Aesthetik oft eine grosse Rolle. Mit Rücksicht auf die schwarze Farbe der Bitumina können solche Objekte meistens nicht damit behandelt werden. Im allgemeinen ist man bei diesen Konstruktionen auf Farben mit oder ohne Oelgehalt angewiesen. Es ist jedoch für diese Objekte erwünscht, einige Jahre zu warten, bevor man sich zur Abdichtung entschliesst.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Veröffentlichung enthält eine allgemeine Korrosionstheorie mit Betrachtungen über die Walzhaut, über die Stahlschutzmittel bei Wasserbauten und dafür meist angewandte Verfahren, d. h.:

- a. Anstriche in mehreren Schichten,
- b. Schichten bituminösen Ursprungs,
- c. Metallschichten.

Insbesondere was b. anbelangt werden Schutzmittel und deren Anwendung auf Grund eigener Erfahrungen mit Stahlwasserbauten in Meerwasser beschrieben.

Zum Schluss wird eine Theorie veröffentlicht, die sich auf die Korrosion von Bewehrungsstäben in Betonkonstruktionen bezieht, und woraus sich unseres Erachtens u. m. ergibt, dass unter unseren klimatischen Verhältnissen auch für Betonbauten Schutzmassnahmen erforderlich sind.

R E S U M O

Os autores expõem uma teoria geral da corrosão fazendo considerações acerca da película de laminagem, da corrosão do aço nos equipamentos hidráulicos e dos processos mais correntes para a sua protecção:

- a) Protecção por várias demãos de pintura.
- b) Protecções do tipo betuminoso.
- c) Protecções metálicas.

Além destes, descrevem ainda outros processos que tiveram a ocasião de ensaiar em estruturas submetidas à acção da água do mar.

Os autores terminam com uma teoria da corrosão das armaduras de betão armado que mostra, na sua opinião, ser necessário, proteger também as estruturas de betão contra os efeitos dos agentes atmosféricos.

R É S U M É

Les auteurs exposent une théorie générale de la corrosion ainsi que des considérations sur la calamine, sur la corrosion des équipements

hydrauliques et les procédés les plus couramment employés pour assurer la protection de ces derniers :

- a) Peinture en plusieurs couches.
- b) Protections bitumineuses.
- c) Protections métalliques.

Ils décrivent également des procédés de protection qu'ils ont essayé sur des structures métalliques soumises à l'action de l'eau de mer.

Les auteurs exposent aussi une théorie de la corrosion des armatures de béton armé qui démontre, à leur avis, la nécessité, imposée par les conditions climatiques, de protéger aussi les structures en béton.

S U M M A R Y

This paper expounds a generalized theory of corrosion and refers to the mill scale, the corrosion of steel in hydraulic equipments and to the most common processes adopted to achieve its protection :

- a) Protection by several coats of paint.
- b) Bituminous protections.
- c) Metal coating.

Processes tried out by the authors in structures submitted to sea water are also described.

The paper concludes with a theory of corrosion in reinforced concrete bars that shows, in the author's opinion, that it is necessary to also protect concrete structures, against the influence of atmospheric actions.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVd2

Maintenance of steel structures

Unterhalt von Stahlbauten

Conservação das construções metálicas

Entretien des charpentes métalliques

M. F. PALMER

M. I. C. E., M. I Struct. E.

Bromley

Introduction.

The changeover from the use of iron in structures to mild steel was taking place towards the end of the last century. There are examples to-day of painted iron bridges over a hundred years old, and steel bridges approaching seventy-five years of age in which, for the most part, the metal is in an excellent state of preservation. This proves that paint, once it has properly adhered to a steel surface, is an excellent protection against weather.

The paper mentions details which have proved faulty in existing structures, and suggests methods of repair. It indicates trends of present-day design, and outlines methods of preparatory treatments which are available for steel protection.

Repairs to Tower Bridge

Tower Bridge was opened to traffic in 1898, and is a steel structure. During the last two or three years, the bridge has been very closely examined, repaired and repainted [1].

Where the steelwork of the bridge has been accessible for maintenance, its condition is good, and there has been very little corrosion of the steel. There are, however, a few places in the bridge which have not been accessible since it was built.

At the start of the last war, as a safety precaution, the heavy cast iron ornamentations were removed from the overhead girders of the opening span, and this revealed corrosion which had taken place in the webs of the mild steel outer channels forming the bottom boom of the

lattice girders. These channels were repaired by burning out sections of the web 12" long and 4" deep and butt welding in new plates, working along the boom until the total length of repair was sufficient to replace the corroded area.

Other places needing attention were the four outer corners of the opening span near the pivots of the bascules. The space between the bascules and the fixed steelwork at these points was only about 9 inches wide, and as a consequence, the steel surfaces which shadowed each other had not been painted since the bridge was erected. It was possible to see, however, that considerable corrosion had taken place on some of the web plates where water had run down from the road surface; also that some of the rivet heads had practically corroded away, while others had conical heads of various sizes.

To strengthen the girders, a system of web laticing was added as shown in Fig. 1, thus making the web plates more or less superfluous at these points. Manholes were then constructed as shown. By placing these manholes in suitable positions and rotating the bascules it was found possible to gain access to all parts which were previously inaccessible. When the manholes were not in use, cover plates were screwed on, in order to reduce draughts.

Rivets with badly corroded heads were cut out and replaced with high tensile steel turned and fitted bolts, the holes being reamed out to suit. In all cases, the working space was very confined, and replacing with rivets was not a practical proposition.

During the progress of the work, an investigation was made into the feasibility of welding round corroded rivet heads so as to avoid the work involved in cutting out the rivets and replacing with bolts. Test pieces were prepared as shown in Fig. 2.

Test piece (a) was a $2\frac{3}{4}" \times \frac{1}{2}"$ flat drilled centrally with a $\frac{15}{16}"$ diameter hole and filled with a $\frac{7}{8}"$ diameter rivet.

Test piece (b) was similar, except that the head of the rivet was ground to simulate a corroded head such as existed on the bridge. This head was then welded round as shown.

Test piece (c) was made with the object of testing whether the rivets were liable to pull out when tested in double shear.

Two test pieces of each type were tested. The results were as follows:

<i>Test Piece (a).</i>	No. 1 Tons	No. 2 Tons	Average Tons
Actual load to cause yield	25.14	25.83	25.48
Actual load to cause failure	31.40	30.74	31.07
 <i>Test Piece (b).</i>	 No. 1 Tons	 No. 2 Tons	 Average Tons
Actual load to cause yield	26.12	25.60	25.86
Actual load to cause failure	38.55	38.21	38.38

In the first test (b), the piece fractured across the parent metal at the hole and round the throat of the weld on one side of the hole. In the second test, the piece fractured across the parent metal at the hole and through the weld.

Test Piece (c).

Actual load to cause failure by double shear of both the rivets

No. 1 Tons	No. 2 Tons	Average Tons
60.23	63.80	62.01

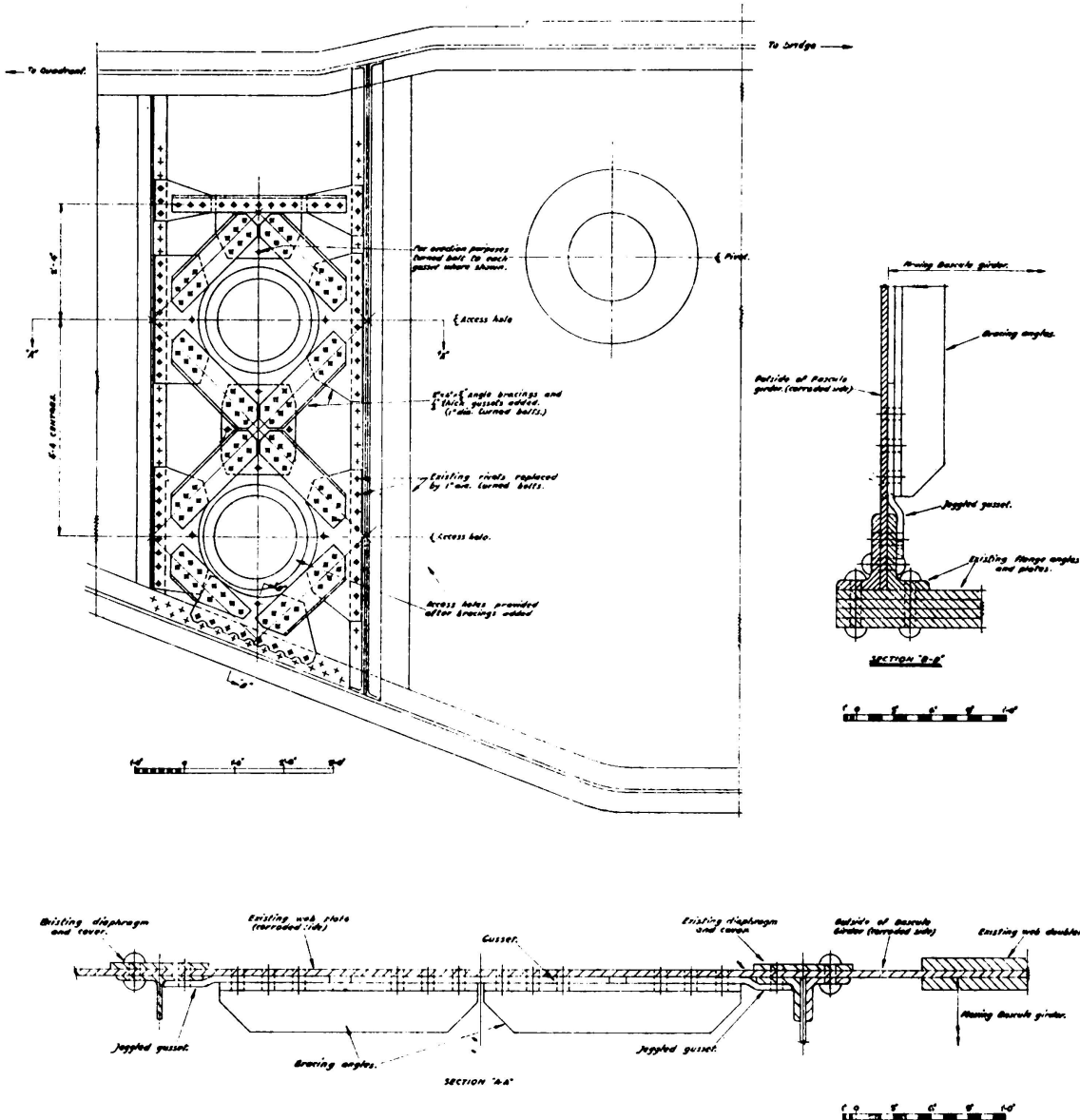


FIG. 1. Tower Bridge repairs. Arrangement of new steelwork for repair of corroded webs of moving bascule girders

By comparing test pieces (a) and (b), it will be seen that in repairing the rivet heads by welding round them, the ultimate strength of the plate at the weakest cross section, was increased by the value of the added weld metal. In this test, the increase was $38.38 - 31.07 = 7.31$ tons or 23%. This is a very valuable addition, especially as the web will have also corroded at this point.

The results given by test piece (c) show that after repair, the rivets were capable of taking their original shear load.

This method of repair was not used to a large extent on Tower Bridge because the working spaces proved to be too confined for welding, but it provides a cheaper way of making good than by cutting out corroded rivets and replacing with new rivets or fitted bolts. Where the original

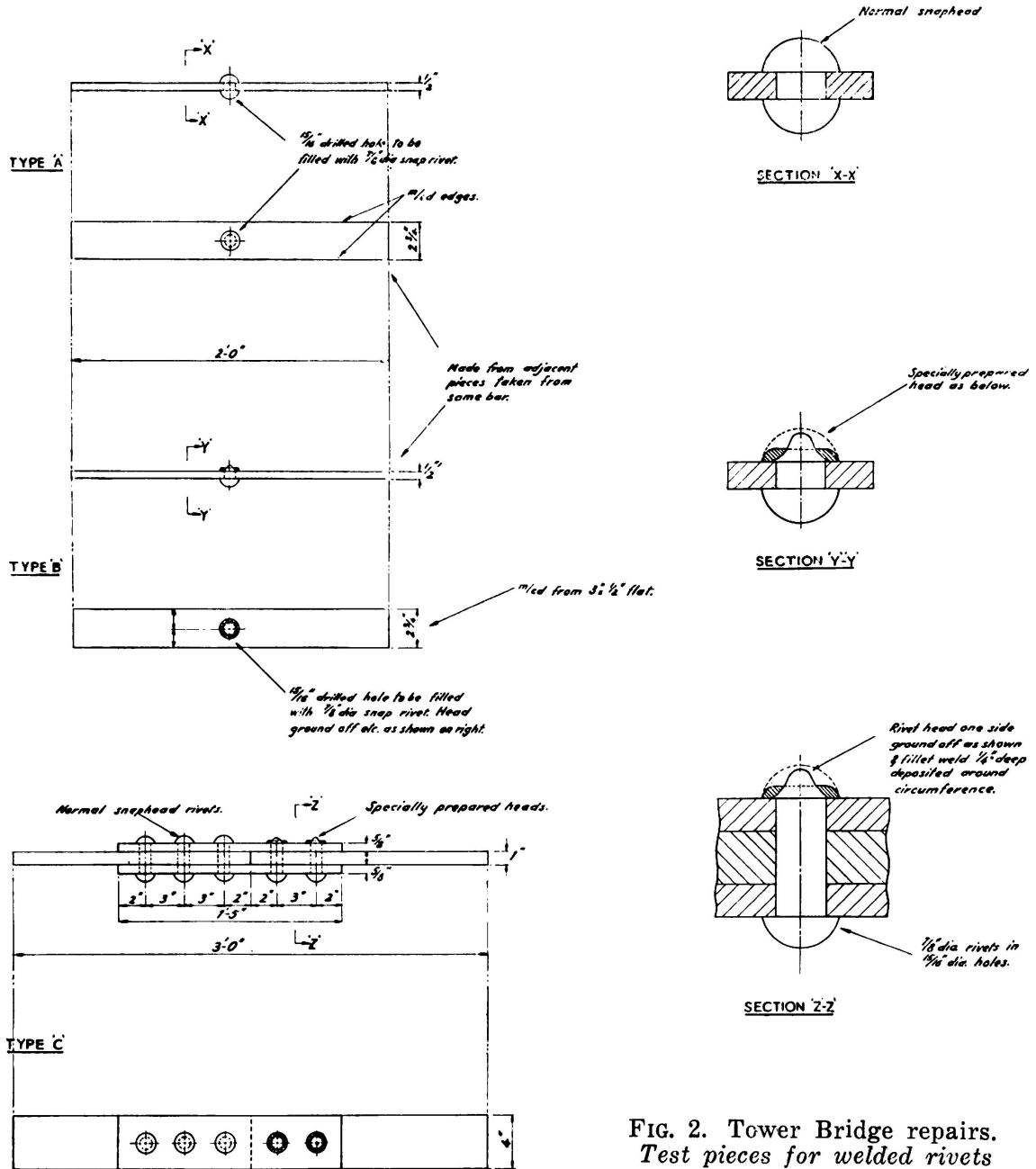


FIG. 2. Tower Bridge repairs.
Test pieces for welded rivets

rivet holes were punched and not reamed out after the parts were brought together, as was so often the case, it has been found impossible to drive out the rivets after the heads have been cut off. In such cases, they have had to be drilled out, which is an expensive process.

It is important to wire brush rusty surfaces prior to welding, since the absorption of an undue amount of rust into the weld metal could result in cracks in the welds which might propagate into the parent metal.

Faults in structures, and some remedies.

Where costly repairs to structures have been necessary, the causes can usually be traced to a lack of appreciation of the necessity for reasonable access to all parts for maintenance purposes, or to the existence of pockets capable of holding dirt and moisture. In bridges, parapet walls have been built so close to plate girders as to make the webs at the supports inaccessible on one side. In many cases, the girders sit on wide piers or abutments, making the bottom flanges of the

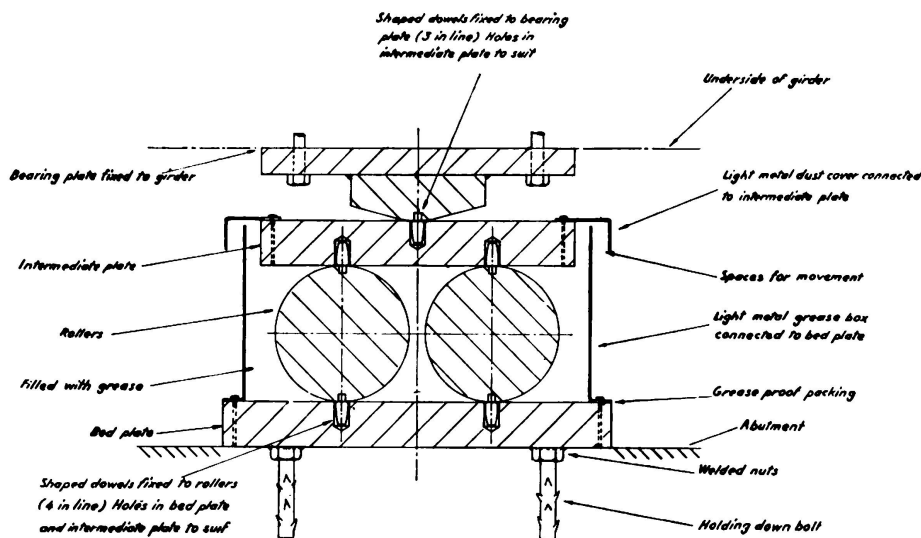


FIG. 3. Expansion bearings

girders inaccessible at the ends for the width of the pier. Bottom booms of lattice girders were sometimes in the form of a trough, thus collecting dirt and moisture; longitudinal timbers carrying tracks were laid in recesses in steel plated decks, and timbers were bolted to the top flanges of main girders and cross girders; all these and similar details have proved to be points of severe corrosion.

Modern practice leaves the ends of the girders clear of obstructions, and in some cases, bearings are set on pedestals in order to give room for access to the bearings and to tops of piers and abutments. Timber is now seldom used for decks of bridges.

Other common faults disclosed by the passage of time are the placing of rivets too far in from the edges of multiple flange plates and the spacing of rivets too far apart in the outer rows. This allows moisture to penetrate between the plates, resulting in rust forming between the surfaces and forcing the plates apart. Where this has happened, little can be done except to clean out the rust for as great a depth as possible, paint the surfaces with red lead and fill in the space with a suitable mastic. In railway bridges, cross girders has been designed as simply supported at their ends, but when detailed, have been partially fixed by means of end cleats. This results in the failure of the cleats in course of time through high stresses and fatigue.

In some cases, roller expansion bearings have not been easily accessible and have become completely corroded, and, in effect, fixed. It is now common practice to encase such bearings in grease boxes having dust covers, which ensures that no further attention is required for a number of years. This is exemplified by Rochester Bridge, which was reconstructed in 1912. The expansion bearings were left exposed, but in 1930, owing to the troubles from dust and dirt, they were completely encased and packed with grease. No further attention has been necessary, and the bearings are working well. Fig. 3 gives an example of a simple enclosed bearing.

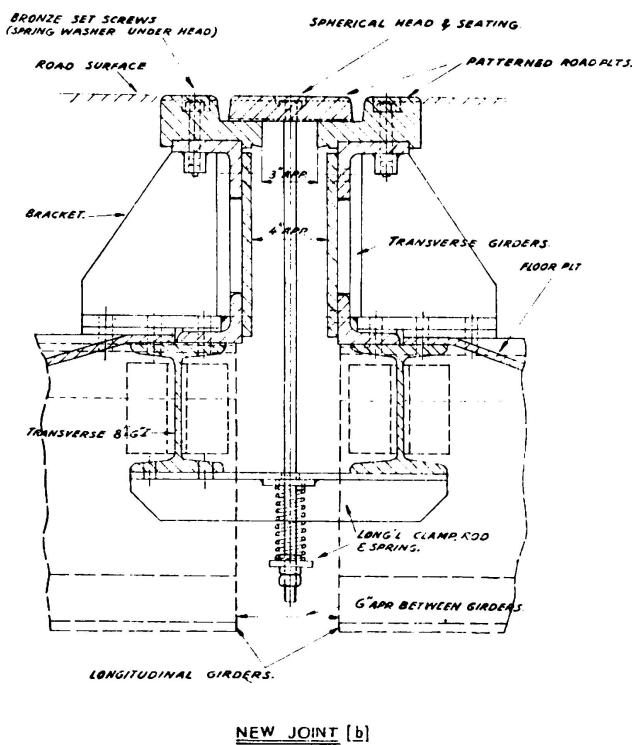
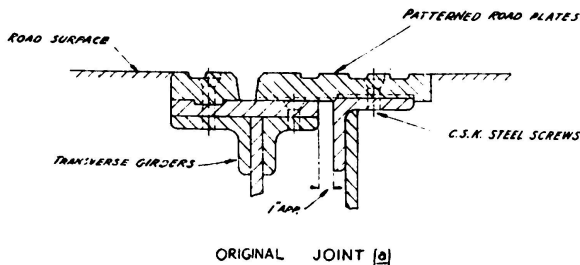


FIG. 4. Rochester bridge. Section Through expansion joints

Expansion joints in decks of road bridges require careful consideration. Fig. 4 (a) shows a detail of one of the original joints on Rochester Bridge. The overhanging plates which were held down by countersunk screws were continually working loose. Owing to a slight movement of one of the abutments over a period of years, the expansion gap was gradually reduced and it became necessary to renew the joint. The detail shown in Fig. 4 (b) was adopted. It will be seen that the plate bridging the gap is loose, apart from being held down by springs which are adjustable from the underside of the bridge. This reconstructed joint has been in existence now for a few years and has proved successful.

In external crane gantry structures, a source of weakness has proved to be the inadequate fixing of the crane rails. Rain water penetrates between the top of the crane girders and the bottoms of the rails and a layer of rust is formed. This rust is broken under the action of the crane wheels, and the process is repeated. In course of time a longitudinal trough is worn in the top of the girders, causing a thinning of the top flanges. The bottom of the rail also thins from corrosion and is weakened. Unfortunately, continuous welding of rails to girders produces difficulties which are not easily overcome. Due to the high carbon content of the rails, cracks are liable to occur in the welds and may propagate into the girder itself. One solution is to fasten the rails by high tensile bolts

placed closely enough to make a watertight joint, the bolts being fitted with lock washers. This method also allows easy replacement of the rails when this becomes necessary. It will be necessary to use clips for the smaller sizes of bridge rails. Joints in rails, if badly made, are a source of wear on the crane and the gantry and are noisy. The author favours skew cut joints with the rails tightly butted.

Tendencies of modern design.

Welded construction contributes greatly to ease of maintenance and presents plain surfaces for cleaning and painting.

Details of two unusual welded plate girder railway bridges have recently been published, [2] having all-welded steel plate decks. One bridge has ten spans and a walkway span placed side by side and sealed by welding so as to form a completely watertight deck, Very little steelwork in the form of the upper parts of the girders is exposed above the deck for maintenance, whilst under the deck, maintenance should be light due to absence of water. The other bridge is in three spans carrying a single track, and in this case, the plated deck stops short of the webs of the girders so as to enable the girders to be completely painted. This bridge is curved in plan to suit the radius of ten chains of the track it carries.

In road and rail bridges of lattice girder design, the recent practice of forming the top and bottom booms and internal members of welded construction, and using bolts or rivets at intersections only, has much to commend it from a maintenance point of view. All-welded lattice girders for footbridges having top and bottom booms and internal lacings of single members, are in effect monolithic frames and are easily maintained.

Protection of steelwork.

The most important consideration is the preparation to be carried out on the steel surfaces prior to painting. This may take the form of wire brushing, pickling, flame cleaning or grit blasting.

In all cases, the longer the steel has been allowed to «weather», the easier will be the removal of the mill scale. It will often be advisable to omit the coats of shop paint to allow extra time for «weathering». Site painting should be carried out only in the summer months where this is practicable.

One shop coat of paint is not worth applying, owing to the short time in which it fails. This remark also applies to the coat of cement wash which is sometimes called for where steelwork is to be buried in concrete.

Descriptions of the more usual methods of preparing and protecting structural steelwork are given in the remainder of this paper.

Wire Brushing.

The simplest method of preparation is hand cleaning using a wire brush in conjunction with hand scraping or hand chipping. This is

intended to remove only loose mill scale, rust and old paint. There have been endeavours recently [3] to set standards to which this should be carried out, such as the cleaning obtained by vigorously hand brushing a test area with a new, commercially acceptable, wire brush at a rate of two square feet per minute.

Grit Blasting.

A similar attempt has been made to classify blast cleaning prior to painting according to the results required. Three gradations of finish are given.

Blast cleaning to «white» metal, such as is necessary for metal spraying.

Commercial blast cleaning of a lower standard, but satisfactory for most practical purposes. This is defined as the finish given by dry blasting under specified conditions at the rate of 3 square feet per minute.

Brush-off blast cleaning, considered adequate for mildly corrosive conditions, and is the finish obtained by blasting at the rate of 8 square feet per minute.

Dry blasted surfaces should be brushed or vacuum cleaned before coating, and the initial coating should be applied within a few hours of blasting, i. e., before any fresh rusting is visible.

Grit blasting is carried out either by an air blast or mechanical impeller. The process used must depend on the type of work to be treated and the quantity. At the present time, the air blast is the most universal, and is the only method for dealing with fabricated parts for bridges and similar structures and for normal quantities of any kind. Where large quantities of steel bars are to be treated and the workmanship amounts to no more than drilling, an automatic machine of the impeller type has been used.

A variation of the air blast method is Vacu-Blast — a process whereby the grit is collected by vacuum before it is able to disperse, which saves the operator wearing a mask. The process can be carried out in the fabricating shops, and the plant, being portable, can be taken to the job. This is particularly advantageous in the case of heavy girders. By means of special brushes it is possible to grit blast sections such as angles. In downhand positions, which would apply to most work carried out in the shops, the speed of operation is reasonable, but for vertical and overhead positions, the tubes are rather heavy and result in some slowing down, due to fatigue of the operator.

Cold Phosphating.

This treatment came to the fore during the last war, and its use has grown considerably. A chemical rust remover is used and thoroughly brushed in. After allowing time for the action to take place, it is wiped off and the phosphate treatment applied with a brush. This is allowed to dry until a grey deposit forms, when the surface is ready for painting. For external work, it is important that the phosphate coat is not exposed

to rain or dew, which would dilute it. Should this happen, a further coat is applied.

Flame Cleaning.

The basis of the system is the passing of an intense oxy-acetylene flame over the surface, which has the effect of forcing off some of the scale, due to difference in the expansion of the scale and the parent metal. The burner consumes about equal quantities of oxygen and acetylene, and several passes of the flame may be necessary if the majority of the mill scale is to be removed. The surface of the steel is vigorously brushed when heated and the priming coat of paint applied while the surface is still warm.

Flame cleaning is more efficient in removing mill scale if the new steel has had some time in which to weather. A minimum period for weathering would appear to be about three months.

On existing structures, old paint can be removed by this method, but in doing so, smoke and fumes are involved. In fresh air this is not objectionable, but in enclosed spaces, provision would have to be made to conduct these products away. These remarks apply with particular force if the paint coat contains lead.

Pickling.

To remove mill scale by pickling, steel bars or plates are immersed in a tank containing acid for two or three days. They are then removed and transferred to another tank for washing. The process is more suitable for plates for shipbuilding and tank making than for structural engineering, where members (flange plates, etc.) up to 60 ft. long are used. These would involve very large tanks. Furthermore, the quantities of similar sized plates are large for ship and tank construction, whereas, plates and sections for the structural trade are generally much more miscellaneous.

The mill scale having been removed, the steel surface will be more liable to rusting, and it is therefore necessary that fabrication should take place as quickly as practicable. Light rusting, however, would not be detrimental and could be removed by a rust remover prior to phosphating or by hand wire brushing immediately before painting.

Painting.

According to Dr. Hudson [3], no important structure should go into service carrying a paint film less than 5 mils thick (say three or four coats). In re-painting existing structures, sound adherent paint should be allowed to remain, the bad areas patch cleaned and brought up with enough coats of rust inhibiting priming paint to build up to a satisfactory level before giving the whole structure overall coats. Exposed areas should be feathered. Whilst paint may adhere to galvanised surfaces which have weathered, where there is any doubt, i. e., where a side of a building has been

sheltered by an existing building or an overhang, the surface should be treated by phosphating or other treatment before painting. Zinc dust primers are useful paints on galvanised surfaces where rust has begun to appear. Painting should not be applied when the temperature is below 40° F., or in rain, snow, fog or mist or when the relative humidity of the air exceeds 85 %, or to cold steel which is at a temperature of 35° F or more than 5° below air temperature. When steel is painted in hot weather, precautions must be taken to ensure a specified thickness of paint is obtained.

Metal spraying.

The spraying of structures with zinc and aluminium has been carried out for a number of years, and several examples exist to show the benefits obtained.

Careful preparation of the surface to be sprayed is essential; it is necessary to have a sand or shot blasted finish down to white metal, all mill scale having been removed. The surface, which must be sprayed before oxydisation takes place, forms a mechanical key for the metal coating. The metal, which is applied by means of a flame pistol, can be of any desired thickness, depending on the number of coats applied. The usual thickness is 0.003" per coat, but it is not usual to apply more than two coats. The thickness can be checked by a suitable comparator.

The metal coatings are fairly easily scratched, but if the metal is zinc, the steel is protected by the sacrificial action of the zinc. Aluminium has also been shown to protect steel sacrificially, but to a lesser extent than zinc. Very little heat is applied to the article, and distortion is negligible.

The first coat of paint must be chosen so as to be compatible with the metal coating. Lead based paints were thought at one time to be unsuitable, but this is not borne out by experience.

An example of metal spraying is the Menai Suspension Bridge, North Wales. This bridge was reconstructed in 1940 [4] and the new mild steel links forming the suspension chains were zinc sprayed on site by the Schori powder process in two coats to a thickness of .005". This was followed almost immediately by a priming coat of red lead paint. Three further coats of paint were given. According to latest reports, although this bridge stands in an exposed marine atmosphere, the original painting on the links remains intact after fifteen years, and is still in excellent condition. With the exception of the outside faces, which were repainted because of a change in the colour scheme, no additional coats of paint have been applied, and there is no sign of rusting. On the other hand, the deck steelwork, which was not zinc sprayed, has already had at least five additional coats of paint.

From this experience, it would seem that for any structure which is well-designed and metal sprayed, minimum metal thicknesses to allow for subsequent corrosion as called for in some specifications could be deleted.

Galvanizing.

When a structure is to be galvanized, members should be so designed that acid is not trapped and the spelter can run freely away when the article is lifted out of the bath. The pieces to be galvanized should be monolithic, i. e., in the form of a single bar, or a continuously welded member which is in effect acid-tight. The steel must be clean, and free from paint, oil or grease, otherwise the pickling will not be complete. White spirit is a useful medium for removing oil and grease. The galvanizing of members which have been built up by riveting at the usual structural pitch is not generally satisfactory since acid is liable to be trapped between the riveted surfaces and cause trouble at a later date.

Splatter around welds should be scraped off, and all slag removed from welds, otherwise the galvanizing will be faulty. Where the welds are made in other than very short runs, the slag is fairly easily removed by chipping using light pneumatic chippers, but this should be thoroughly done, especially at the boundaries of the welds.

When a complicated article has to be welded and the welds are short, slag inclusions will be more difficult to remove by chipping. Grit blasting may then have to be adopted.

The distortion suffered by an article during galvanizing depends on its shape, construction and stiffness. Members of box form are unlikely to be much affected, but mild steel channels and even joists when fairly long may assume a curvature and need straightening after galvanizing.

Conclusions of protection.

In enclosed buildings, the steelwork will be well protected by the ordinary coats of paint, provided the steel was well wire brushed and cleaned before the priming coat was applied, and that all painting was carried out under good conditions.

On the other hand we have steelwork in factories where processes which give off smoke or fumes are carried on day and night, and prevent maintenance from taking place except when the factories are shut down. These cases justify the best pre-treatment and painting systems.

Most structures will fall between these extremes, and each case will need special consideration to arrive at the most economical protective treatment.

ACKNOWLEDGMENTS AND REFERENCES

1. The author thanks Messrs. Mott, Hay & Anderson, Consulting Engineers, for permission to describe these repairs.
2. M. F. PALMER — *Fabrication and Erection of Steel Plate Girder Railway Bridges*. The Structural Engineer, December, 1954.
3. DR. J. C. HUDSON — *Steel Structures Painting Council. Specifications for Cleaning and Painting Steel Structures*. Critical Abstract, British Iron & Steel Research Association, May, 1953.
4. G. A. MAUNSELL — *Menai Bridge Reconstruction*. Journal of Institution of Civil Engineers. January, 1946.

SUMMARY

Particulars are given of a method used to repair corroded web plates and of the extra strength imparted to a member by welding round corroded rivet heads. Some details which have proved faulty in older structures are mentioned, and trends of modern design intended to avoid these are stated.

The protection of steelwork is discussed, including methods of removing mill scale in varying degrees according to the result required, and subsequent treatments prior to final painting.

ZUSAMMENFASSUNG

Es werden Besonderheiten einer Methode zur Instandstellung korrodierter Stehbleche gezeigt, sowie die spezielle Haltbarkeit, welche bei einer Konstruktion dadurch erreicht wurde, dass man korrodierte Nietköpfe rund herum schweisste. Einige Einzelheiten, welche sich in älteren Konstruktionen als fehlerhaft erwiesen haben, werden erwähnt und Richtlinien für moderne Entwürfe aufgestellt, um diese Fehler zu vermeiden.

Die Schutzmassnahmen für Stahlbauten werden behandelt, insbesondere Methoden zur ganzen oder teilweisen Entfernung der Walzhaut je nach dem verlangten Ergebnis, sowie weitere Behandlungen vor dem endgültigen Anstrich.

RESUMO

Descreve-se em pormenor um processo empregado para a reparação de almas de vigas atacadas pela ferrugem e indicam-se elementos relativos à resistência suplementar introduzida numa viga pela soldadura das cabeças corroídas dos rebites. Mencionam-se também alguns elementos defeituosos das estruturas mais antigas e as medidas que se tomaram em projectos modernos para evitar a repetição desses defeitos.

Discute-se ainda a protecção das estruturas metálicas bem como os vários métodos empregados para remover a película de laminagem em função do grau de limpeza desejado e os diversos tratamentos usados antes da pintura final.

RÉSUMÉ

L'auteur décrit en détail un procédé de réparation des âmes de poutres attaquées par la rouille et donne des renseignements concernant la résistance supplémentaire introduite dans une poutre par la soudure des têtes de rivets rouillées. Il décrit également certains éléments défectueux d'ouvrages anciens et les mesures prises dans les projets modernes pour éviter la répétition de ces défauts.

La contribution comprend encore une discussion de la protection des ouvrages métalliques ainsi que des divers moyens employés pour nettoyer la calamine selon le degré de propreté désiré et des différents traitements préparatoires avant la peinture finale.

IV d 3

Unterhaltung der Tragwerke aus Stahl

Conservação das construções metálicas

Entretien des charpentes métalliques

Maintenance of steel structures

DR.-ING. WALTER WOLF

*Geschäftsführer des Deutschen Stahlbau-Verbandes
Köln*

Über die Bedeutung der sachgemässen Unterhaltung von Stahlbauwerken, ihre Massnahmen und ihren Einfluss auf die Lebensdauer der Stahlbauten bestehen in Kreisen der Hersteller, Verarbeiter und Verbraucher noch vielfach Unklarheiten, die die nachstehende Abhandlung beseitigen soll.

Überall da, wo Stahl als Baustoff verwendet wird, ist er atmosphärischen und chemischen Einwirkungen ausgesetzt, die geeignete Schutzmassnahmen erforderlich machen, damit eine Schwächung oder Zerstörung der Stahlbauteile durch Korrosion verhindert oder vermindert wird.

Ungeschütztes Eisen verliert im Jahr durch Verrostung je nach Art und der Umgebungseinflüsse 5 bis 1 000 g/m² Oberfläche. Die folgende Zusammenstellung zeigt den Einfluss der Atmosphäre auf den Rostverlust von Eisen.

Charakter der Atmosphäre	Relative Luftfeuchtigkeit in %	Rostverlust	
		g/m ² Jahr	mm Jahr
trockene subtropische Luft	31	6	0,0108
subpolare Luft	74	55	0,007
tropische Landluft... ..	74	90	0,012
tropische Seeluft	80	140	0,018
gemässigte Zone, Landluft	79	245	0,03
gemässigte Zone, Seeluft	80	355	0,09
USA, Seeluft (*)	—	190	0,025
gemässigte Zone, Industrieluft	83	385 - 450	0,05 - 0,06
USA, Industrieluft (*)	—	140	0,018
Sheffield (Engl.), Industrieluft	84	860	0,11

(*) Niedriggekohlte Stähle mit geringem Cu-Gehalt. Nach H. R. Kobson, Sonderdruck Amer. Soc. f. Metals, 1952.

Diese Zahlen zeigen, wie wichtig die Frage des Korrosionsschutzes für den gesamten Stahlbau ist.

Es ist nun grundsätzlich festzustellen, dass man dem Problem der Korrosion von Eisen und Stahl als solchem nicht von der Ursache her beikommen kann, wenn man von ausgesprochen chemischen Einflüssen absieht. Die Grundursachen der Korrosion, die in dem Vorhandensein von Luft, Feuchtigkeit und Kohlensäure zu suchen sind, sind unvermeidbar, da sie eng mit dem Leben auf der Erde überhaupt in Zusammenhang stehen. Dabei ist wesentlich, dass im allgemeinen alle 3 Faktoren wirksam sein müssen, wenn eine Korrosion zustande kommen soll.

Die Korrosion von Eisen und Stahl kann also nur verhindert bzw. vermindert werden, wenn man vermeidet, dass eine entsprechende Wirkung überhaupt auftritt bzw. wenn diese gemildert wird. Dabei können verschiedene Wege beschritten werden. Einmal ist es möglich, durch Legierungszusätze zum Eisen die Rostgeschwindigkeit herabzusetzen, z. B. durch Kupfer. Der damit erreichte Schutz ist jedoch nur begrenzt wirksam, wenn man von den hochlegierten Sonderstählen absieht, deren Verwendung aber aus wirtschaftlichen Gründen besonderen Bedingungen unterliegt. Immerhin hat diese Eigenschaft des Eisens im Zusammenhang mit anderen Methoden der Verhinderung des Korrosionsangriffs einige Bedeutung. Es ist weiterhin möglich, einen Rostschutz durch das Aufbringen von Schutzfilmen zu erreichen. Die Wege, die dabei beschritten werden, bestehen einmal in dem Aufbringen eines nicht-metallischen und zum anderen eines metallischen Schutzes auf das Eisen. Beide Verfahren haben zunächst gleiche Merkmale. Sie stellen eine mechanische Barriere zwischen dem angreifenden Mittel und dem Eisen dar. Daraus folgt zunächst, dass bei beiden Verfahren eine wesentliche Voraussetzung darin besteht, dass die Haftung auf dem Untergrund einwandfrei ist, damit ein Lösen des Schutzfilmes und ein Angriff unter dem Schutzfilm nicht eintreten kann. Das bedingt bei beiden Verfahren eine einwandfreie Vorbehandlung der zu schützenden Teile.

Für Stahlbauten sind in der Hauptsache drei Oberflächenzustände von Bedeutung:

1. mit Walzhaut bedeckt,
2. mit Rost bedeckt und
3. mit Rost und Resten alter Farbanstriche bedeckt.

Die Frage, ob die Walzhaut bei der Entrostung von Stahloberflächen entfernt werden soll oder nicht, ist bisher noch immer umstritten. Jedoch neigen heute die meisten Fachleute dazu, die Entfernung der Walzhaut unter allen Umständen zu fordern. Diese Forderung scheint auch deshalb richtig zu sein, weil auch bei zunächst völlig festsitzender Walzhaut die Gefahr besteht, dass diese sich im Laufe der Zeit ablöst und dann die daraufhaftenden Anstriche mit beschädigt. Andererseits ist die absolute Entfernung der Walzhaut nicht immer ganz einfach und verursacht dann auch höhere Kosten. Ideal wäre es, wenn man die Stahlbauteile vor dem endgültigen Anstrich so lange den Witterungseinflüssen aussetzen könnte, bis die Walzhaut sich von selbst löst oder zu lösen beginnt, so dass dann ihre Beseitigung ohne grosse Mühe möglich ist. Dem stehen aber viele

Gründe entgegen, so dass die baldmögliche Beseitigung der Walzhaut mindestens empfehlenswert ist.

Die Entfernung von Rost und bei bestehenden Bauwerken, an denen der Anstrich auszubessern ist, auch die Entfernung von Resten alter Farbanstriche ist auf jeden Fall notwendig, wenn die neuen Anstriche einwandfrei als Rostschutz wirken sollen.

Die Vorbehandlung der zu schützenden Stahlbauteile besteht also zunächst in einer Reinigung der Oberflächen und ist um so wirksamer, je sauberer, trockener und rauher diese Oberfläche ist.

Die Verfahren der Oberflächensäuberung sind verschieden. Am bekanntesten ist die Entrostung von Hand, die mit Hammer, Spachtel und Drahtbürsten ausgeführt wird, wobei aber darauf zu achten ist, dass die Stahloberfläche nicht beschädigt wird.

Die Handentrostung kann u. U. wirtschaftlicher gestaltet werden durch mechanische Vorrichtungen, bei denen die Rostschicht durch zahlreiche kleine Schläge oder Stösse zertrümmert und abgeschlagen wird. Als Werkzeuge dienen hierzu Presslufthämmer, Schaber oder schnell rotierende Drahtbürsten (Bild 1).

Bei schwererer und mittlerer Entrostung und zur restlosen Entfernung der Walzhaut ist die Sandstrahlentrostung ein geeignetes Mittel. Hierbei wird auch eine gleichmässig feine Aufrauhung der Stahloberfläche erzeugt, die eine gute Haftfähigkeit des später aufzubringenden Schutzfilmes gewährleistet. Wegen der beim Sandstrahlen auftretenden Staubentwicklung müssen besondere Massnahmen getroffen werden, die darin bestehen, dass die Arbeiter Schutzmasken tragen oder dass der beim Sandstrahlen entstehende Staub und der abgelöste Rost abgesaugt werden.

Um die Staubentwicklung beim Freistrahlen zu vermeiden, wird an Stelle von Quarzsand vielfach Stahlsand benutzt, der aber teurer als Quarzsand ist und deshalb gesammelt und mehrfach verwendet wird.

Zum Zwecke der pressluftlosen Entrostung und Entzunderung von Materialien aller Art werden mit Erfolg Sandfunker eingesetzt. Drei grosse Vorteile gegenüber dem Sandstrahlen mit Pressluft treten beim Sandfunker besonders in Erscheinung:

1. Der Kraftbedarf gegenüber dem Sandstrahlen mit Pressluft beträgt etwa $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{8}$.

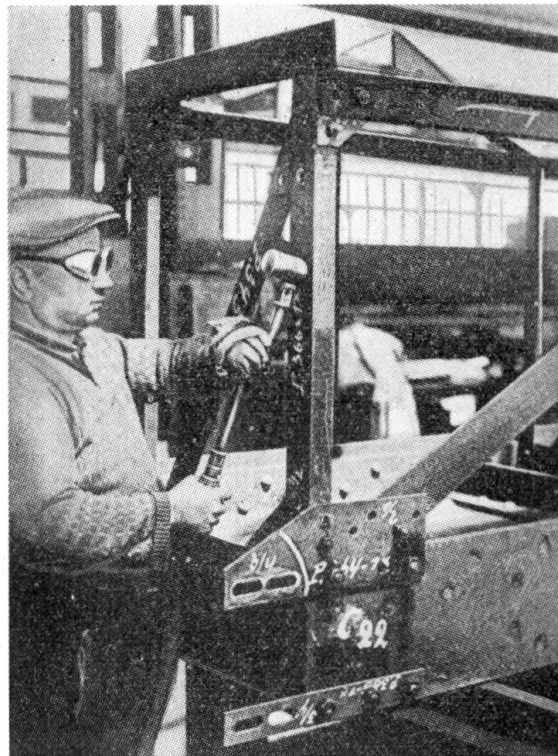


BILD 1. Entrostung mit rotierender Drahtbürste

2. Die Arbeitsweise dieser Maschine ist vollkommen automatisch und wesentlich einfacher als beim Sandstrahlen mit Pressluft.
3. Die Wirkung der Sandschleuderelemente ist wesentlich grösser als bei Sandstrahldüsen.

Wie schon erwähnt, handelt es sich im allgemeinen um vollautomatische Maschinen, bei denen das zu entrostende Gut auf der einen Seite aufgelegt wird und auf der anderen Seite der Maschine fertig entrostet herauskommt (Bild 2). Das Verfahren des pressluftlosen Sandfunkers ist

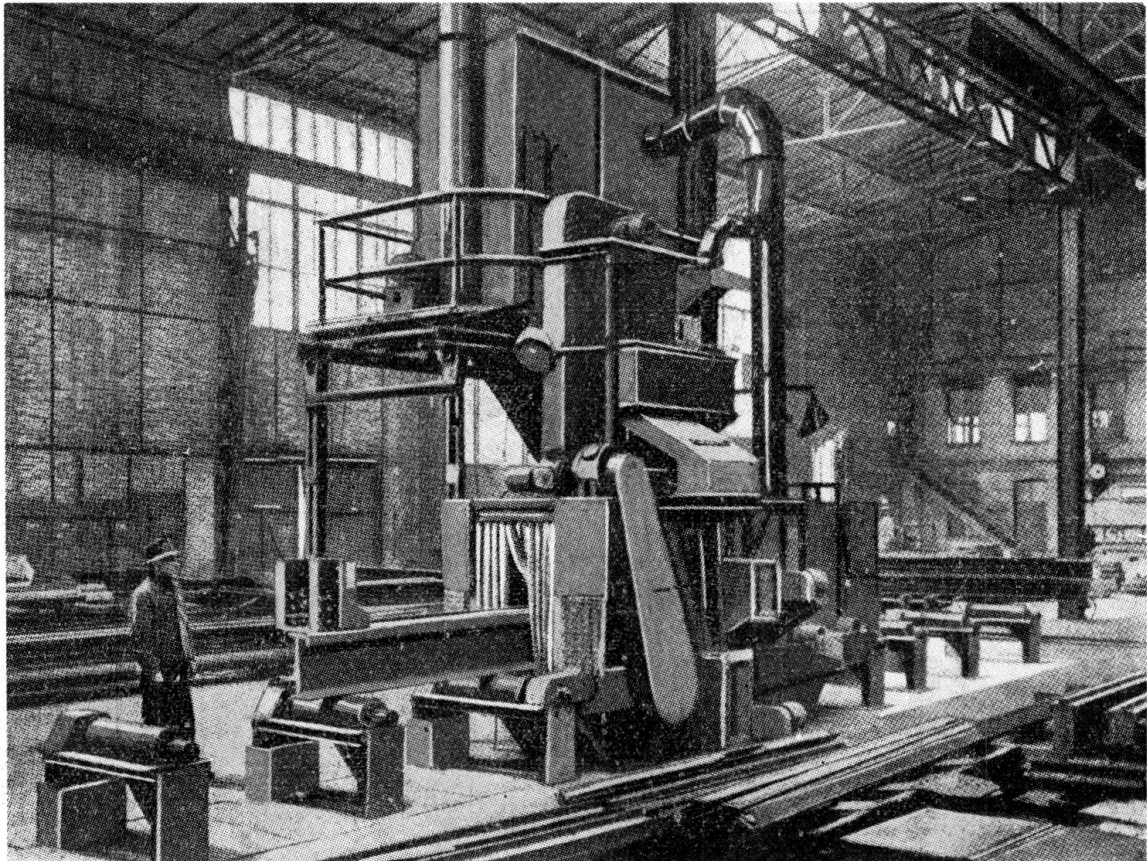


BILD 2. Sandfunkeranlage mit Entstaubung zum Entrosten von Konstruktionsteilen

jedoch nur in Werkstätten anwendbar. Fertige Stahlkonstruktionen lassen sich nur in Einzelteile zerlegt entrosten.

Bei diesem Verfahren wird Stahlsand direkt auf ein mit hohen Umdrehungen laufendes Schleuderrad gegeben und von diesem unter einem bestimmten Winkel auf das zu putzende Gut geschleudert. Der geschleuderte Sand fällt durch ein Siebblech in einen Sammler oder ein Fundament, aus dem er direkt oder mittels einer Sandförderschnecke unter Flurhöhe einem Becherwerk zugeführt wird. Das Becherwerk fördert den Sand nach oben, wo er gesäubert und entstaubt dem Sandvorratsbehälter wieder zugeführt wird. Von dort beginnt der Umlauf von neuem.

Ein neuerdings häufiges Verfahren zur Entrostung von Stahloberflächen ist das Flammstrahlen. Hierbei wird über die verrostete Oberfläche ein Spezialbrenner mit Azetylen-Sauerstoff-Flamme geführt (Bild 3). Durch die reduzierende Wirkung der Flamme wird der Rost durch Entzug des Sauerstoffs chemisch umgewandelt und die in ihm enthaltene Feuchtigkeit ausgetrieben. Flammstrahlbrenner sind in den verschiedensten Formen erhältlich, die jeweils den unterschiedlichen Oberflächenformen der Stahlbauteile angepasst sind. Im Durchschnitt kann 1 m² Stahloberfläche mit dem Flammstrahlbrenner in 10 min entrostet werden.

Der grosse Vorteil des Flammstrahlens liegt darin, dass durch das Auftragen des Grundanstriches auf die noch warme Stahloberfläche eine sehr gute Haftung des Farbfilmes erzielt und die Gefahr einer späteren Unterrostung fast völlig ausgeschaltet wird. Der Nachteil besteht darin, dass bei dünnen Konstruktionsteilen unerwünschte Verformungen der Stahlbauteile auftreten können und dass die Kosten des Verfahrens zur Zeit noch verhältnismässig hoch sind. Wenn es jedoch zutrifft, dass bei durch Flammstrahlen gereinigtem Stahl mit einer 2- bis 3-fachen Lebensdauer



BILD 3. Flammstrahlen einer Brücke. Brennerbreite 300 mm

des Anstriches gegenüber der normalen Entrostung gerechnet werden kann, dann dürfte dieses Verfahren, auf lange Sicht gesehen, wirtschaftlich sein. Es wird zwar die bisher bekannten Entrostungsverfahren, besonders das Sandstrahlen, kaum vollständig verdrängen, kann jedoch eine wertvolle Ergänzung der vorhandenen Entrostungsmöglichkeiten sein, wenn z. B. Bauwerke gereinigt werden müssen, bei denen das Sandstrahlen wegen seiner Staubentwicklung nicht angewendet werden darf. In der Schweiz und in den Vereinigten Staaten wird es seit etwa 20 Jahren mit Erfolg angewandt. Die bekannte Hängebrücke über das Golden Gate bei San Francisco wurde 1940 vor Aufbringen des Anstriches völlig mit dem Flammstrahlbrenner gereinigt.

Auch chemische Entrostungsverfahren sind in neuerer Zeit stärker in den Vordergrund getreten. Sie sind besonders geeignet bei Kleinteilen, die in besonderen Säurebädern behandelt werden können.

Bei den grossen Abmessungen der im Stahlbau üblichen Konstruktionsteile bereitet dieses Verfahren jedoch Schwierigkeiten.

Das sog. Rostumwandlungsverfahren besteht darin, dass durch Phosphorsäure der Rost in ein unlösliches Eisenphosphat umgewandelt wird und dieses keine Feuchtigkeit mehr enthält, die Ursache von Unterrostungen sein könnte. Die Bewährung dieses Verfahrens ist noch zu kurz, um ein abschliessendes Urteil abgeben zu können. Bei einwandfreier Wirkung würde die Rostumwandlung ein ideales Entrostungsverfahren darstellen, da hierdurch die sonstigen mechanischen, thermischen und Handentrostungsverfahren in Fortfall kommen könnten und daher bei der Oberflächenvorbereitung erhebliche Ersparnisse erzielt würden. Es müssen jedoch vorerst noch weitere Erfahrungen gesammelt werden, um die günstigsten Bedingungen für die praktische Anwendung des Verfahrens festlegen zu können.

Nicht unerwähnt bleiben soll, dass eine Kombination von Flammstrahlen und Rostumwandlungsverfahren sehr erfolgreich zu werden verspricht. Durch ein einmaliges Flammstrahlen mit erhöhter Vorschubgeschwindigkeit kann nämlich der Rostbelag so weit gelöst werden, dass er durch darauffolgendes Bürsten zum grössten Teil beseitigt werden kann. Wenn hierauf ein Farbanstrich aufgetragen wird, können sich etwa verbleibende Rostreste nicht mehr nachteilig auswirken. Diese Rostreste müssen durch ein Rostumwandlungsverfahren in Schutzschichten verwandelt und durch ein nochmaliges kurzes Flammstrahlen eingebrannt werden. Kurzzeit-Korrosionsversuche an Versuchsplatten hatten ausserordentlich günstige Ergebnisse, so dass diesem kombinierten Verfahren eine gewisse Zukunft vorausgesagt werden kann.

Wie schon erwähnt, kann die Oberfläche des Stahles durch nichtmetallische oder metallische Überzüge gegen Rostangriffe geschützt werden. Bei den nichtmetallischen Überzügen handelt es sich im allgemeinen um Rostschutzanstriche, die durch Streichen, Spritzen oder Tauchen aufgebracht werden. Einen besonderen Fall bilden die Rostschutzfarben auf der Basis feinstverteilter Metalle, wie Zink, Blei und Aluminium, die jedoch ebenso wie die Rostschutzfarben eines besonderen Mediums bedürfen, um eine festhaftende Schutzschicht auf dem Stahlgrund zu erzielen.

Bei dem Einsatz von Farben für den Korrosionsschutz ist zu bedenken, dass es keine Universalfarben gibt. Die Anpassung an den Zweck ist wesentlich. Man sollte aber allgemein beachten, dass der durch Anstrich aufgebrachte Farbfilm an sich nicht korrosionshindernd ist. Das korrosionstechnische Verhalten des Grundmaterials wird durch den aufgebrachten Farbfilm in keiner Weise geändert. Als Ausnahme können höchstens phenolhaltige Filme angesehen werden. Der Farbfilm ist im wesentlichen nur ein mechanischer Schutz zwischen dem korrosiven Medium und dem Metall, weshalb folgende Forderungen an ihn zu stellen sind: Vollständigkeit des Films, was von der Molekularstruktur des Bindemittels abhängt — Undurchlässigkeit gegen das Eindringen von Wasserdampf und sonstigen Gasen — einwandfreie Haftung auf dem Untergrund und untereinander — chemische Beständigkeit gegen hydrolytische und oxydative Einflüsse.

Beim Anstrich der Konstruktion muss zwischen dem Grundanstrich und dem Deckanstrich unterschieden werden. Während der Grundanstrich den mechanischen Schutz gegen Rosteinflüsse darstellt, soll der Deckanstrich die Grundierung gegen Abnutzung, Feuchtigkeit und Lichteinfluss schützen.

Die Grundanstriche sind bisher vorwiegend auf der Basis der bewährten und seit langer Zeit erprobten Bleimennige aufgebaut, während die Rostschutzdeckfarben aus Bleiweiss, Eisenglimmer, Zinkoxyd oder Mischungen dieser Stoffe bestehen.

Als Bindemittel der Farben kommen Leinöl, Kunstharze sowie für Spezialzwecke bituminöse Anstrichstoffe in Betracht. Auch Chlorkautschuk hat sich in besonderen Fällen als Bindemittel bewährt. Bleimennige-Chlorkautschukfarben werden vor allem in USA in grossem Umfang für Unterwasseranstriche verwendet.

Wieviel Grund- und Deckanstriche vorzunehmen sind, kann nicht allgemein festgelegt werden. Für den allgemeinen Stahlhochbau kann etwa folgende Regel gelten:

- a) Für Bauten unter normalen atmosphärischen Beanspruchungen, also nicht im Industriegebiet, *ein* Grundanstrich und *ein* Deckanstrich.
- b) Für Bauten im Industriegebiet und Bauteile, die betrieblichen Einflüssen durch Rauchgase, Kokereigase u. dgl. ausgesetzt sind, *ein* Grundanstrich und *zwei* Deckanstriche.
- c) Für Bauten in Seeklima oder in der chemischen Industrie *zwei* Grundanstriche und *zwei* Deckanstriche.

Die Anstrichstoffe bestehen aus Pigmenten, Bindemitteln und Lösungsmitteln. Für ihre Haltbarkeit ist wichtig, dass Pigment und Bindemittel richtig aufeinander abgestimmt sind. Dies gilt insbesondere für das letztere, da der Verfall eines Anstriches erfahrungsgemäss stets bei dem Bindemittel beginnt.

Viel diskutiert werden zur Zeit die D D -Lacke (sog. Polyurethane), die, auf Kunstharzbasis aufgebaut, eine grosse Elastizität und hohe Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Einflüsse haben. Als Rostschutzpigment mit passivierender und rostverhindernder Wirkung ist in erster Linie die Bleimennige zu nennen. Nach der heutigen Auffassung besteht ihre Wirkungsweise darin, dass die entstehenden Schutzfilme gute Haftfähigkeit und ausreichende Härte aufweisen, dass sie mit den Bindemitteln metallorganische Bindungen, die Bleiseifen, eingehen und dass sie nach der elektrochemischen Seite hin eine gute Passivierungsfähigkeit besitzen.

Auch Bleicyanamid hat sich als Rostschutzpigment eingeführt. Es ist als Bleiverbindung zur Bildung von Bleiseifen befähigt, und die alkalische Passivierung des Eisens wird dadurch ermöglicht. Es kann sowohl im Grundanstrich als auch im Deckanstrich verwendet werden.

Die sog. Chinoidin-Mennige ist vollkommen bleifrei und ungiftig und besteht in der Hauptsache aus Eisenoxyd unter Zusatz von geringeren Mengen Zinkoxyd. Sie gehört also praktisch in die Reihe der Rostschutzfarben auf der Basis Eisenoxyd.

Eine weitere Gruppe von Rostschutzfarben stellen die Chromate dar, die vor allem in USA als aktive Rostschutzmittel mit sehr guten Passivierungseigenschaften grosse Bedeutung haben. Sie gelangen meist in Form von Blei- oder Zinkchromat zur Verwendung. Eine nachhaltige Rostschutzwirkung kann aber nur dann erreicht werden, wenn die den Passivierungseffekt hervorrufenden freien Chromat-Ionen in ausreichender Menge zur Verfügung stehen. Die grosse Verwendung von Chromat Rostschutzmitteln in USA dürfte z. T. darauf zurückzuführen sein, dass die für die Fabrikation von Chromaten erforderlichen Rohstoffe dort wesentlich leichter zu haben sind als in Europa.

Nach ihrer Zweckbestimmung sollen die Deckanstriche die Grundierung vor mechanischen und physikalischen Einflüssen schützen, so dass hierfür andere Pigmente als für die Grundanstriche verwendet werden müssen. Das klassische Pigment ist seit mehr als 100 Jahren Bleiweiss, allein oder in Mischungen mit anderen Pigmenten. Aber auch Zinkweiss- und Zinkoxydanstriche, die sich durch grössere Härte, aber geringere Elastizität auszeichnen, werden häufig verwendet. Eine besondere Bedeutung kommt auch den Eisenglimmerfarben zu, da gerade der Eisenglimmer infolge seiner hohen Widerstandsfähigkeit in Verbindung mit basischen Pigmenten sich ausserordentlich gut bewährt hat und solche Anstriche eine sehr lange Lebensdauer haben.

Neben der richtigen Wahl des aufzubringenden Rostschutzanstriches ist auch auf eine sorgfältige Verarbeitung zu achten. Die gebräuchlichste Auftragungsart im Stahlbau ist immer noch das Streichen mit dem Pinsel. Es ist eine Erfahrungstatsache, dass der Pinselauftrag die besten Anstrichfilme ergibt, vor allem wenn es sich um stark aufgegliederte Objekte (Maste, Bauteile mit vielen Ecken u. dgl.) handelt. Durch das Verstreichen mit dem Pinsel wird eine gleichmässige Verteilung der Schutzfarbe erreicht und vor allen Dingen auch die korrosionsmässig am meisten gefährdeten Stellen mit einem festzusammenhängenden Farbfilm versehen.

Bei Stahlkonstruktionen grosser Abmessungen und von mehr flächenhafter Beschaffenheit wird auch der Spritzauftrag mit Erfolg durchgeführt, dessen Vorteil darin besteht, dass das Auftragen der Farbe wesentlich schneller erfolgen kann. Allerdings ist der Farbverbrauch durch den Verlust infolge der herumfliegenden Teilchen grösser. Die Erzielung einer vollkommen gleichmässigen Farbschicht ist aber — insbesondere bei Ecken, Winkeln u. dgl. — schwieriger als beim Auftragen der Farbe mit dem Pinsel. Wird das Farbspritzen angewendet, so muss stets auf die richtige Konsistenz der Farben, die z. T. auch von der Aussentemperatur abhängig ist, geachtet werden; ausserden sollen die Verdünnungsmittel erst an der Verwendungsstelle beigemischt werden. So wenig der Farbfilm zu dünn aufgebracht werden darf, darf er auch nicht zu dick sein. Auf jeden Fall sollten beim Spritzverfahren schwer zugängliche Stellen mit dem Pinsel vor- oder nachgestrichen werden. Weiterhin ist darauf zu achten, dass die beim Spritzverfahren auftretenden Farbnebel weitgehend vermieden oder durch besondere Vorrichtungen abgesaugt werden.

Neuerdings ist auch ein Verfahren durch Kaltspritzen nach dem System Möller bekannt geworden. Hierbei werden pulverisierte Stoffe,

wie Metalle, Glas oder Gummi, gemeinsam mit Kunstharzen oder ähnlichen Mitteln ohne Wärmezufuhr verspritzt. Die Spritzeinrichtung arbeitet mit Pressluft.

Ein ebenfalls neuartiges Verfahren, das aber zunächst für grosse Flächen noch nicht anwendbar ist, ist das elektrostatische Spritzverfahren. Hier wird die Farbe in ein elektrostatisches Feld geführt und dort in fast unsichtbaren Tröpfchen von dem als Gegenpol angelegten zu streichenden Gegenstand angezogen. Die Dicke der aufzubringenden Farbschicht kann in diesem elektrostatischen Feld eingestellt werden. Sobald sie erreicht ist, werden keine weiteren Farbteilchen mehr transportiert. Der Vorteil dieses Verfahrens ist die Vermeidung jeglichen Farbverlustes und die hohe Geschwindigkeit des Auftragens.

Die nacheinander aufzubringenden Anstriche müssen eine gewisse Abstufung im Ölgehalt aufweisen, und zwar soll der Grundanstrich am magersten sein und eine Steigerung des Ölgehaltes bis zur äussersten Deckfarbe erfolgen.

Dass vor jedem Anstrich die Farben gründlichst gerührt werden müssen und der Anstrich selbst möglichst nur bei trockenem Wetter und bei Temperaturen von mindestens $+ 5^{\circ}$ auf trockene Flächen erfolgen soll, mag hier nur erwähnt werden. Dies ist besonders wichtig, wenn man bei im Freien stehenden Konstruktionen einen lange wirkenden Rostschutz erzielen will.

Im Wettbewerb mit konkurrierenden Bauweisen wird der Stahlbau häufig dadurch benachteiligt, dass die Auftraggeber die Ansicht vertreten, dass für die Unterhaltung von Stahlbauwerken wegen der erforderlichen Anstricherneuerung ein erheblicher Betrag anzusetzen sei. Es sind leider schon häufig Fälle vorgekommen, dass Stahlbauunternehmen allein aus diesem Grunde trotz preisgünstiger Angebote den Auftrag nicht erhielten. Es hat sich im Laufe der Zeit die Gepflogenheit herausgebildet, bei Stahlbauten von vornherein einen kapitalisierten Unterhaltungssatz anzusetzen, während man bei anderen Bauweisen darauf verzichtet.

Hierzu ist zunächst zu sagen, dass aus jahrelangen Beobachtungen und nach dem Urteil namhafter Fachleute einwandfrei hervorgeht, dass andere Bauweisen trotz hochentwickelter Technik durchaus gleichwertige und in manchen Fällen sogar höhere Unterhaltungskosten erfordern können, als es bei einem Stahlbauwerk der Fall ist. Es liegen zahlreiche Beispiele aus der älteren und neueren Fachliteratur vor, in denen der Beweis erbracht wird, dass eine Schlechterstellung der Stahlbauweise aus den oben genannten Gründen durchaus ungerechtfertigt ist. So wurde z. B. in einem Vortrag von F. Hübner vor der Schweizer S. I. A.-Fachgruppe der Ingenieure für Brückenbau und Hochbau wörtlich folgendes ausgeführt:

«Heute darf man ruhigen Gewissens den zur Sprache gebrachten Zuschlag zur Kapitalisierung des Unterhalts von eisernen Brücken auf etwa 3 % vermindern. Dieser Zuschlag auf Offerten für Stahlbauten ist aber nur gerechtfertigt, wenn sich bewahrheiten würde, dass der Eisenbeton keinen Unterhalt erfordere. Wer sich aber mit Unterhaltsfragen zu befassen hat, ist da sehr oft anderer Meinung. Nun ist erstens ein Unterhalt, wenn sich eine besondere Notwendigkeit einstellt, beim Eisenbeton so ziemlich ausgeschlossen, denn blossе Ausbesserungen von allfäl-

ligen Schäden sind selten von Dauer, und andererseits bei gewichtigen Schäden stets mehr oder weniger kostspielig.»

Nach Ansicht von Herrn Direktor Blaimberger vom Bundesbahn-Zentralamt München soll ein nach den Bundesbahnvorschriften hergestellter vierfacher Anstrich bei normaler Atmosphäre eine Lebensdauer von 25 bis 30 Jahren besitzen. Nach diesem Zeitraum sei der Grundanstrich auszubessern und ein neuer Deckanstrich aufzubringen. Die Lebensdauer eines Rostschutzanstriches ist natürlich sehr unterschiedlich. Die Hauptrolle spielt hierbei der Grad der Verunreinigung der Atmosphäre, in der sich das Stahlbauwerk befindet. Bei einer Brücke, die im Ruhrgebiet liegt, ist selbstverständlich eine häufigere Erneuerung des Anstriches erforderlich als bei einer Brücke in rein ländlicher Gegend.

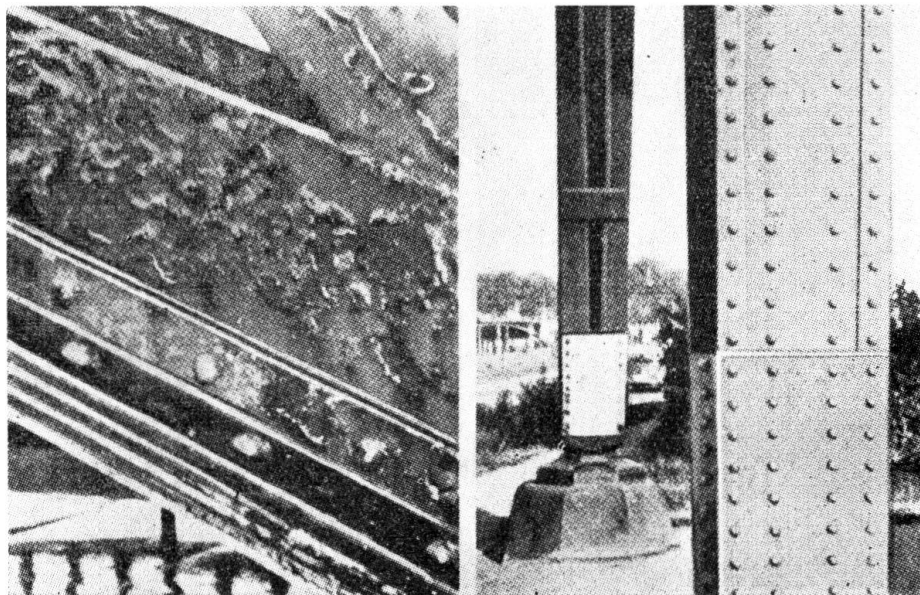


BILD 4. Vergleich des Verhaltens zweier Anstriche
 Brücke in Mainz-Gustavsburg, keine Bleifarbe, 12 Jahre
 Viadukt der Hamburger Hochbahn, Bleifarbe, 20 Jahre

Eine regelmässige, genaue Überprüfung des Zustandes des Schutzanstriches und sofortige notwendige Ausbesserungs- und Überholungsarbeiten verlängern die Lebensdauer beträchtlich. Als Beispiel ist die alte, im Jahre 1852 erbaute Kölner Rheinbrücke zu nennen.

In der Arbeit «Unterhaltungskosten von Stahlbauwerken» von Professor Dr.-Ing. Klöppel, die im Jahre 1934 erschienen ist, werden über die Lebensdauer der Anstriche u. a. folgende Angaben gemacht: «Die Süderelbebrücke in Hamburg war bei ihrem Abbruch im Jahre 1920 rund 50 Jahre alt. Trotz des besonders gefährlichen Hamburger Nebels erhielt die Brücke in 50 Jahren nur 2 bis 5 neue Deckanstriche. Unter Annahme des ungünstigsten Falls einer fünfmaligen Anstricherneuerung ergibt sich ein Anstrichturnus von etwa $8\frac{1}{2}$ Jahren. Der Grundanstrich dieser Brücke brauchte nur teilweise ausgebessert zu werden.

Die im Jahre 1899 in Dienst gestellte alte Bonner Rheinbrücke hat in den Jahren 1904 bis 1905 nur einen neuen Deckanstrich erhalten.

Im übrigen wurden während dieser Zeit nur einige Roststellen ausgebessert.»

Aus dem gleichen Buch von Professor Klöppel geht hervor, dass bei einigen Stahlhochbauten die Lebensdauer des Anstrichs mindestens 7 Jahre und bei anderen bis zu 25 Jahren betrug.

Bei der Wuppertaler Schwebbahn wird wegen der dortigen besonders feuchten und verunreinigten Atmosphäre mit einer Lebensdauer des Anstrichs von 5 bis 6 Jahren gerechnet. Der Anstrichturnus bei der Schwebbahn beträgt 6 Jahre, wobei jedes Jahr $\frac{1}{6}$ der gesamten Konstruktion mit einem neuen Deckanstrich versehen wird, während der Grundanstrich nur ausgebessert wird.

Sehr anschaulich geht das anstrichtechnische Verhalten guter und schlechter Rostschutzanstriche aus dem Bild 4 hervor.

Während auf der linken Hälfte die Stahlkonstruktion einer grossen Brücke, die mit einer sogenannten billigen Rostschutzfarbe ausgeführt war, schon nach relativ wenigen Jahren beginnende Rostung zeigte und nach 12 Jahren starke Rostung aufwies, ist bei dem Anstrichsystem auf der rechten Hälfte des Bildes (Bleimennige-Grundierung mit anschliessendem doppelten Bleiweiss-Eisenglimmer-Deckanstrich) auch nach 20 Jahren ausser der natürlichen Verschmutzung noch keinerlei Korrosion festzustellen.

Es ist besonders zu beachten, dass beim Anbringen eines Rostschutzanstriches die Materialkosten im allgemeinen nur 20 bis 25 % der Gesamtkosten ausmachen, während die Kosten für Gerüste und Löhne mit 75 bis 80 % den Hauptanteil bilden. Bei diesem Verhältnis der Materialkosten zu den Verarbeitungskosten ist es wirtschaftlich entscheidend, wieviel Anstriche innerhalb eines bestimmten Zeitraumes zum Schutze des Objektes ausgeführt werden müssen. Es steht also ausser Zweifel, dass es wirtschaftlicher ist, höhere Kosten für eine wertvollere und damit auch teure Farbe in Kauf zu nehmen, welche die Gewähr für eine längere Haltbarkeit bietet, als möglichst billige Farbe zu verwenden, wodurch man gezwungen ist, 2 bis 3 Anstriche während des Zeitraumes aufzubringen, welcher der Lebensdauer eines guten Rostschutzanstriches entspricht.

Die Lebensdauer eines Anstriches ist also der Faktor, der die Rentabilität am meisten beeinflusst. Sie ist um so höher, je besser der Anstrich gepflegt wird. Hierzu gehört, dass Verunreinigungen, wie Auflagerung von Erde, Sand, Kies, Putzwolle oder auch festen Gegenständen, die immer das Abtrocknen des Regenwassers verzögern, beseitigt werden, denn der Regen nimmt auf seinem Weg durch die Luft infolge seines ungesättigten Zustandes begierig Salze oder Alkalien in Lösung und bildet auf diese Weise schwache Säuren oder Laugen, die bei genügend langer Einwirkung den Farbfilm vorzeitig zerstören. Besonders gefährlich sind in dieser Beziehung die beim Bau häufig zu beobachtenden Verunreinigungen der oft erst mit dem ersten Grundanstrich versehenen Konstruktionen oder auch von gelagerten Einzelteilen durch Mörtel oder Betonreste. Der darin enthaltene Kalk ist in Verbindung mit dem Wasser in der Lage, jeden Anstrich, besonders solange er noch frisch und nicht durchgehärtet ist, in kürzester Zeit zu zerstören.

Gleichgültig welcher Oberflächenschutz des Stahls gegen Korrosion gewählt wird, stets ist für die Lebensdauer des schützenden Films ausschlaggebend die Güte der Vorbereitung des Untergrundes, die Güte des verwendeten Stoffes und die Sorgfalt, mit der die Schutzschicht aufgebracht wird. Aber auch die nachträgliche Pflege ist hier von besonderer Bedeutung, und es kann nicht oft genug betont werden, dass unzulängliche Massnahmen zur Konservierung unserer Stahlbauten schlechter sind als keine.

Metallische Überzüge können durch Tauchen, Elektrolyse und Spritzen hergestellt werden. Vorbedingung für alle derartigen Verfahren ist eine metallisch blanke Stahloberfläche, die am besten durch Sandstrahlen erzielt werden kann. Im einzelnen kommen in Frage Feuerverzinkung,

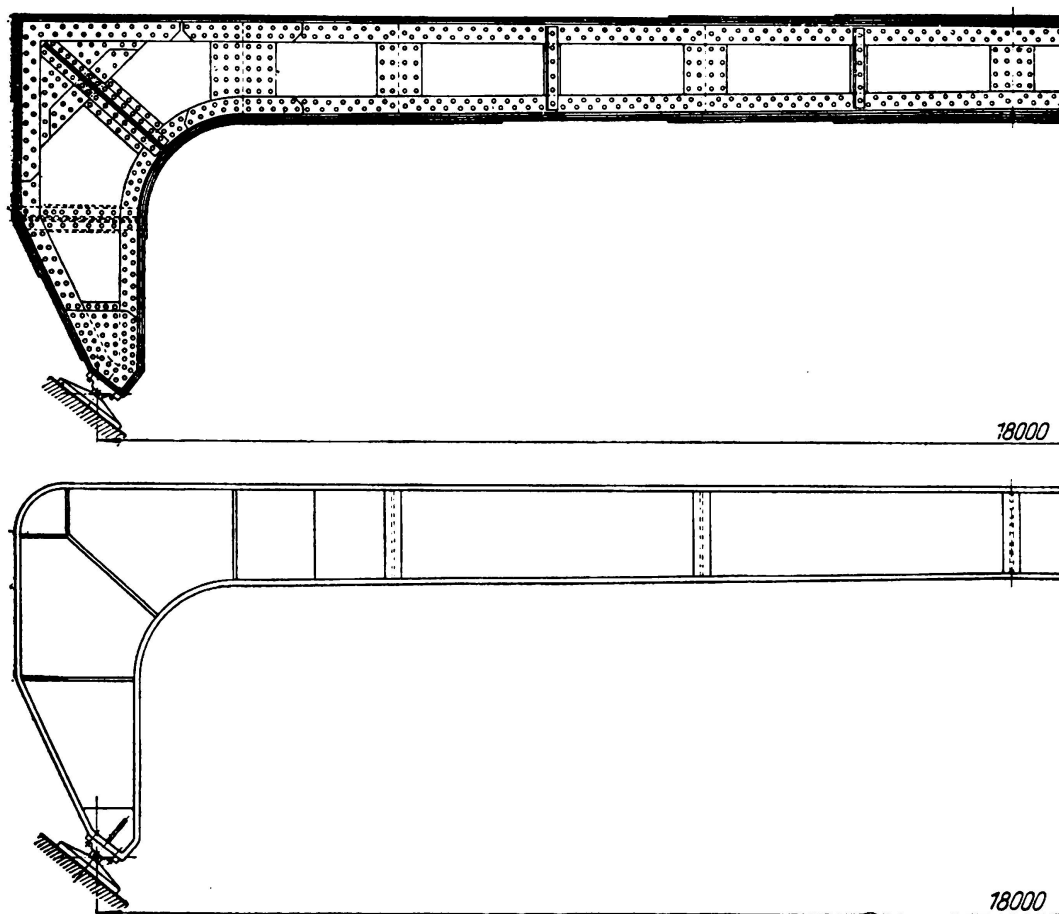


BILD 5. Vergleich eines genieteten mit einem geschweissten Rahmen
(Personentunnel Duisburg)

galvanische Verzinkung, Feuerverbleiung, galvanische Verbleiung und das Metallspritzverfahren. Von diesen Möglichkeiten haben die Feuerverzinkung und die verschiedenen Metallspritzverfahren für den Stahlbau die grösste Bedeutung.

Die wesentlichsten Faktoren, auf denen die Schutzwirkung des Zinks beruht, sind die Dichte des Films, die passivierende und neutralisierende Wirkung und die langsamere Zerstörungsgeschwindigkeit. Der Zinküberzug, der einer Aussenatmosphäre ausgesetzt wird und keine Nachbehand-

lung erfährt, soll etwa 600 g/m^2 betragen. Er kann geringer gehalten werden, wenn im Lieferwerk eine Nachbehandlung ausgeführt wird (etwa 300 g/m^2). Wird der Zinküberzug nur einer trockenen Innentemperatur ausgesetzt, so kann er mit etwa 100 g/m^2 ausreichend sein. Bei Teilen, die laufend mit Wasser in Berührung kommen, wie z. B. Rohre, Stahlkonstruktionen im Wasserbau usw., muss er jedoch mindestens 1000 g/m^2 betragen. Eine besonders gute Rostschutzwirkung wird erreicht, wenn man eine Kombination von Anstrich und Verzinkung wählt. Eine

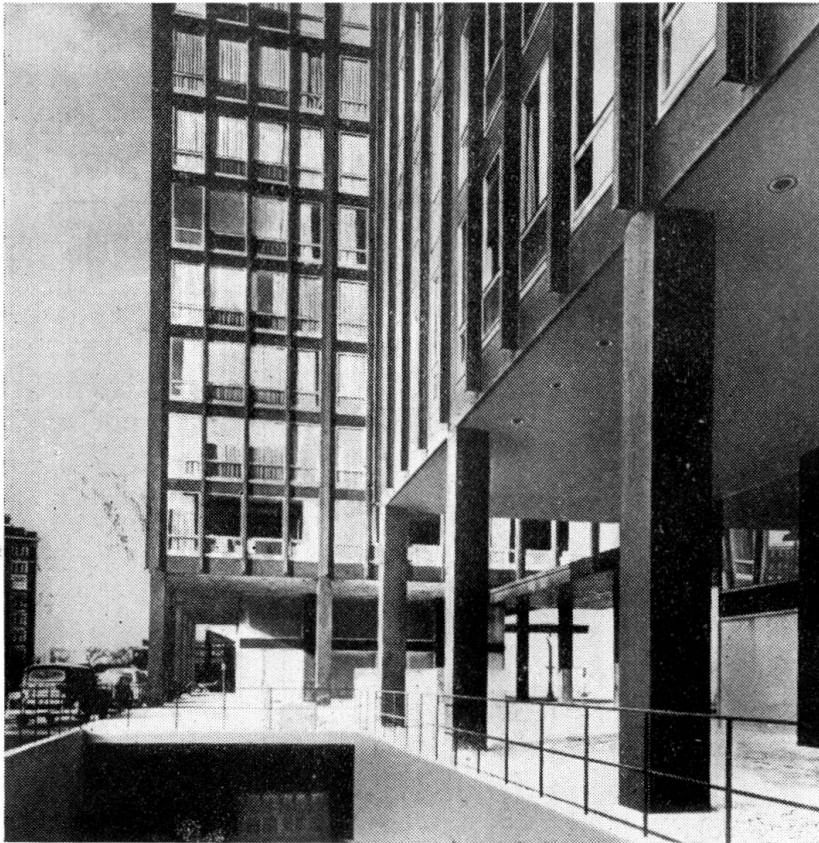


BILD 6. Lake Shore-Haus, Chikago

solche Kombination stellt einen ausgezeichneten und unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit fast idealen Rostschutz dar, weil die Zinkschicht einen guten Haftgrund für die Farben liefert, wenn diese in der richtigen Weise aufgebracht werden. Besonders wichtig ist, dass zur Erzeugung der Haftfähigkeit der Farben bei verzinkten Stahlteilen die Oberfläche genügend aufgerauht oder mit einer besonderen Haftschrift, die gleichzeitig fest mit der Zinkschicht verbunden ist, überzogen ist. Diese künstliche Haftschrift kann durch Phosphatieren oder Chromatisieren erzielt werden.

Während die bisher genannten Verfahren zur Erzeugung eines metallischen Überzuges für grössere Konstruktionsteile im Stahlbau nicht immer geeignet sind, weil sie zu grosse Bäder erforderlich machen, ist das Metallspritzverfahren für den Stahlbau in allen Fällen anwendbar.

Auch hier ist eine sachgemässe Vorbereitung der Oberflächen und die sorgfältige Ausführung des Metallspritzens wichtig. Als Überzugsmetalle sind Zink und Aluminium besonders geeignet, da beide Metalle in Verbindung mit Eisen elektropositiv wirken.

Die Spritzmetallisierung geht in der Weise vor sich, dass Metall durch eine Spritzpistole in heissflüssigem Zustand auf den zu behandelnden Gegenstand aufgespritzt wird. Hierfür kommt das Drahtspritzverfahren oder das Pulverspritzverfahren in Frage. Das aufgespritzte Metall haftet

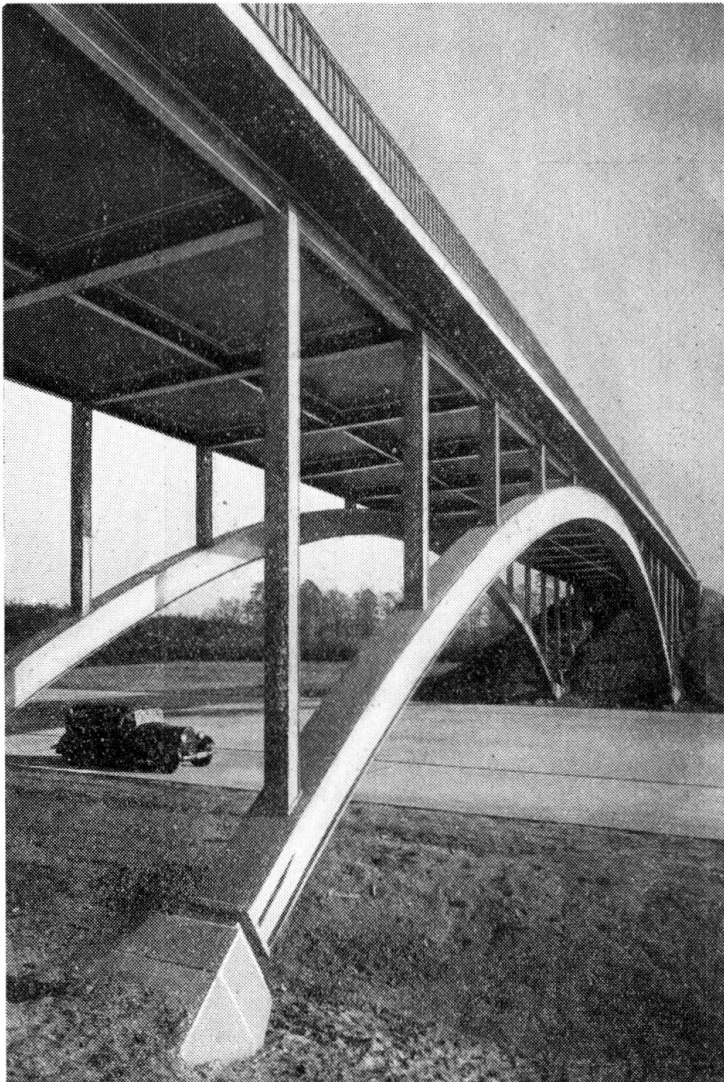


BILD 7. Brücke über die Autobahn-Rennstrecke bei Dessau

durch Adhäsionskräfte auf dem Stahl. Bei einer Schichtdicke von 0,05 mm betrug nach Versuchen von Professor Krekeler, Aachen, die Haftfestigkeit etwa 25 bis 30 kg/cm². Sie fällt mit zunehmender Schichtdicke erst langsam und dann schnell ab. Die Schichtdicke ist also nach oben durch die notwendige Haftfestigkeit, nach unten durch die zu fordernde Korrosionsbeständigkeit begrenzt. Ihr Optimum liegt in bezug auf Lebensdauer, Haftfestigkeit und Wirtschaftlichkeit etwa bei 0,1 bis 0,15 mm bei Brücken und Hochbauten und etwa bei 0,15 bis 0,2 mm bei Stahlwasserbauten. Voraussetzung für eine gute Haftfähigkeit der Spritzschichten ist eine metallisch blank gesandstrahlte Oberfläche. Der Zeitabstand zwischen Sandstrahlen und Spritzen soll möglichst kurz sein, damit keine Flugrostbildung auftritt.

Auch auf Metallspritzschichten können bei besonders ungünstigen Korrosionsbedingungen noch zusätzlich Anstriche ausgeführt werden, und zwar wählt man in solchen Fällen meist eine Kombination von Spritzverzinkung mit zwei Deckanstrichen.

In diesem Zusammenhang ist auch das sog. Flash-Verfahren, das in USA entwickelt wurde, zu erwähnen, bei dem es sich um das Aufbringen einer dünnen Zinkschicht handelt, die der besseren Haftung wegen phosphatiert wird und auf die dann ein normaler Farbanstrich aufgebracht wird. Dieses Verfahren stellt einen sehr guten Oberflächenschutz für solche Stellen dar, die später nicht mehr oder nur schwer zugänglich sind.

Wenn auch heute noch die Spritzmetallisierung kostenmässig etwa dreimal so teuer als ein normaler Farbanstrich ist, so ist andererseits die damit erreichte Lebensdauer so hoch, dass in vielen Fällen die Wirtschaftlichkeit dieses Verfahrens gewährleistet ist, besonders dort, wo keine laufende Unterhaltung und Beobachtung der Konstruktion

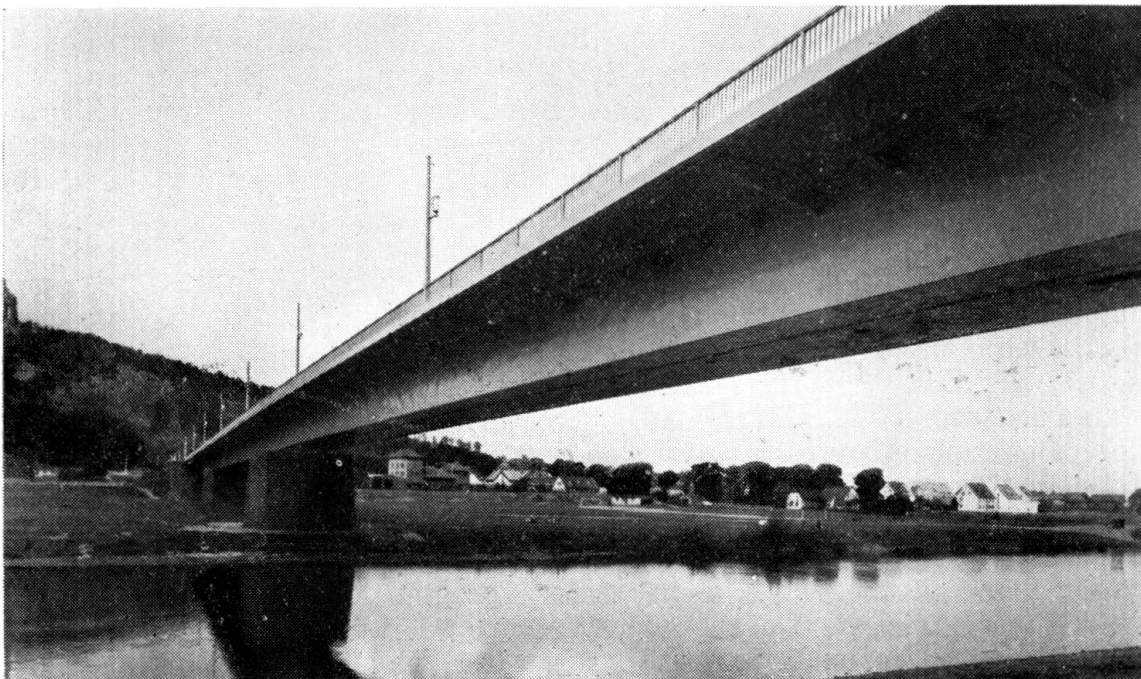


BILD 8. Weserbrücke bei Porta

möglich ist bzw. wo ein Neuanstrich bedeutende Kosten verursachen würde, etwa durch den Ausbau von Schleusenteilen usw. Diese Tatsachen machen das Verfahren besonders geeignet für den Stahlwasserbau. Zur Zeit sind in Deutschland an einem Wehr der Staustufe Offenbach Versuchsausführungen mit spritzmetallisierten Stahlflächen, die in verschiedenen Schichtdicken spritzverzinkt und mit verschiedenen zusätzlichen Schutzanstrichen versehen wurden, unter ständiger Beobachtung.

Während bisher nur die Rede von Korrosionsschutzmitteln, also von nichtmetallischen oder metallischen Überzügen, war, muss zuletzt noch ein Umstand besonders erwähnt werden, der die Korrosionsgefahr von der konstruktiven Seite her verringern kann. Wenn man bedenkt, dass schwere Korrosionsschäden in der Regel ihren Ausgang an Stellen finden, die in besonderem Masse zu Verschmutzungen neigen und dabei noch schwer zugänglich sind, so wird man verstehen, dass die Vermeidung

solcher Stellen an Bauwerken wesentlich dazu beitragen kann, diese Gefahrenquellen auszumerzen. Zu solchen Stellen gehören beispielsweise die Fusspunkte von genieteten Stützen, die Anschlüsse von Fachwerkstäben u. dgl. Eine wesentliche Besserung ist schon durch den Übergang von der genieteten zur geschweissten Konstruktion eingetreten. Die Gegenüberstellung ein und desselben Bauwerkes einmal in genieteter und einmal in geschweisster Ausführung (Bild 5) zeigt deutlich, dass bei dem geschweissten Bauwerk viel weniger Rostansatzstellen vorhanden sind als beim genieteten. Wenn nun der Konstrukteur noch darauf achtet, dass Aussteifungen, Anschlüsse u. dgl. so ausgebildet werden, dass sie keine Ecken bilden, in denen Schmutz und Verunreinigungen zurückbleiben können, ist schon Wesentliches für die Verringerung der Korrosionsgefahr geschehen. Die immer mehr zunehmende Verwendung von Hohl- und Kastenquerschnitten im Stahlhoch- und -brückenbau gegenüber T- und U-Profilen kann ebenfalls dazu dienen, die Rostanfälligkeit solcher Bauwerke zu vermindern. Die in Bild 6 gezeigten Stützen und die Aussenfassade eines amerikanischen Stahlhochhauses mit ihren vollkommen glatten Oberflächen sind ein markantes Merkmal dafür, wie in solchen Fällen ein Rostschutz weniger aufwendig und sehr viel leichter anzubringen ist. Auch die Brücke über die Autobahn bei Dessau (Bild 7), die im Jahre 1936 errichtet und deren Kastenträgerbögen nach 15 Jahren untersucht wurden, zeigte keinerlei Rostansätze, auch nicht innerhalb der Hohlkästen, die dann vollkommen korrosionssicher sind, wenn dafür gesorgt wird, dass keine Luftzirkulation möglich ist. — Als zur Zeit vollkommenstes Beispiel für ein Bauwerk, das bei nur einigermaßen sorgfältiger Ausführung des Schutzanstriches als nahezu korrosionssicher angesehen werden kann, sei auf die im vergangenen Jahr fertiggestellte Weserbrücke bei Porta hingewiesen (Bild 8). Diese Brücke, deren Hauptträger als Hohlkasten ausgebildet ist und deren Fusswege auf weit auskragenden Konsolen ruhen, zeigt äusserlich überhaupt keine vorstehenden Teile, Aussteifungen u. dgl. und bietet damit an keiner Stelle die Gefahr von Wasser- oder Schmutzansammlungen, von denen in erster Linie die Korrosion ausgeht.

Die wenigen hier angeführten Beispiele sollen die Stahlverarbeiter, in erster Linie also die Konstrukteure, darauf hinweisen, dass sie es sehr stark in der Hand haben, Hoch- und Brückenbauten unter Anwendung der neuesten Entwicklung im Stahlbau so zu konstruieren, dass sie auch in Bezug auf Korrosionsanfälligkeit einwandfrei sind.

ZUSAMMENFASSUNG

Der gefährlichste Feind des Stahles ist der Rost, der zu bedeutenden Wertverlusten führen kann. Die vorliegende Abhandlung befasst sich zunächst kurz mit der Entstehung des Rostes und zeigt dann, wie man durch geeignete Oberflächenbehandlung des Stahles die Korrosionsgefahr vermeiden bzw. verringern kann. Da der Stahlbauer im allgemeinen der Unterhaltung von Stahlbauwerken nicht die genügende Bedeutung beimisst, wird insbesondere auf die Möglichkeiten hingewiesen, durch geeignete konstruktive Ausbildung die Korrosionsgefahr einzuschränken.

RESUMO

O mais perigoso inimigo do aço é a ferrugem que pode provocar importantes prejuízos nas estruturas. O autor indica primeiro sucintamente a origem da ferrugem e mostra em seguida como se pode, por meio de um tratamento apropriado das superfícies, diminuir ou mesmo evitar o perigo da corrosão. Dado que o especialista de construções metálicas não atribui geralmente à conservação das estruturas a importância devida, aponta-se particularmente o facto de ser possível limitar consideravelmente o perigo de corrosão por meio de uma concepção bem estudada.

RÉSUMÉ

Le plus grand ennemi de l'acier est la rouille qui peut causer des dégâts considérables dans les charpentes. L'auteur, après avoir rapidement indiqué l'origine de la rouille, montre comment, par un traitement approprié il est possible de réduire, ou même d'éviter complètement la corrosion. Jugeant que le spécialiste de constructions métalliques n'attache pas suffisamment d'importance à l'entretien des charpentes, l'auteur insiste tout particulièrement sur le fait qu'il soit possible de limiter considérablement le danger de corrosion par une conception bien étudiée.

SUMMARY

Steel's greatest enemy is rust, which can be responsible for extensive damage in structures. The author, after first referring briefly to the origin of rust, shows how, by means of an appropriate treatment, it is possible to reduce or even avoid altogether the possibility of corrosion. Owing to the fact that the steelwork specialist is generally not aware of structural maintenance problems, particular reference is made to the possibility of greatly limiting corrosion by an adequate design.

Leere Seite
Blank page
Page vide