

Illa. Systematic investigation of constructional details (theory and experiment)

Objektyp: **Group**

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

Band (Jahr): **5 (1956)**

PDF erstellt am: **22.07.2024**

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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

III a 1

Schwere geschweisste Stahlbauten

Estructuras soldadas pesadas

Charpentes métalliques lourdes soudées

Heavy welded steel structures

PROF. DR. ING. F. FALTUS

Prag

Es wird über Entwurf, Ausführung und einige Messwerte der Belastungsprobe berichtet, die an einer schweren geschweissten Konstruktion einer Kranbahn für zwei Schiedekrane von 30 m Stützweite und 300 t Tragfähigkeit durchgeführt wurde (Abb. 1). Die Belastung

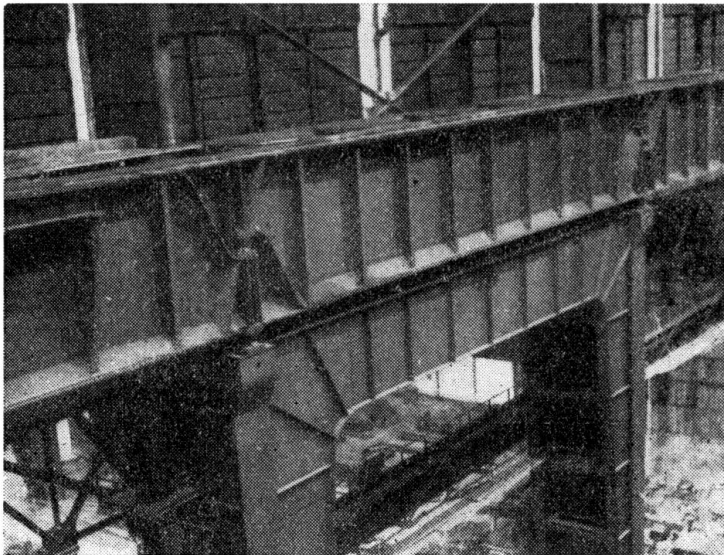


ABB. 1

der Kranbahn entspricht den Raddrücken von 8 übereinandergestellten Lokomotiven der čsl. Brückenbauvorschriften mit 24 t Achslasten (Abb. 2). Bei der Querschnittsbemessung wurde noch mit einem Ausgleichsbeiwert von $\psi = 1,6$ gerechnet. Wegen der ungünstigen Grundver-

hältnisse wurden die Kranbahnen von je 20 m Stützweite als einfache Balkenträger ausgeführt, die die Rahmenbinder zentrisch belasten. Daraus ergab sich die Form der Trägerenden. Der Querschnitt wurde einwandig gewählt, wie in Abb. 3. angedeutet. Der dachförmig ausgesteifte Gurt ist torsionssteif, also wohl geeignet, auch etwaige ausmittige Belastungen

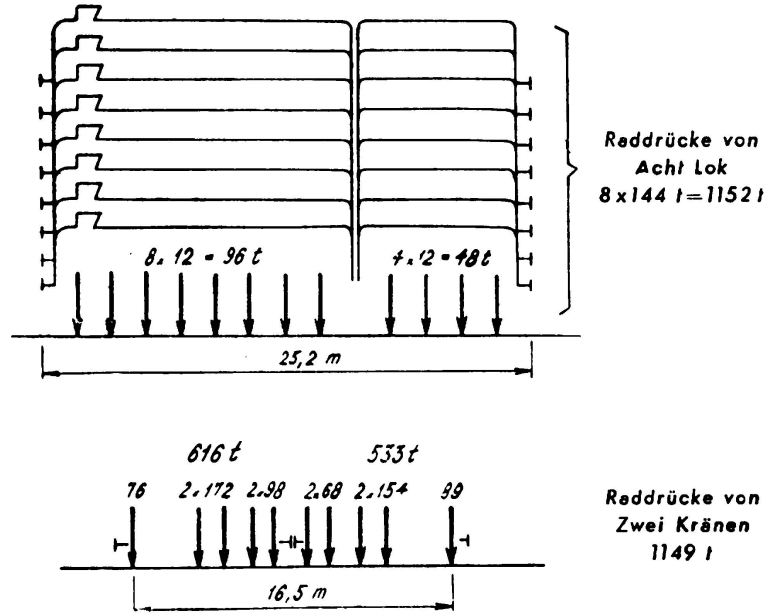


ABB. 2

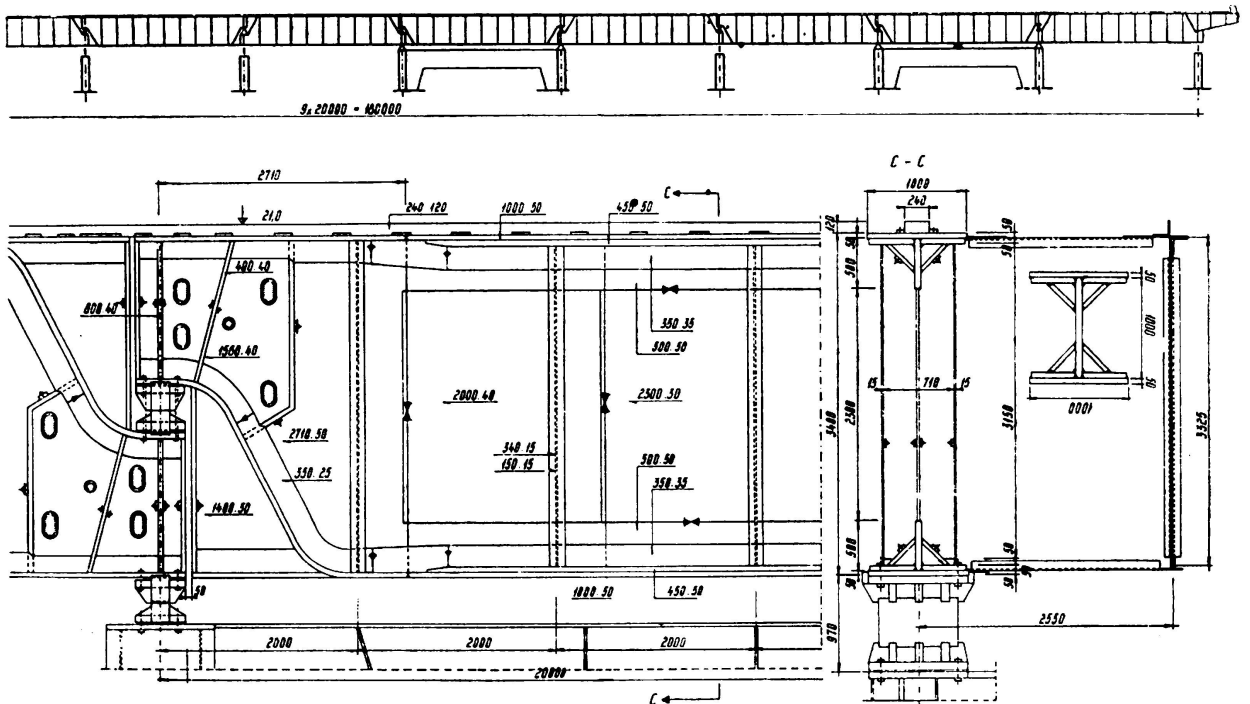
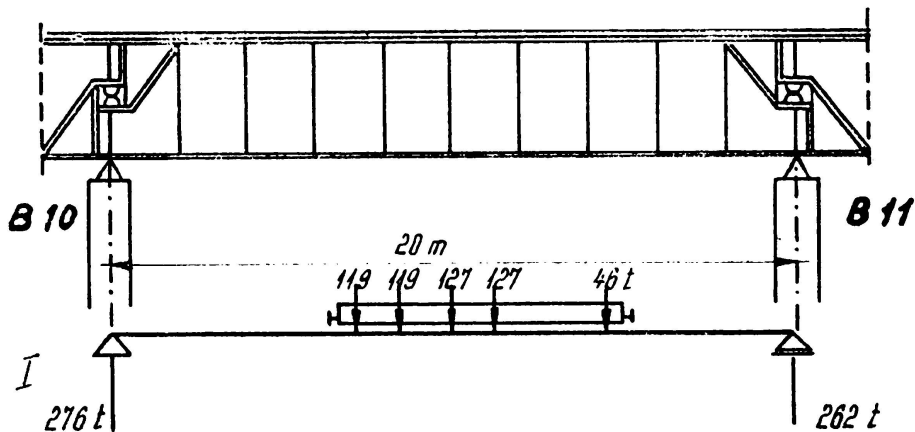
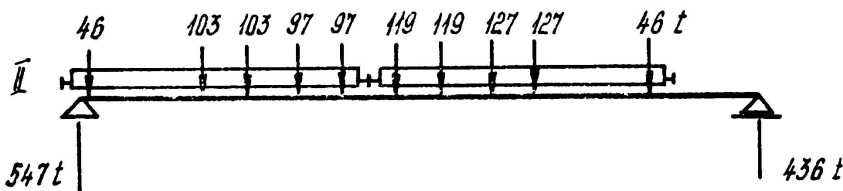


ABB. 3

durch die 240 mm breite Kranschiene in die Aussteifungen und von dort in die horizontalen Träger zu leiten. Die grossen Biegemomente und Querkräfte bedingten dicke Profile und Schweissnähte; ein Spannungsfreiglühen der schweren Träger war ratsam, wegen damals (Ausführung im Jahre 1953) noch fehlender grosser Glühöfen, im ganzen jedoch nicht ausführbar. Es wurde daher teilweises Spannungsfreiglühen ausgeführt,



	δ_M	δ_T	δ
$\delta_1 = \delta_M + \delta_T$ (cm)	0,532	0,201	0,733
δ_2 (cm)	-	-	0,741



	δ_M	δ_T	δ
$\delta_1 = \delta_M + \delta_T$ (cm)	0,820	0,283	1,103
δ_2 (cm)	-	-	1,031

ABB. 4

indem zunächst ein hoher Träger aus 50 mm Blech nach Abb. 3 mit Automaten geschweisst und dann geglüht wurden. Diese Träger wurden mit Brennschnitt zerteilt und dann an das 30 mm starke Stehblech angeschweisst. Die geschweiften Endstücke der Träger sind separat gefertigt, auch spannungsfreigeglüht und mit durchgehenden Stumpfnähten an den Mittelteil angeschweisst. Zwecks Ermöglichung der Schweissung der Gurtplattennähte sind in den dachförmigen Gurtteilen

Fenster ausgespart. Die Schweissung wurde in der Werkstatt ausgeführt, Schweissnähte geröntgt. Das Stehblech der Endstücke ist 50 mm stark und in der Nähe der Auflager durch Beilagen auf 130 mm verstärkt. Die Kranbahnträger (Gewicht etwa 77 t) sind als Ganzes zur Baustelle transportiert worden, die horizontalen Versteifungsträger sind genietet.

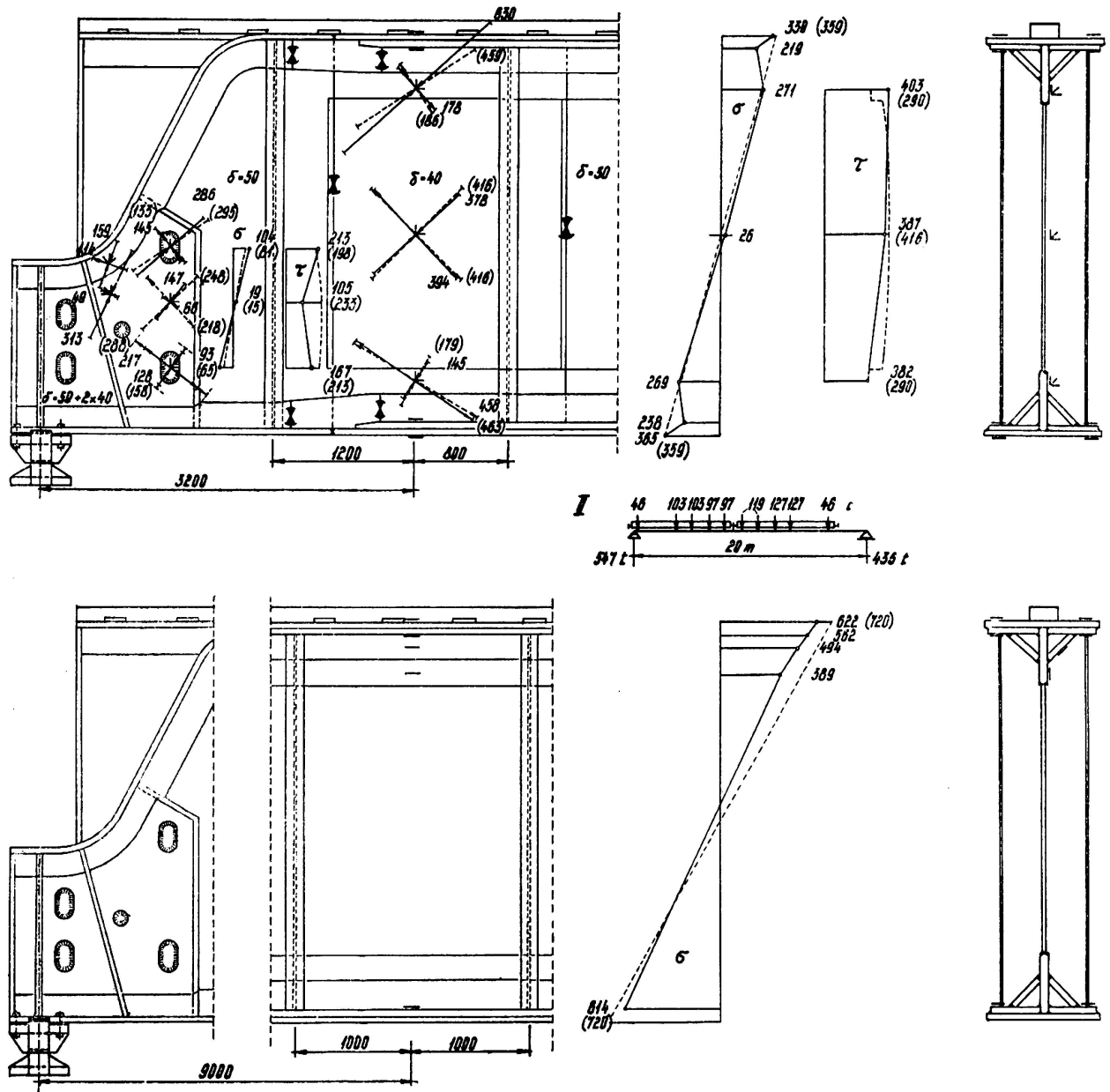


ABB. 5

Die 36 hohen Rahmen der Werkshalle haben Kastenquerschnitt und wurden auf der Baustelle aus grossen Teilstücken geschweisst.

Bei der Belastungsprobe wurde die Durchbiegung gemessen und an einigen Stellen auch Spannungsmessungen ausgeführt. Die Durchbie-

gungen (siehe Abb. 4.) waren vollkommen elastisch und stimmten gut mit der Berechnung überein: bei der Berechnung musste der Anteil der von den Querkräften herrührenden Durchbiegung berücksichtigt werden; er beträgt etwa 30 %. Der Einfluss der geschweiften Enden auf die Durchbiegungen wurde hiebei geschätzt.

Abb. 5. zeigt die Ergebnisse der Spannungsmessungen, die in Betriebspausen ausgeführt wurden. Gemessen wurde mit Widerstandsmesstreifen und Rosetten. Sie beweisen das einheitliche Zusammenwirken des gesamten Querschnittes in Trägermitte und den grossen Einfluss der Querkräfte an den Trägerenden.

Die Messungen zeigen, dass die inneren Lamellen in der Nähe Anfänge noch nicht voll mittragen. Auch die Verstärkungsbeilagen sind in der Nähe der Stirnkehlnähte noch nicht voll mittragend, wie aus dem grossen Unterschied der Messwerte an der Oberfläche der Beilagen und am Grunde der Öffnungen für die Kehlnähte auf dem mittleren Stehblech zu ersehen ist. Den Messungen ist ausserdem jedoch zu entnehmen, dass die Verstärkungsbeilagen doch ausreichend zum Mittragen herangezogen werden. Die in Klammern beigefügten Zahlen geben die nach der üblichen Spannungsberechnung sich ergebenden Rechenwerte. Die Unterschiede sind nicht allzugross.

Das gebrachte Beispiel zeigte die Möglichkeit der Anwendung der Schweisstechnik auch bei «schweren» Konstruktionen. Der Gewichts- und Kostenvergleich mit genieteten Trägern fällt eindeutig zu Gunsten der geschweissten Ausführung aus.

Das Gewicht der geschweissten Kranbahn aus Stahl 37 war geringer als das Gewicht einer genieteten Kranbahn aus Stahl 52, ganz zu schweigen von den Schwierigkeiten bei der Ausführung der Komplizierten konstruktiven Formen in Nietbauweise.

ZUSAMMENFASSUNG

Angaben über Entwurf, Ausführung und Belastungsprobe der Konstruktion einer Kranbahn von 20 m Stützweite für 300 t Laufkrane. Belastung entspricht 8 Schnellzugslokomotiven übereinander. Wahl der Querschnittsform einwandig mit torsionssteifen Gurten.

Belastungsprobe: Vergleich der Messwerte/Durchbiegung und Spannungen mit der Rechnung. Grosser Einfluss der Querkraft.

R E S U M O

Algumas ideias sobre projecto, execução e ensaios de carga de uma ponte rolante de 300 t e 20 m de vão. A carga equivale a 8 locomotivas de comboio rápido sobrepostas. Escolha da forma da secção transversal com chapas de reforço contra a torsão.

Ensaio de carga: comparação dos valores medidos da flexão e das tensões com os do cálculo. Influência importante do esforço transversal.

R É S U M É

Quelques idées sur le projet, l'exécution et l'essai de charge d'un pont roulant de 20 m de portée et 300 t de force. La charge équivaut à 8 locomotives de train rapide superposées. Choix de la forme de la section transversale munie de raidisseurs de torsion.

Essai de charge: comparaison des valeurs mesurées de la flexion et des contraintes avec celles du calcul. Influence importante de l'effort tranchant.

S U M M A R Y

A few ideas on the design, construction and load testing of a 20 m span, 300 t load travelling crane. Load corresponds to 8 fast train engines on one another. Choice of the shape of a torsion stiffened cross-section.

Load testing: comparison of measured values of bending moments and stresses with the design values. Great influence of the shearing force.

III a 2

Tests with welded light-weight deck structures

Versuche mit geschweissten Leichtfahrbahn-Konstruktionen

Ensaïos de estruturas ligeiras de tabuleiros soldados

Essais sur charpentes légères de tabliers soudés

PROF. DR. CH. SZÉCHY

Techn. University

Budapest

A. Description of the structures tested

Preliminarily to the construction of a new highway-bridge over the Danube in Budapest, elaborate large-scale tests were carried out with various types of welded bridge floor structures. The test elements were prepared in natural size with 9,30 m length and 7,0 m width and comprised 5 different types (Fig. 1).

Test floor-system n° I. was composed of cylindrical steel shell segments, 5 mm thick, supported underneath by welded T beams at 1380 mm intervals and stiffened at the top with quality concrete filling layer, 3 cm thick over the crown and 10 cm at the spandrels, the cooperation of which was secured by simple oblique dowels of flat-steel, placed at 50 cm intervals and welded along two rows on the extrados of the shell. In addition, a steel wire-mesh of 1 mm ϕ wires and 4 cm spacing was laid just below the top-surface of this concrete filling. Thereupon was laid the road surfacing, consisting of a 1 cm thick bituminous insulating layer, 4 cm protective layer of concrete and 5 cm asphalt coating on top, which, actually, was the same for all systems.

N° II. was of the same type, differing only in the spacing and form of the upper stiffening diaphragms of the shell plate.

The floor-system n° III. was composed of a flat steel-sheet (orthotropic-plate) 5 mm thick, welded on underlying steel-joists N° 24, also placed at 1380 mm intervals. The plate was stiffened from underneath by 200 \times 8 mm diaphragms and a certain cooperation was secured at the top by welded sinusoidal standard road-surface reinforcing mat of flat bars (15 \times 3 mm).

Test deck N°1.

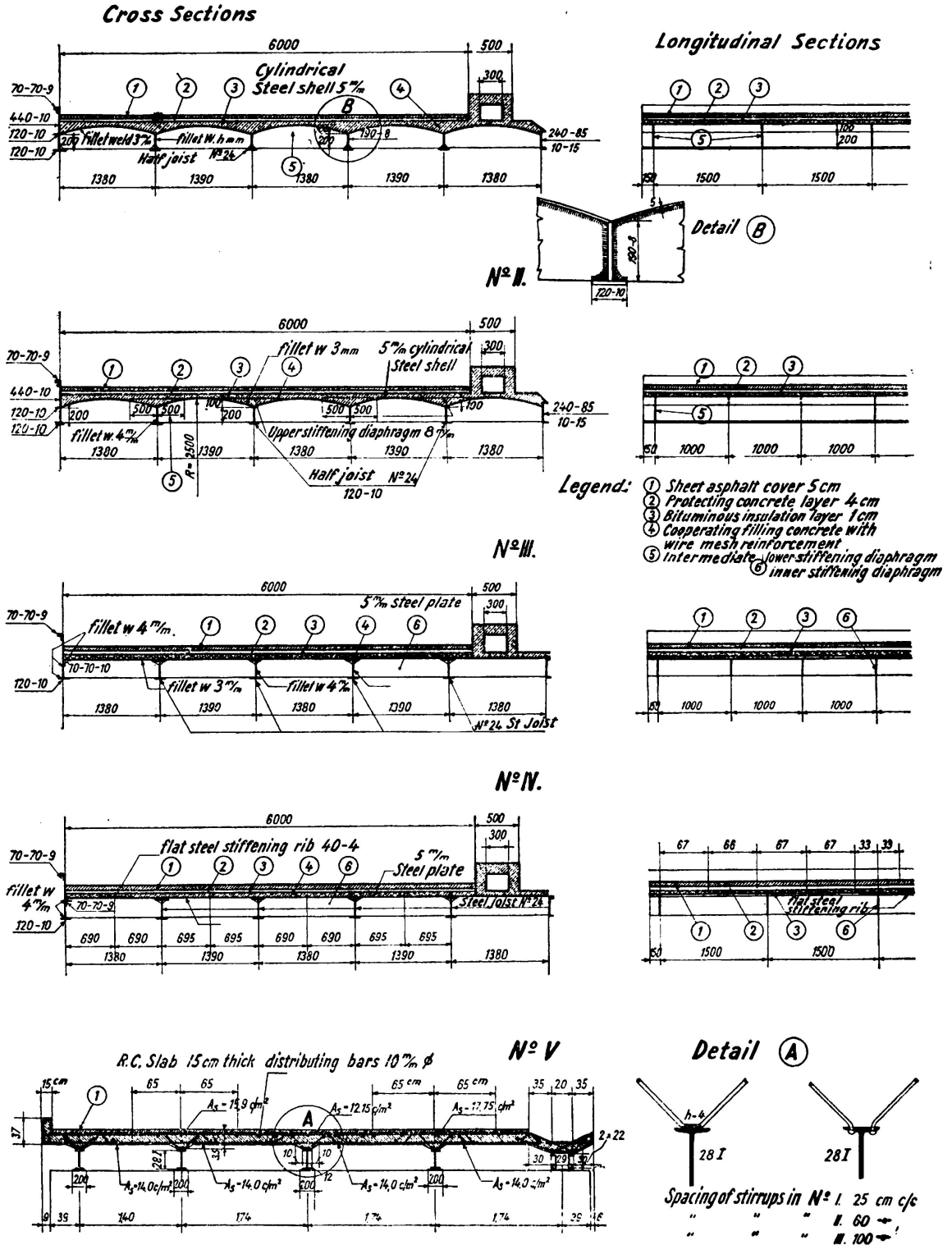


FIG. 1. Cross-section of the tested light-weight deck-structures

N^o IV. was also of the flat-steel sheet type, differing from N^o III again in the spacing and type of stiffening elements. Here the upper system consisted of 40×4 flat bars welded in a net of 67×140 cm.

N^o V. was of the normal composite girder type, consisting of N^o 28 steel joists cooperating with the upper 15 cm thick slab.

Compared to the the usual deck constructions the reinforced concrete tests-floors N^{os} I-IV. showed a reduction in deadweight of about 30-40 % with the same quantity of steel (varying between 230-280 kg/cm² and 80-98,2 kg/m² resp.) while the composite structure N^o V. showed a reduction of steel of 30-40 % while keeping the same dead-weight figures

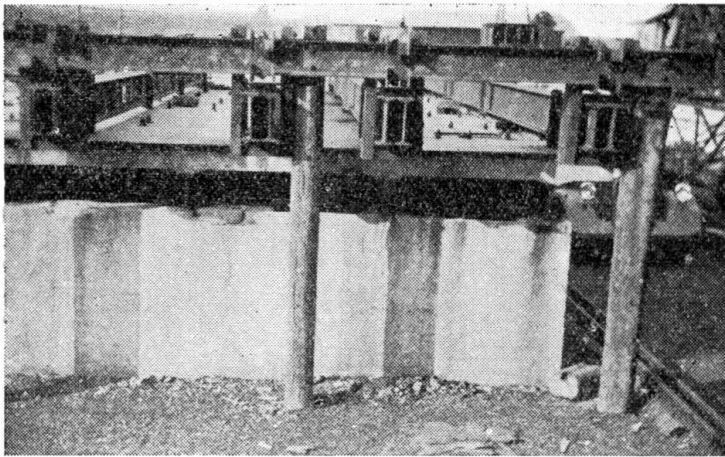


FIG. 2. View of the test-installation with supporting reinforced concrete piers and cantilever loading arms

(54 kg/m² and 420 kg/m²). The steel structure of the test pieces was delivered after fabrication to the test-field and placed on four reinforced concrete supporting columns spaced at 3,0 m intervals (in conformity with the distribution of cross-girders on the bridge).

Static test loading was carried out through cantilever arms extending at the center of each span over the whole width of the test piece, and was effected in five variations (Fig. 2).

Dynamic loading was carried out by a vibrating machine of the *Losenhausen-type*, weighing 1140 kg and having a centrifugal force of 2000 kg. The static weight of this apparatus was increased to 3500 kg by means of counterweights which corresponded practically to the maximum wheel load.

B. Test results

1) Stresses in the stringers

FIG. 3. shows the measured tensile stresses (and their mean values) at the lower-fiber of the longitudinal stringer elements in cross-section «C» under the loading axis « α » and « $\alpha + \beta$ ». It was found that these

values corresponded to the calculated values only when a *perfect cooperation* was assumed between the steel shell-plates and the filling concrete layers. It was also found, that the maximum values did not reach the permissible stress-limit of 1400 kg/cm², but a considerable safety margin

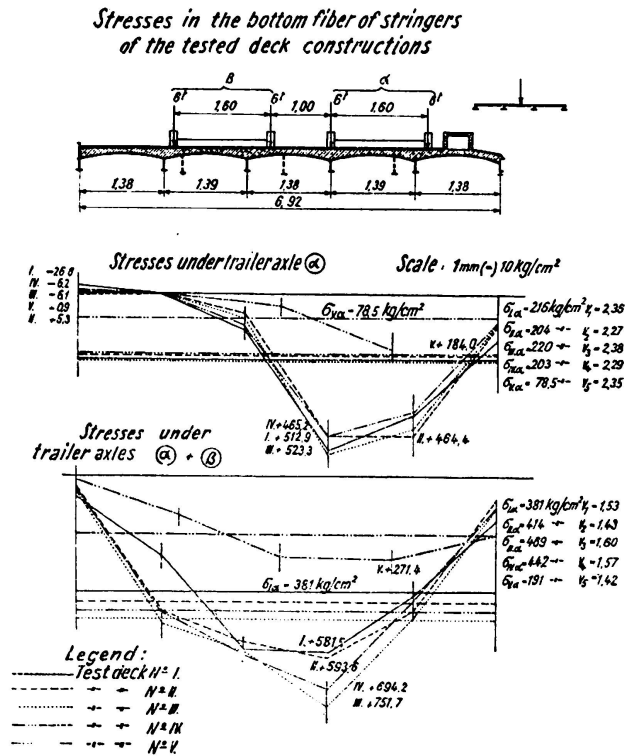


FIG. 3. Measured stresses under static loading with two 12^t axes

was left. In all cases, even if the impact factor of 1,5 was considered, the ratio of $\frac{\sigma_{\text{perm}}}{\sigma_{\text{max}}} = \nu$ was well beyond unity and varied with the different types as follows:

$$\text{N}^{\circ} \text{ I. } \sigma_{\text{max}} = 1033 \text{ kg/cm}^2; \nu = \frac{1400}{\sigma_{\text{max}}} = 1,36$$

$$\text{N}^{\circ} \text{ II. } \sigma_{\text{max}} = 1055 \text{ kg/cm}^2; \nu = \frac{1400}{\sigma_{\text{max}}} = 1,33$$

$$\text{N}^{\circ} \text{ III. } \sigma_{\text{max}} = 1336 \text{ kg/cm}^2; \nu = \frac{1400}{\sigma_{\text{max}}} = 1,05$$

$$\text{N}^{\circ} \text{ IV. } \sigma_{\text{max}} = 1246 \text{ kg/cm}^2; \nu = \frac{1400}{\sigma_{\text{max}}} = 1,12$$

$$\text{N}^{\circ} \text{ V. } \sigma_{\text{max}} = 503 \text{ kg/cm}^2; \nu = \frac{1400}{\sigma_{\text{max}}} = 2,78$$

These figures show the absolute superiority of the composite-deck N° V. and the relative superiority of the cylindrical-shell types N° I. and II.

2) Stresses in the cylindrical or flat plates.

This steel sheeting is subject to composite stresses longitudinally, acting as compression flanges of the stringers and transversally by their direct load carrying part between the stringers. The longitudinal component is largest at the stringer axis itself, whereas the transversal component is preponderant at the center of each bay. Therefore the cross-

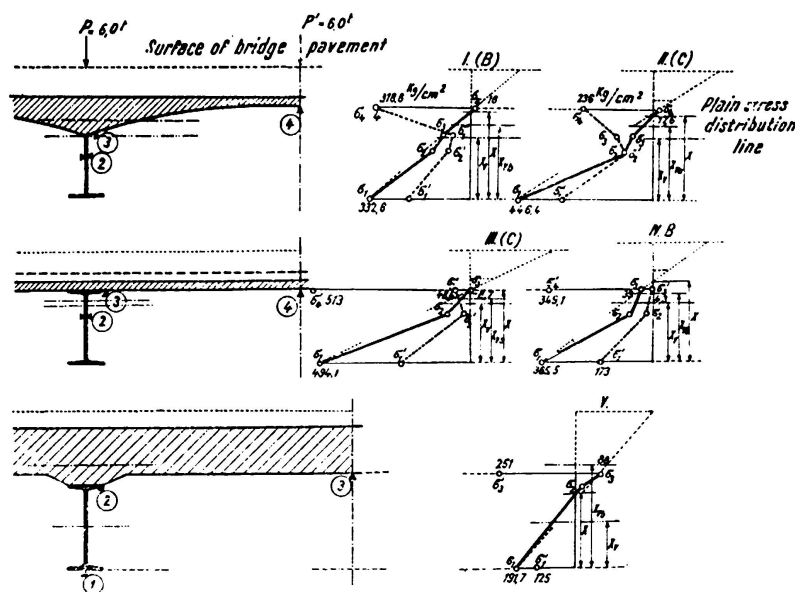


FIG. 4. Measured distribution of stresses in the cross sections

-section may be regarded as uniform only when the stiffening of the sheeting is sufficient to ensure a perfect cooperation between stringer and sheeting, by means of the diaphragms. Fig. 4. shows the stress distribution flow in one cross section. The location of tensometers is shown and it is seen, that the measured values do not form a continuous line, a decisive break being visible at the junction plane of the sheeting. Where the lower stiffening diaphragms are stronger (N° I. and N° III.) this break is, of course, smaller. The location of the load also makes a great difference in the stress distribution. This is shown by the dotted lines, which represent the case when the wheel load is acting at the center of the span. The most regular stress distribution line was obtained with the ordinary composite-girder type where this is due to the large cross-sectional rigidity of the reinforced concrete slab.

The stress diagrams also indicate, that *compression was carried almost exclusively by the filling concrete or by the reinforced concrete slab, thus giving an excellent proof of cooperation.*

The numerical values of the measured stresses were well under the calculated ones, whatever the theory they were compared to (Marcus etc.).

The ratios of $\nu = \frac{\sigma_{perm}}{\sigma_{max}}$ of the tested types were the following:

N° I.	Test piece	$\nu = 4,70$	(3,04)
N° II.	»	»	$\nu = 3,15$ (2,04)
N° III.	»	»	$\nu = 1,80$ (1,80)
N° IV.	»	»	$\nu = 2,70$ (2,20)
N° V.	»	»	$\nu = 2,75$

These results clearly show, that the lower diaphragms are more effective (N° I. and IV.). An effectively cooperating upper concrete filling layer, 3 cm thick was quite sufficient to prevent any kind of buckling. *Furthermore the superiority of cylindrical shells (Test piece N° I.) appears clearly over flat steel sheets. (N° III. and IV.).* (This is naturally partly due to the greater structural depth; the reduced « ν » values referring to a reduced uniform depth are therefore shown in dashes).

3) Tests of composite action

In order to prove the value of composite action all the test-constructions finally underwent a very serious dynamic-test loading. The Losenhausen-type oscillator was placed and anchored at the center of the middle span and the test constructions were subjected in turn, to their own oscillation frequency, to 6 million loading cycles. The stresses and deflections of all stringers were previously measured under this static loading, checked constantly during the test and finally controlled after 6 million loading cycles. It was seen that, with no exception, *neither the stresses nor the deflections increased.*

Then the span of the test constructions was increased to 6 m and all of them were subjected again to 6 million additional loading cycles. The ensuing control-measurement showed a general increase in the deflections amounting up to 7-26 %, although, even then no failure took place. This indicated however a certain slackening of the bond between steel and concrete. (The greatest deviation was shown by test-deck N° II. which indicated that the upper stiffening diaphragms were not equal to the lower ones). Finally all test-constructions failed after a few thousand loading cycles when oscillated again over a 9,0 m span.

It must also be pointed out, that the favourable fatigue results were partly due to the favourable location of welds which were at about the level of the neutral axis.

4) Transversal load distribution

Test results are shown on Fig. 5. The dotted lines represent the calculated values computed after *Leonhardt*, and the full lines correspond to the measured values. It is quite clear that the peak values of these load distribution influence lines are smaller than the calculated ones, and

no negative values were measured in the neighbouring spans. The loss in the area is however equalised either by the larger area of the neighbouring spans or by the larger load transmission capacity of the structures.

The effect of the cooperating slab-width and of the rigidity of the stiffening diaphragms is considerable. The second diagram of Fig. 5 clearly indicates the difference of the load distribution influence lines, when no diaphragm (dotted line) and when a simple diaphragm (190×8 web

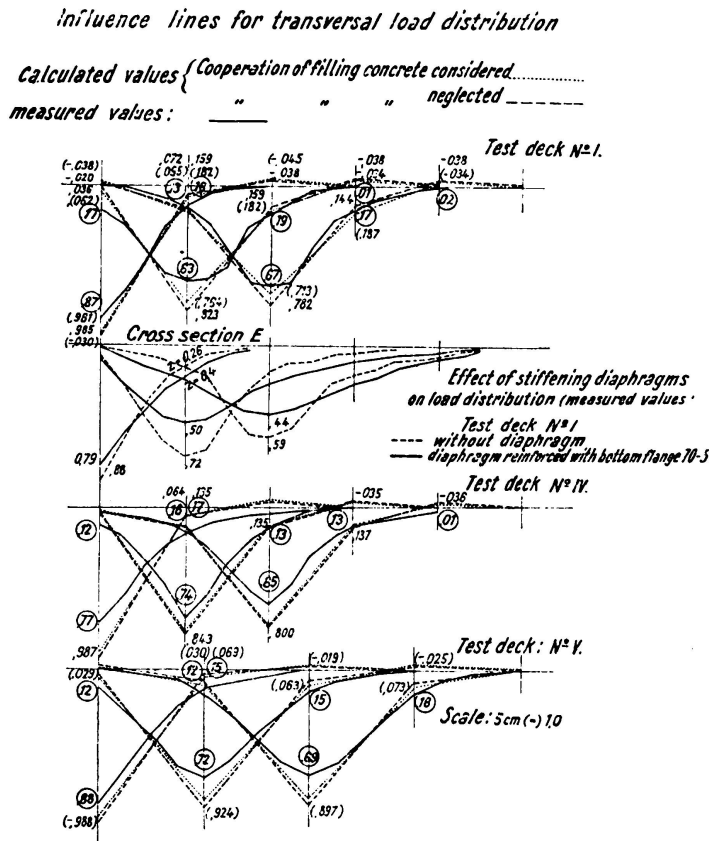


FIG. 5. Influence lines for transverse load distribution

70 × 8 flange, full line was applied. It also appeared from the tests, that the increase in rigidity of the transversal diaphragms is not in direct ratio with the load distributing effect, but beyond a certain limit

(if $z = \frac{I_a}{I} \cdot \frac{l^3}{2a^3} = 0,5$) it is not economical.

The cooperating slab-width also differs from the usually calculated strip-width. The author has stated, that the working surface of the slab under a point load will take the shape of a rhomb, extending in longitudinal direction to the nearest cross girders and in transversal direction over the two neighbouring spans. (Fig. 6). For a section at a distance x from the point-load, this width may be expressed as $s = 1 \left(1 - \frac{4a}{x} \right)$ until $x \leq 2a$ and $s' = \frac{l \cdot a}{x}$ when $x \geq 2a$.

The results of the test may finally summarised as follows:

1) The application of well bonded and reinforced filling concrete, laid over cylindrical steel shell-plates or flat-steel sheeting, even in a minimum thickness of 3-5 cm-s, is very advantageous and raises considerably its bearing capacity.

2) The composite action between steel sheeting and concrete may be ensured by the simplest means (dowels and wire mesh) and an additional 2-3 cm thick layer of concrete may suffice as wearing surface, when the steel is noncorrosive and is alloyed with 0,3-0,5 % Cu.

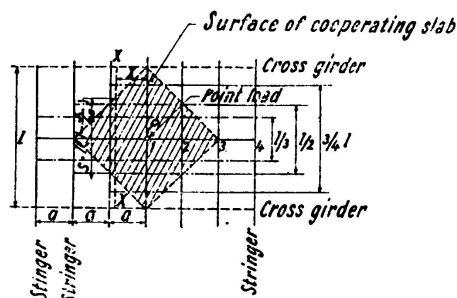


FIG. 6. Proposed shape of cooperating slab-width

3) The rigidity of the whole deck-construction may be very effectively raised by simple diaphragms welded underneath the sheeting. These are more effective than those welded on the top.

4) The use of cylindrical shell-plates seems to yield certain advantages as to the bigger rigidity, less weight and favourable location of welded joints but the transversal load transmission capacity is smaller, than that of the flat-steel sheeting (orthotropic-plate).

5) The cooperating slab-width may be better computed by the advised approximation, than with the usual prescriptions, which did not correspond to the test measurement.

6) The load transmitting action must not be extended beyond the two neighbouring spans on each side. The trend to increase this by raising the rigidity of the transversal diaphragms is economical only to a certain extent, the limit being such that *Leonhardt's* z value should not usually exceed 0,5 or as an ultimate maximum: 1,0.

SUMMARY

Full size tests were carried out with five types of light-weight deck-structures. Stringers and slab of all five types operated as composite structures. Altogether two welded cylindrical shell-plate, two welded flat-shell-plate (orthotropic) and one current composite structures were tested.

The measured stress and deflection values were compared with theoretical values (*Leonhardt*, *Marcus*) and it was shown that cooperation between the composite elements is more favourable than expected; this cooperation can be ensured, even between the steel plate and filling concrete layer, by the simplest means. The favourable location of welds and the effective bond of composite elements has also proved successful against fatigue action.

The stress- deflection diagrams and the comparative figures give ample information on the test results.

ZUSAMMENFASSUNG

Grossversuche mit fünf verschiedenartigen Leichtfahrbahnkonstruktionen. Die Versuchskonstruktionen wurden statischen Radlasten und dann dynamischen Schwingerlasten unterworfen.

Die Längsträger und Deckplatte wurden bei allen Typen als Verbundkonstruktionen ausgebildet.

Es wurden insgesamt 2 geschweisste Buckelblechdecken, 2 geschweisste Flachblechdecken und 1 Verbundkonstruktion geprüft.

Die gemessenen Spannungs- und Durchbiegungswerte wurden mit den Angaben der annähernden Berechnungsergebnisse (Leonhardt, Marcus) verglichen, und es hat sich ergeben, dass die Lastverteilung zwischen den einzelnen Elementen in der Tat viel einheitlicher und günstiger ist. Die Verbundwirkung selbst zwischen Buckelblechen oder Flachblechen und Ausfüllbeton kann mit den einfachsten Mitteln und schon bei ganz geringen Beton-Abmessungen wirksam gesichert werden. Die günstige Anordnung der Schweissstellen und der wirksame Verbund zwischen Stahlplatte und Ausfüllbeton bietet ein Gewähr gegen Ermüdungerscheinungen.

Die Spannungs- und Durchbiegungsdiagramme und vergleichenden Zahlentafeln geben eine klare Übersicht über die Versuchsergebnisse.

RESUMO

Efectuaram-se ensaios à escala natural em cinco tipos diferentes de estruturas de tabuleiros em que as vigas e a laje trabalhavam em conjunto. Ensaiaram-se ao todo duas estruturas com chapas cilíndricas soldadas, duas com chapas planas (ortotrópicas) e uma de construção mixta corrente.

Os valores medidos das tensões e das flechas foram comparados com os valores teóricos (Leonhardt, Marcus) e verificou-se que a cooperação dos elementos mixtos é mais favorável do que é normalmente admitido; esta cooperação pode ser obtida, mesmo entre a chapa e a camada de betão de enchimento, por meios muito simples. A localização favorável das soldaduras e a ligação efectiva entre os diversos componentes também provaram ser eficazes na resistência à fadiga.

Os diagramas tensão-deformação e os valores comparativos dão uma ideia clara dos resultados dos ensaios.

RÉSUMÉ

Des essais en vraie grandeur ont été effectués sur cinq types différents de structures de tablier où les poutres et la dalle travaillaient ensemble. Ces essais ont porté sur deux structures comprenant des tôles cylindriques soudées, deux comprenant des tôles planes (orthotropiques) et une en construction mixte courante.

Les valeurs mesurées des contraintes et des flèches ont été comparées aux valeurs théoriques (Leonhardt, Marcus) et il a été constaté que la

coopération des éléments mixtes est plus favorable qu'il n'est généralement admis; cette coopération peut être obtenue, même entre la tôle et la couche de béton de remplissage, par des moyens très simples. La disposition favorable des soudures et la liaison effective entre les divers éléments se sont également révélés efficaces contre les effets de la fatigue.

Les diagrammes contraintes-déformations et les valeurs comparées permettent de se faire une idée claire des résultats des essais.

III a 3

Zur Dauerfestigkeit von Schweissnähten

Resistência à fadiga dos cordões de soldadura

Résistance à la fatigue des cordons de soudure

Fatigue resistance of welds

PROF. DR. F. STÜSSI

E. T. H.

Zürich

Die von Dr. C. Popp ⁽¹⁾ mitgeteilten Versuchsergebnisse der Deutschen Bundesbahn über die Dauerfestigkeit von stumpf geschweissten Stäben aus Baustahl St. 37 und St. 52 wurden mit der in der I. Arbeits-sitzung skizzierten Theorie ⁽²⁾ verglichen. Eine gewisse Schwierigkeit ergab sich bei dieser Auswertung deshalb, weil die Versuchswerte der geschweissten Stäbe auf die Festigkeitswerte des glatten Vollstabes ohne Walzhaut zu orientieren waren, für die jedoch keine Versuchswerte vorlagen; diese eigentlichen Materialfestigkeiten mussten deshalb durch Extrapolation bestimmt werden, was immer mit einer gewissen Un-sicherheit belastet ist. Die Ergebnisse der Auswertung, die in Figur 1 für Baustahl St. 52 als Beispiel dargestellt sind, lassen sich durch die folgenden Kennwerte zusammenfassen:

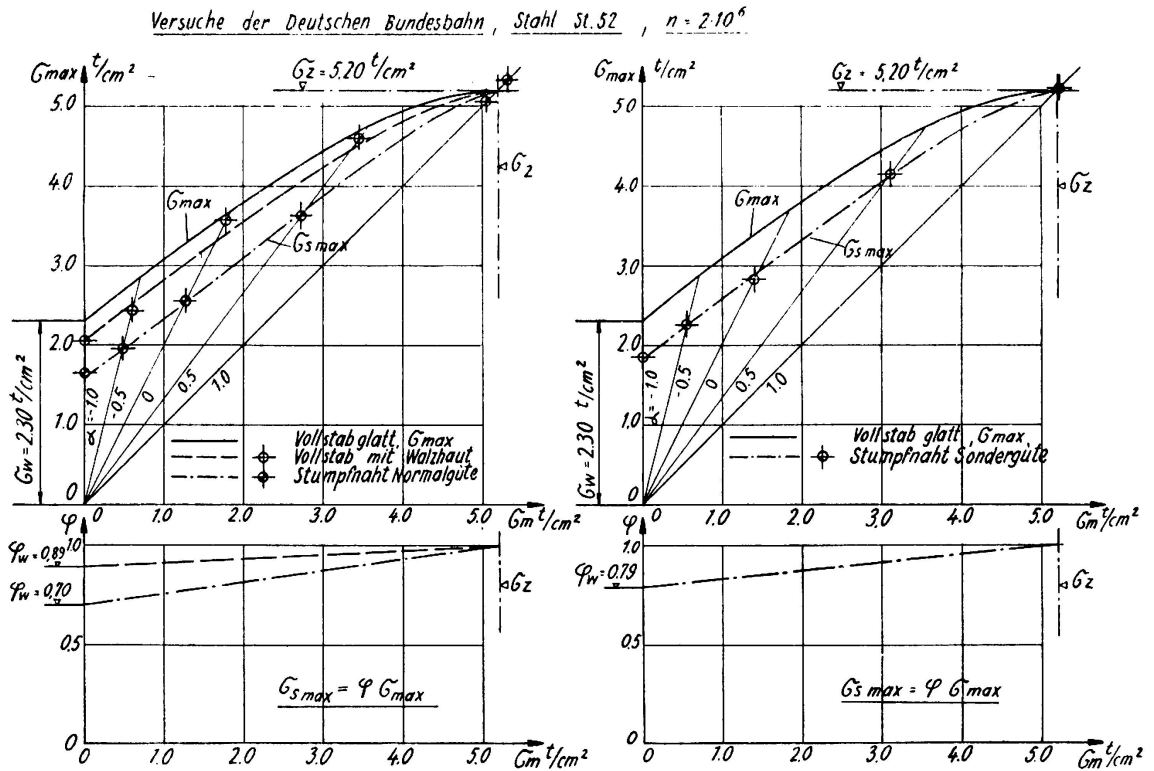
	St. 37	St. 52
Vollstab glatt	$\sigma_z = 4,46$	5,20 t/cm ²
	$\sigma_w = 1,80$	2,30 t/cm ²
Vollstab mit Walzhaut	$\varphi_w = 0,93$	0,89
Stumpfnahht Sondergüte	$\varphi_w = 0,90$	0,79
Stumpfnahht Normalgüte	$\varphi_w = 0,75$	0,70

⁽¹⁾ C. POPP — Neuere Erkenntnisse und Versuchsergebnisse anlässlich der Neubearbeitung der Vorschriften der Deutschen Bundesbahn für die Berechnung geschweisster Eisenbahnbrücken. V. Kongress der I. V. B. H., Lissabon 1956, Vorbericht S. 483.

⁽²⁾ F. STÜSSI — Zur Theorie der Dauerfestigkeit V. Kongress der I. V. B. H., Lissabon 1956, Schlussbericht.

Die Versuchswerte beziehen sich auf $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel. Es ist zu beachten, dass die Festigkeit des als St. 37 bezeichneten normalen Baustahls einem hochwertigen Baustahl St. 44 entspricht, was bei der Aufstellung zulässiger Beanspruchung für St. 37 berücksichtigt werden sollte.

Das Ergebnis unserer Auswertung ist eindeutig: die Festigkeitsabnahme einer Stumpfnahat gegenüber dem glatten Vollstab zeigt genau



den gleichen Zusammenhang, wie die Festigkeitsabnahme eines gelochten oder gekerbten Stabes,

$$\sigma_{s \max} = \varphi \cdot \sigma_{\max}$$

und kann somit wegen der Beziehung

$$\varphi = \frac{\sigma_z \cdot \varphi_w + \sigma_m \cdot (1 - \varphi_w)}{\sigma_z}$$

für eine gegebene Lastwechselzahl durch die einzige Kenngrösse φ_w erfasst werden. Es sei noch festgehalten, dass die numerische Grösse der Kerbzahlen φ_w durch weitere Versuche zu überprüfen sein wird; wesentlich ist der gefundene Zusammenhang.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Vergleich der von Dr. C. Popp im Vorbericht mitgeteilten Versuchsergebnisse mit unserer Theorie der Dauerfestigkeit führt zur Feststellung, dass der Einfluss einer Stumpfnah auf die Dauerfestigkeit einer Kerbwirkung gleichzusetzen ist und damit rechnerisch in der gleichen einfachen Form erfasst werden kann, wie der Einfluss einer Lochschwächung.

RESUMO

Comparando os resultados dos ensaios descritos pelo Dr. C. Popp com a teoria da resistência à fadiga exposta pelo autor, conclui-se que a influência de uma soldadura de topo na resistência pode ser comparada ao efeito de entalhe e pode portanto calcular-se da mesma forma que o efeito de enfraquecimento devido à presença de um orifício.

RÉSUMÉ

En comparant les résultats des essais décrits par le Dr. C. Popp avec la théorie de la résistance à la fatigue exposée par l'auteur, on voit que l'influence d'une soudure bout à bout sur la résistance peut être comparée à l'effet d'entaille et peut donc être calculée de la même façon que l'effet dû à la présence d'un orifice.

SUMMARY

Comparing the results of the tests described by Dr. C. Popp with the author's theory of the fatigue strength, it is seen that the influence of a butt weld upon the resistance can be compared to the influence of the notch effect and can, therefore, be computed in the same way as the effect of an orifice.

Leere Seite
Blank page
Page vide

III a 4

**Über neue Dauerfestigkeitsversuche mit Schweissverbindungen
aus St 52 und neue zulässige Spannungen**

**Novos ensaios de resistência de longa duração com ligações
soldadas de aço A 52 e novas tensões admissíveis**

**Nouveaux essais de résistance de longue durée sur des joints
soudés en Acier A 52 et nouvelles contraintes admissibles**

**New long time load tests with St 52 steel
welded joints and new design stresses**

PROF. DR.-ING. E. h. K. KLÖPPEL

Darmstadt

Im Anschluss an die von Herrn Dr.-Ing. Popp, München, im Vorbericht mitgeteilten Dauerversuchsergebnisse an Flachstäben, die als Vollstäbe die Versuchsreihe A, mit Stumpfnaht-Sondergüte die Versuchsreihe B und mit Stumpfnaht-Normalgüte die Versuchsreihe D darstellen, können jetzt die entsprechenden Werte für Flachstäbe mit einseitiger Querversteifung als Versuchsreihe C₂, mit Kreuzstoss durch K-Naht als Versuchsreihe E₁ und mit Kreuzstoss durch Kehlnähte als Versuchsreihe F₁ bekanntgegeben werden und zwar für St 52, der für alle Prüfkörper derselben Charge entstammt. Für diese Stahlart wurden auch die erstgenannten Versuche im Institut des Verfassers (Ingenieurlabor der Technischen Hochschule Darmstadt) gefahren. Es sind Versuche des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, an denen die Deutsche Bundesbahn massgeblich beteiligt ist.

Im Rahmen dieses kurzgefassten Diskussionsbeitrages soll zunächst nur die Frage nach der Sicherheit beantwortet werden. Die vor etwa drei Jahren neu festgelegten zulässigen Spannungen zu σ_D für geschweisste Eisenbahnbrücken der Deutschen Bundesbahn stellen gegenüber den früheren Werten allgemein Erhöhungen dar. Bei neu hinzugekommenen Nahtarten, wie beispielsweise bei der K-Naht, entfällt natürlich dieser Vergleich.

Bei der Einführung der Bemessung auf Dauerfestigkeit in die Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken im Jahre 1934 begnügte

man sich mit einem sehr kleinen spannungstechnischen Sicherheitsgrad ν (Verhältnis der experimentell ermittelten Dauerfestigkeit σ_D zur zulässigen Spannung bei Dauerbeanspruchung σ_D). Er war beispielsweise bei Nietverbindungen aus St 52/44 für Ursprungsbeanspruchung ($\alpha = 0$), kaum grösser als Eins, wie die umfassenden Dauerversuche der ehemaligen Deutschen Reichsbahn und des Deutschen Stahlbau-Verbandes ⁽¹⁾ ausweisen. Diese Entscheidung rechtfertigte sich durch den belastungsstatistisch begründeten Sicherheitszuschuss, der darin besteht, dass das zweimillionenfache Auftreten der der Bemessung auf Dauerfestigkeit zugrundeliegenden Höchstspannung in absehbarer Zeit unwahrscheinlich ist. Von dieser Grundlage muss aber umso mehr abgewichen werden, d. h. der spannungstechnische Sicherheitsgrad $\nu = \sigma_D : \sigma_D$, muss umso grösser gewählt werden, je empfindlicher eine Verbindung gegenüber Herstellungsfehlern und Unterhaltungsmängeln ist. Während in dieser Hinsicht eine Nietverbindung wenig empfindlich ist, dafür aber eine verhältnismässig niedrige Dauerfestigkeit besitzt, können bei bearbeiteten Schweissverbindungen beispielsweise schon geringfügige Beschädigungen der Oberflächen die im Dauerversuch ermittelte Widerstandsfähigkeit stark vermindern. Hierzu gehört die Stumpfnaht-Sondergüte (Reihe B), die im Bereich der Naht bündig und planparallel geschlichtet ist, also keine mit unbewaffnetem Auge erkennbare Kerbe aufweist.

Sämtliche bisher neu ermittelten Dauerfestigkeitswerte σ_D liefern für die Sicherheiten $\nu = \sigma_D : \sigma_D$, Werte grösser als Eins. Die Spannungen σ_D entsprechen der bereits erwähnten neuen Bundesbahnvorschrift DV 848 (1955). Es ergaben sich die in Tafel 1 enthaltenen Sicherheiten ν , wozu noch zu bemerken ist, dass für $\alpha = +0,5$ nur die A-Linie, B-Linie und D-Linie gefahren wurde. In den anderen Fällen ist dieser Wert nach dem Kurvenverlauf geschätzt.

TAFEL 1

Linie	$\alpha =$				
	- 1	- 0,5	0	+ 0,5	+ 1,0
A (Bild 1)	1,41	1,43	1,51	1,93	2,1
B (Bild 2)	1,54	1,53	1,48	1,52	2,17
D (Bild 3)	1,83	1,75	1,75	1,59	2,21
C ₂ (Bild 4)	1,38	1,33	1,43	1,50	2,19
E ₁ (Bild 6)	1,96	1,74	1,60	1,45	2,19
F ₁ (Bild 9)	1,53	1,46	1,26	1,18	2,20

⁽¹⁾ K. Klöppel, Zeitschrift «Der Stahlbau» 1936, Heft 13/14.

Den Wöhlerlinien, die den einzelnen σ_{11} -Werten zugeordnet sind, liegen jeweils 9 Versuchskörper zugrunde. An Stelle der dem Wert $x = +1,0$ entsprechenden Dauerstandfestigkeit wurde die statische Zerreißfestigkeit, bezogen auf den ursprünglichen Querschnitt, verwendet. Alle Versuchskörper entstammen einer Charge mit Fließspannung $\sigma_F = 3460 \text{ kg/cm}^2$, Zerreißfestigkeit $\sigma_{11} = 5050 \text{ kg/cm}^2$ und Bruchdehnung $\delta = 28,7\%$. Der Stabquerschnitt ist 70 mm breit und 14 mm dick. Geschweisst wurde durchgängig mit erzsauen Elektroden. Die Frequenz der Schenk'schen Dauerfestigkeitsmaschine betrug 33 Hertz, womit in den hier interessieren-

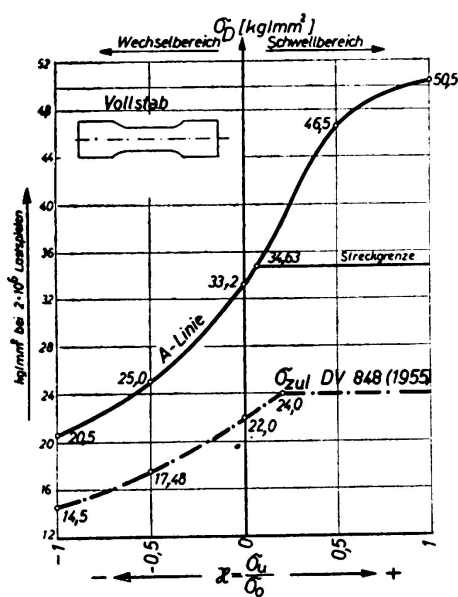


BILD 1

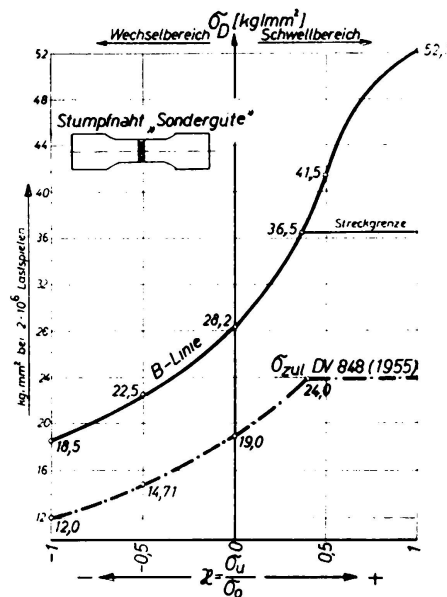


BILD 2

den Fällen ein spürbarer Unterschied gegenüber Ergebnissen, die auf Pulsatoren mit geringerer Frequenz bestimmt worden sind, nicht zu gewärtigen ist.

Im einzelnen ist zur A-Linie des an seinen Kanten abgefasten Vollstabes mit Walzhaut (Bild 1) zu bemerken, dass die Sicherheiten ν als ausreichend anzusehen sind, selbst mit Rücksicht auf die hier besonders starke Streuung der Versuchsergebnisse in der Wöhlerlinie. Als Vergleichsbasis eignet sich daher der gelochte Stab besser, der im dritten Abschnitt dieser Versuche berücksichtigt wird. Die Sicherheiten der B-Linie (Bild 2), Schweissnaht-Sondergüte, bündig geschlichtet und geröntgt, sind in Anbetracht der grossen Empfindlichkeit dieser Verbindung gegen Mängel keineswegs zu hoch. Es handelt sich hier um bewusst angestrebte Höchstwerte σ_{11} , wofür eine strenge Kontrolle und Aussonderung mangelhafter Prüfkörper sorgte. Der Anriss erfolgte von inneren, geringfügigen Fehlstellen aus. Die Dauerfestigkeiten σ_{11} liegen demgemäss nur noch wenig niedriger als diejenigen der A-Linie. Eine weitere

Verminderung dieser Abweichung anzustreben, liesse sich mit der im Grosstahlbau vertretbaren Herstellungsgüte und Wartung kaum in Einklang bringen.

Die Sicherheiten der D-Linie (Bild 3) Schweissnaht Normalgüte mit geröntgter, unbearbeiteter aber relativ glatten Oberfläche der Schweissraupe sind im Vergleich zu den Sicherheiten der empfindlicheren B-Linie zu hoch, so dass hier eine Erhöhung der zulässigen Spannungen vertretbar wäre. Die D-Linie kann auch noch als untere Schranke der B-Linie aufgefasst werden. Erfreulicherweise liegen die zulässigen Spannungen zu σ_D der B-Linie für $\alpha = -1$ und $\alpha = 0$ mit 12,0 und 19 kg/mm² noch erheblich unter den entsprechenden Dauerfestigkeiten σ_D der D-Linie mit 16,5 und 25,5 kg/mm².

Es folgen nunmehr die Ergebnisse des eben erst beendeten zweiten Versuchsabschnittes. Die C₂-Linie (Bild 4) trägt dem Fall Rechnung, dass beispielsweise gezogene Gurte durch Kehlnähte mit Quersteifen verbunden werden. Für den Bereich $-1 \leq \alpha \leq \sigma$ sind die hierfür ermit-

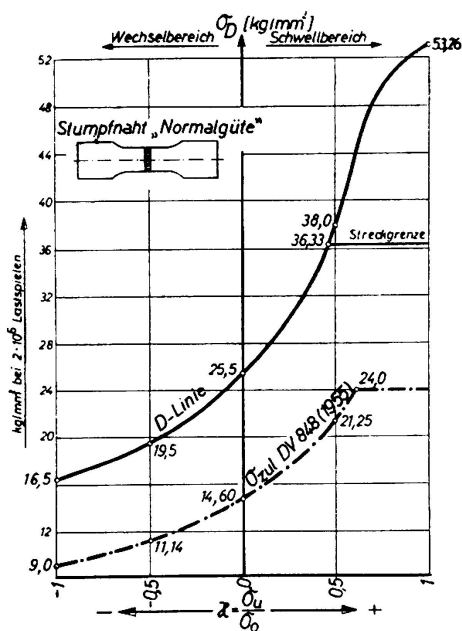


BILD 3

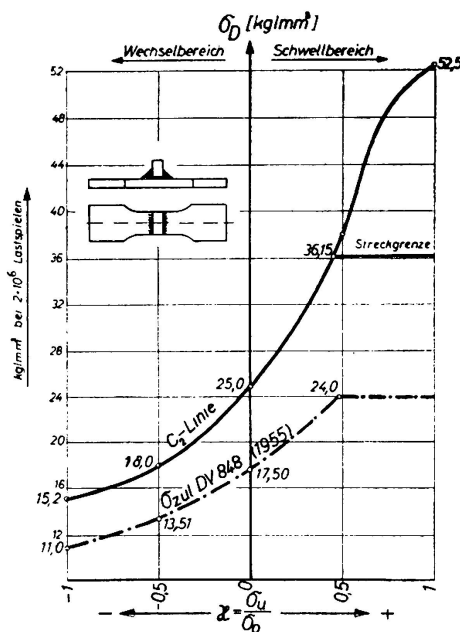


BILD 4

telten Sicherheiten die kleinsten für die in diesem Beitrag behandelten Prüfkörper. Dennoch können sie als ausreichend angesehen werden, zumal hier starke Schwankungen der Dauerfestigkeiten σ_D infolge der Eindeutigkeit der grössten Kerbe — der Bruch erfolgte nach Bild 5 stets am Nahtbeginn — ausschalten und keine Herstellungsempfindlichkeit vorliegt.

Die Sicherheiten der E₁-Linie (Bild 6) des Kreuzstosses mit nicht-geröntgter, unbearbeiteter K-Naht liegen verhältnismässig hoch. Ihre Abminderung könnte erwogen werden, auch wenn zu berücksichtigen ist, dass die Schweissung sorgfältig genug ausgeführt werden muss, um eine

zu grosse Kerbe im Nahtinnern zu vermeiden. Bei den durchgeführten Versuchen entstanden die Dauerbrüche meist am Nahtübergang (Bild 7), weniger oft im Nahtinnern (Bild 8). Die Gefahr vorzeitigen Dauerbruches infolge Doppelungen des Querbleches kann durch Prüfung mittels Ultraschallwellen stark gemindert werden.

Die Sicherheiten ν der F_1 -Linie (Bild 9) des Kreuzstosses mit unbearbeiteten Kehlnähten beweisen, dass man hier die Wechselfestigkeiten ($\alpha = -1$) zu niedrig und die Schwellzugfestigkeiten ($\alpha = +0,5$) zu hoch eingeschätzt hatte, was seine Erklärung wahrscheinlich in der hier nicht näher behandelbaren unterschiedlichen Gliederung des jeweils wirksamen Tragsystemes dieser Verbindung findet.

Eine Verminderung der zulässigen Spannungen zu σ_D im Bereich $0 \leq \alpha < 1$ könnte zu empfehlen sein, ebenso aber auch wegen der eindeutigen Kerbe — der Bruchbeginn liegt stets im Nahtinnern (Bild 10) —

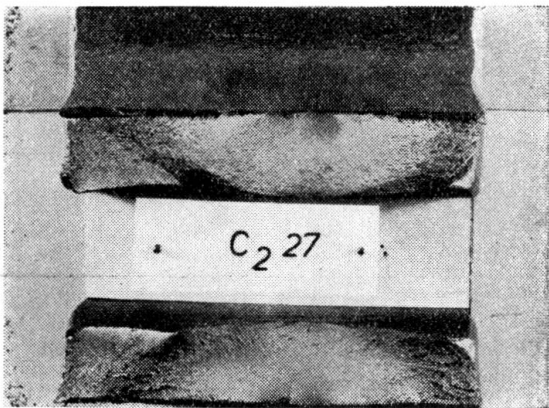


BILD 5

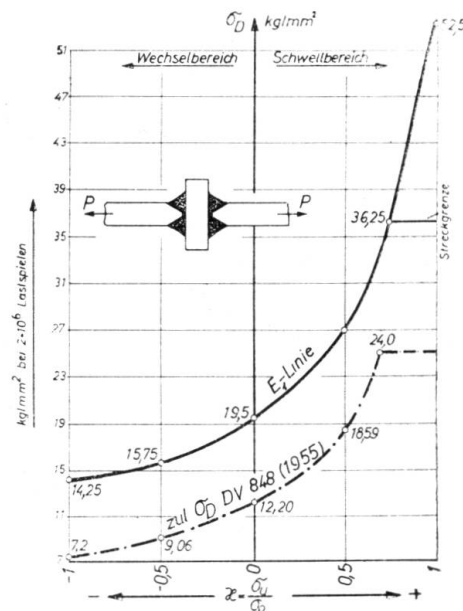


BILD 6

und der Herstellungsunempfindlichkeit eine Erhöhung von σ_D im Bereich $-1 \leq \alpha \leq 0$. Die F_1 -Linie kann auch noch als untere Schranke der E_1 -Linie aufgefasst werden. Auch die am schlechtesten geratenen, nach der E_1 -Linie ausgeführten Verbindungen dürften keine geringeren Dauerfestigkeiten aufweisen als die herstellungstechnisch unempfindlichen Verbindungen gemäss der F_1 -Linie. Erfreulicherweise liegen die zulässigen Spannungen zu σ_D der E_1 -Linie noch gerade oberhalb den Dauerfestigkeiten σ_D der F_1 -Linie, abgesehen von der Ursprungsbeanspruchung ($\alpha = 0$), wo es sich aber fast um Gleichheit handelt (zul $\sigma_D = 12,20$ kg/mm² gegenüber $\sigma_D = 12,0$ kg/mm²).

Die zulässigen Spannungen zu σ_D der DV 848 (1955) können danach im grossen und ganzen als gerechtfertigt angesehen werden. Die Zusam-

menstellung der Dauerfestigkeiten aller Prüfkörper des ersten und zweiten Versuchsabschnittes für St 52 in Bild 11 zeigt auch, dass die seinerzeit angenommene Rangordnung der untersuchten Verbindungen bestätigt wird. Hieraus erhellt auch noch die günstige Lage der C_2 — Linie zur D — Linie, die es verantworten lässt, die Quersteifen an den Zuggurt mittels Kehlnähten anzuschweißen, wenn der Zuggurt durch eine Schweissnaht Normalgüte (D — Linie) gestossen $\alpha \geq 0$ ist. Selbst im Wechselfestigkeitsbereich ist die dadurch bedingte Abminderung so gering, dass in zahlreichen praktischen Fällen von besonderen Massnahmen für die Verbindung von Zuggurt und Quersteifen abgesehen werden kann.

Zur weiteren Frage der Aufstellung einer einheitlichen Theorie des Dauerbruches wäre aus den behandelten Versuchsergebnissen nach deren Auftragung im Weyrauch'schen Dauerfestigkeitsdiagramm, das die Dauerfestigkeiten σ_D in Abhängigkeit von der Unterspannung σ_u darstellt,

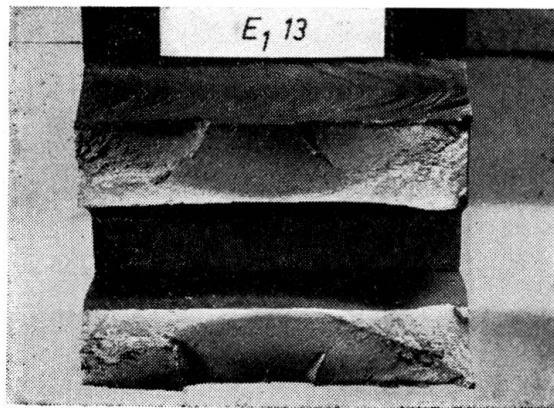


BILD 7

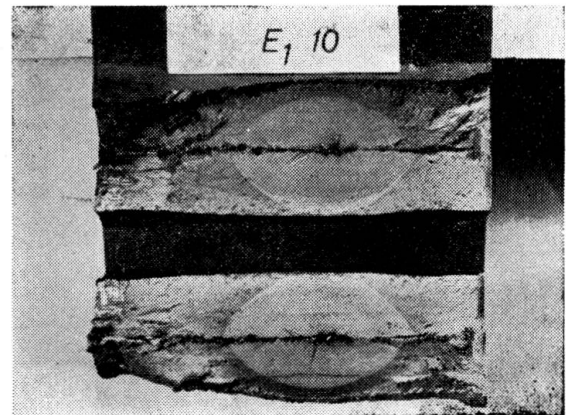


BILD 8

zu entnehmen, dass die Differentialquotienten der σ_D -Kurve $d\sigma_D : d\sigma_u$ stets kleiner als Eins sind, woraus folgt, dass die ertragbare Schwingweite $\Delta\sigma = \sigma_D - \sigma_u$ nicht konstant ist. Die Abnahme der Schwingweite $\Delta\sigma$ mit wachsender Unterspannung σ_u ist für die verschiedenen Prüfkörper unterschiedlich stark. Bei den stärker gekerbten Prüfkörpern (Bild 12) nimmt die Schwingweite langsamer ab als bei den schwächer gekerbten (Bild 13). Für die Beurteilung dieses Zusammenhanges und für die Voraussage der Dauerfestigkeit σ_D überhaupt ist die Formzahl α_k des Prüfkörpers unentbehrlich. Sie wird aber oft geschätzt oder aus Hilfsversuchen (beispielsweise mit Hilfe der Spannungsoptik) ermittelt werden müssen, weil die Lösungen der mathematischen Elastizitätstheorie nicht bekannt sind. Da die Formzahl α_k nur das Verhältnis der Spannungsspitze $\max \sigma$ zu der Nennspannung σ_n erfasst, dagegen nicht den Grad der Inhomogenität des Spannungsverlaufes im massgebenden Querschnitt, bedarf es noch der Berücksichtigung einer zusätzlichen Grösse,

wofür der Verfasser das Kuntz'sche «Widerstandsmittel» vorgeschlagen hatte. Die Höhe der Fließgrenze σ_F wirkt sich in der Grösse der Kerbrerestspannungen aus, die durch örtliche Plastizierungen entstehen. Das dadurch bedingte Verhältnis der Spannungen, zwischen denen die Dauerbeanspruchung an der Spannungsspitze tatsächlich pendelt, tritt in unseren Dauerfestigkeitsdiagrammen garnicht in Erscheinung. Es kommt dann noch der Einfluss der für Zug und Druck unterschiedlichen Grössen der Dauerfestigkeiten σ_D hinzu. Dass es keine additive Wirkung verschiedener Kerben gibt, zeigt sich immer wieder. Daher ist dort, wo durch die Formgebung eine überragende Kerbe wirksam ist, die Bearbeitung der Oberfläche entbehrlich.

Die mitgeteilten Versuche erhalten noch ihren besonderen Wert durch ihre Zuordnung zu bereits vollständig gefahrenen Dauerfestigkeitsdia-

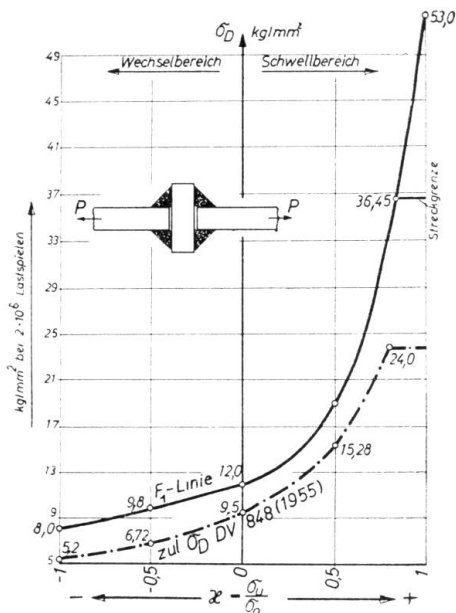


BILD 9



BILD 10

grammen für Nietverbindungen und Verbindungen mit hochfesten Schrauben. Durch die Wahl vergleichbarer Prüfkörper ist auch der Anschluss dieser kraftschlüssigen Dauerversuche an zur Zeit in der Durchführung begriffene Formänderungsschlüssige Dauerversuche gewahrt. Die Ermittlung entsprechender Schadenslinien, die uns Aussagen darüber gestatten, wieviele Lastspiele bestimmter Spannungshöhe bei der Aufaddierung zu der Lastspielgrenze von zwei Millionen unberücksichtigt bleiben können, ist ebenfalls in Angriff genommen.

Schliesslich mag noch darauf hingewiesen sein, dass die im Eisenbahnbrückenbau übliche Bemessung auf Zeitfestigkeit, denn das sind die

in der jeweiligen Wöhlerlinie für zwei Millionen Lastspiele entnommenen Spannungswerte σ_D , auch im Maschinenbau und Flugzeugbau immer mehr Beachtung findet. Wenn das für eine bestimmte Konstruktion laut Statistik gültige Belastungsprogramm in Belastungsstufen aufgelöst wird,

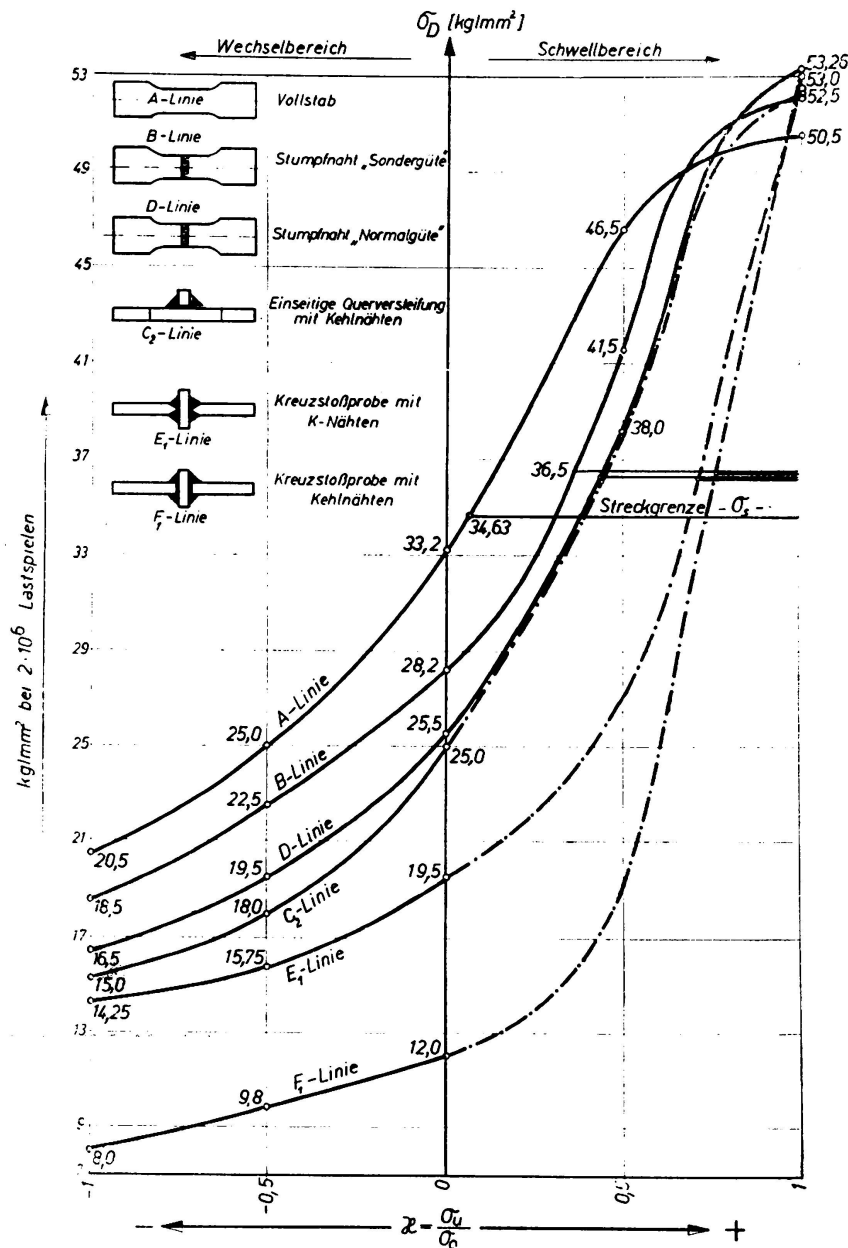


BILD 11

die durch Intensität und Wirkungsdauer der Spannungsgrenzen gekennzeichnet sind, und danach Mehrstufenversuche durchgeführt werden, spricht man von der versuchsmässig ermittelten «Betriebsfestigkeit» dieser bestimmten Konstruktion. Bei der Bemessung auf Betriebsfestigkeit wird Gewicht gesparrt. Im Stahlbau haben wir dadurch, dass die

Zeitfestigkeit bei zwei Millionen Lastspielen schlechthin zur konventionellen Dauerfestigkeit erhoben wurde, einen Teil der Vorteile dieser Bemessung auf Betriebsfestigkeit bereits abgeschöpft, ganz abgesehen davon, dass das Belastungsprogramm einer Brücke nicht für immer festliegt.

Die Durchführung der Versuche lag in den Händen von Herrn Dipl.-Ing. Heinz Weihermüller.

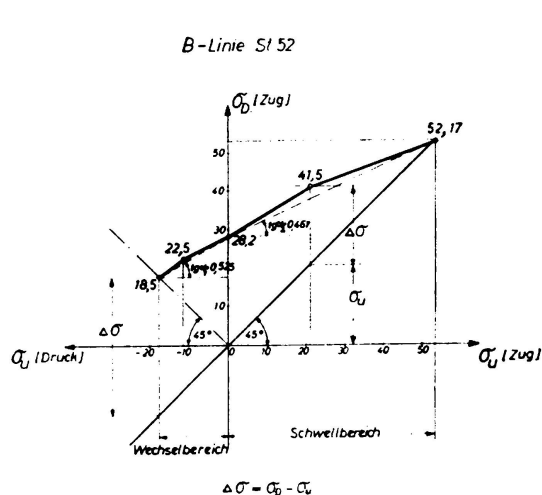


BILD 12

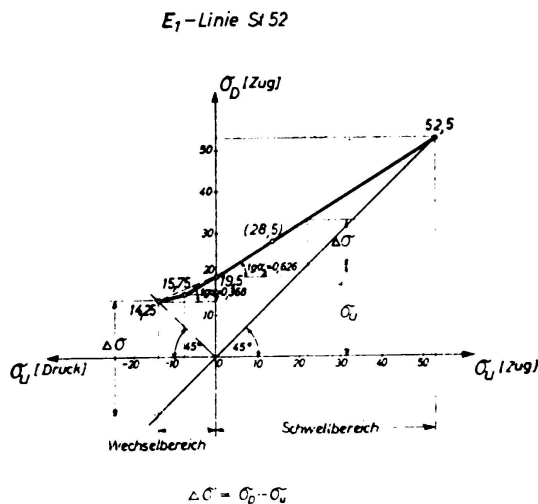


BILD 13

ZUSAMMENFASSUNG

Die durchgeführten Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen aus St 52 haben die, auf Grund theoretischer Überlegungen festgelegte, Rangordnung der einzelnen Verbindungsarten in der DV 848 der Deutschen Bundesbahn bestätigt. Trotz wesentlicher Erhöhung der zulässigen Dauerfestigkeiten zu σ_D , zeigt ein Vergleich mit den Versuchswerten, wobei durch die getroffene Wahl der Versuchskörperarten für eine Verbindungsart jeweils die obere und untere Grenze der Dauerfestigkeit vorliegt, dass die vorhandenen Sicherheiten ausreichend sind.

Den Auftragungen der Versuchsergebnisse im Weyrauch'schen Diagramm ist zu entnehmen, dass die ertragbare Schwingweite nicht konstant ist. Sie nimmt mit wachsender Unterspannung bei den verschiedenen Verbindungsarten unterschiedlich stark ab, und zwar bei den stärker gekerbten Prüfkörpern langsamer als bei den schwächer gekerbten.

RESUMO

Ensaios de resistência a esforços repetidos, realizados com soldaduras de aço St 52, confirmaram a classificação feita na norma DV 848 dos Caminhos de Ferro Alemães a partir de considerações teóricas. Se bem que a tensão admissível σ_D tenha sido substancialmente aumentada, verifica-se, comparando com os resultados dos ensaios em que se tomaram

para cada tipo de ligação os valores mínimo e máximo da resistência das provetas, que os coeficientes de segurança são amplamente suficientes.

Da transcrição dos resultados experimentais num diagrama de Weyrauch, conclui-se que a oscilação de tensões admissível não é constante, diminuindo sensivelmente com o aumento da tensão inferior; essa diminuição é tanto mais lenta, quanto maior for o entalhe no provete.

R É S U M É

Des essais effectués avec des soudures en acier St 52 soumises à des sollicitations répétées, ont confirmé la classification, fondée sur des considérations théoriques, de la norme DV 848 des Chemins de Fer Allemands. Bien que la contrainte admissible σ_D , ait été augmentée de façon substantielle, on constate, par comparaison avec les résultats des essais, dans lesquels l'on a pris pour chaque genre de liaison les valeurs minimum et maximum de la résistance des éprouvettes, que les coefficients de sécurité sont largement suffisants.

En transcrivant les résultats expérimentaux dans un diagramme de Weyrauch, on constate que l'oscillation de contraintes admissibles n'est pas constante, mais diminue visiblement avec l'augmentation de la contrainte inférieure; cette diminution est d'autant plus lente que l'entaille de la soudure est plus grande.

S U M M A R Y

Tests carried out with St 52 steel welds, submitted to repeated loadings, have confirmed the classification, based on theoretical data, found in German Railways Standards DV 848. Comparing with the test results, in which the minimum and maximum values of the test-pieces resistance were taken for each type of weld, it was established that, even though design stress σ_D is substantially greater, the safety factors remains very satisfactory.

Transcribing the experimental results to a Weyrauch's diagram, it is noticed that the permissible stress oscillation is not constant but quite visibly decreases as the lower stress increases; that decrease is slower, the larger the notch in the weld.

III a 5

**Mode de rupture d'assemblages en vraie grandeur en fonction
de l'état de tension et de la température**

**Rupture of full size assemblies according to stresses
and temperature**

**Bruchart von Verbindungen in wahrer Grösse in Abhängigkeit
von Spannungszustand und von der Temperatur**

**Modo de rotura de ligações em tamanho natural em função
do estado de tensão e da temperatura**

F. HEBRANT

Directeur Technique de la CECM
Liège

H. LOUIS

Professeur à l'Université de Liège
Liège

W. SOETE

Professeur à l'Université de Gand
Gand

Les essais et éprouvettes, toujours plus nombreux, proposés en vue de déterminer la sensibilité des aciers à la rupture fragile caractérisent en fait et à ce point de vue la soudabilité métallurgique du matériau.

Le problème qui se pose au constructeur est de transposer les résultats de ces essais aux constructions dont il s'agit de prévoir le comportement sur la seule base du mode de rupture d'éprouvettes.

Considérée sous cet aspect, la question ne sera jamais résolue dans sa généralité car les variables fondamentales que sont la conception et l'exécution interviennent dans le comportement des ouvrages d'une manière aussi importante que le matériau.

La Commission Belge d'Etude de la Construction Métallique (CECM), envisageant le point de vue du constructeur, s'est proposé d'étudier le mode de rupture d'un assemblage que l'on rencontre fréquemment dans les constructions importantes telles que les ponts, les charpentes, les ouvrages de retenue hydraulique.

Il s'agit de deux éléments se croisant à angle droit et sollicités chacun par un effort de traction. Les constructeurs hésitent souvent à prévoir la soudure de ces éléments en raison des accidents — notamment

des ponts soudés belges 1939-1940 — dont la plupart trouvaient leur origine dans un assemblage de ce type et malgré l'explication bien connue de ces ruptures qui ont résulté d'une erreur de conception dans la forme des joints soudés et d'une exécution défectueuse des soudures, inhérente à cette mauvaise conception (1).

Dans le même but, la Commission a envisagé la mesure du danger que présente la disposition constructive suivant laquelle une pièce d'étendue limitée est soudée sur tout son pourtour à des éléments rigides formant cadre.

Cette deuxième étude n'est en fait que l'extension d'une recherche entreprise par M. le Professeur Campus en 1943 (2), dans laquelle des disques étaient soudés sur tout leur périmètre à une tôle de grandes dimensions. Commentant ses propres essais et ceux analogues de Swinden et Reeve, M. Campus concluait: «Nous pensons en dépit de résultats peu positifs obtenus jusqu'à présent, qu'il reste intéressant de rechercher une méthode appropriée d'étudier par le moyen d'encastements, la sensibilité totale à la rupture sans striction des assemblages soudés (métal d'apport et métal de base) dans toute la gamme des températures que comporte l'application de la soudure».

I. Assemblage de deux éléments se croisant à angle droit

Cet assemblage consiste en une croix dont chaque branche est un plat de 200 millimètres de largeur et de 20 ou 25 millimètres d'épaisseur (figure 1). Sa réalisation est faite de quatre manières:

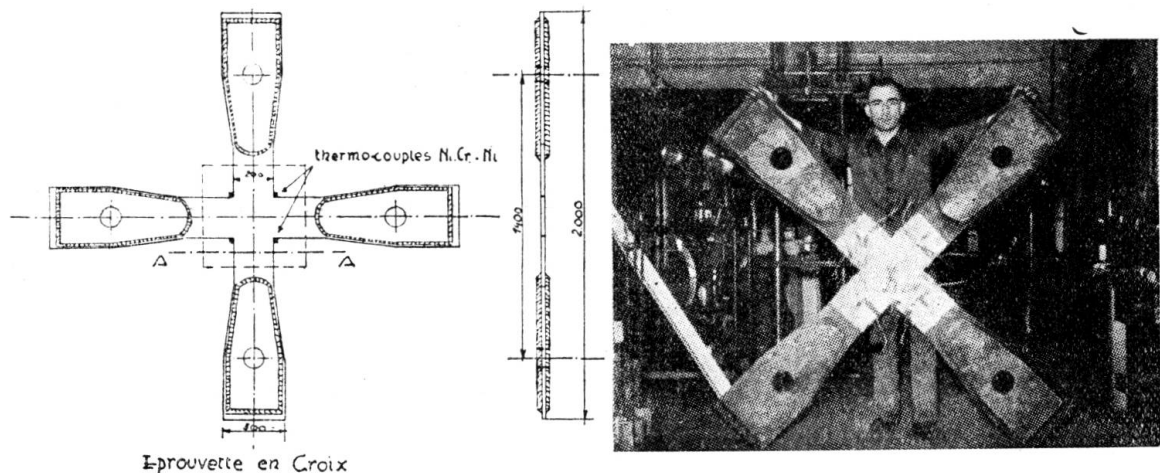


FIG. 1. Assemblage en croix

C_1 : par découpage dans une tôle, les deux branches se raccordant suivant des angles vifs usinés.

C_2 : par découpage dans une tôle, les deux branches se raccordant suivant des arrondis de 50 millimètres de rayon.

C_3 : par découpage dans une tôle, les deux branches se raccordant

(1) H. LOUIS — *Revue de la soudure*, n° 2, 1950. *Revue Universelle des Mines*, tome IX, n.° 5 de 1950.

(2) F. CAMPUS — *Recherches, études et considérations sur les constructions soudées*. Liège, 1946.

suivant des angles vifs usinés; chaque angle est entouré d'un «crack stopper» réalisé par soudure, dans un chanfrein, de métal très ductile.

C_4 : une branche de l'assemblage est un tronçon de tôle (200×20 ou 25), les bras de l'autre branche se raccordant à la première par des soudures en bout (chanfrein en demi V), soigneusement terminées par des arrondis en métal d'apport.

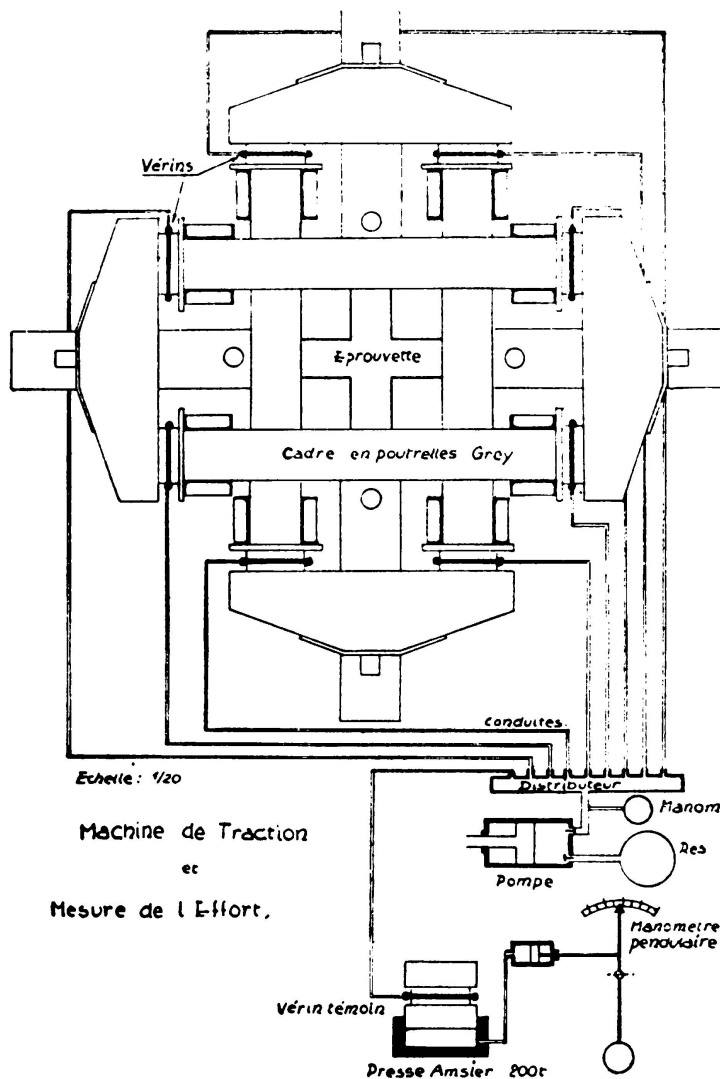


FIG. 2. Schéma de la machine de traction

Chaque branche de l'assemblage est sollicitée statiquement par un effort de traction (200 tonnes maximum) dans une machine spécialement conçue pour cette étude (figure 2).

Les essais ont porté initialement sur trois aciers de la nuance 37-45, sensiblement de mêmes caractéristiques chimiques et mécaniques mais dont la température de transition (pour un niveau d'énergie de $15 \text{ lbft} = 2,1 \text{ kgm/cm}^2$) était: A_1 : 0°C ; A_2 : -30°C ; A_3 : -15°C .

Des essais de traction suivant une direction, exécutés sur des éprouvettes classiques de 20 mm d'épaisseur (acier A_2) ont fait apparaître

la rupture fragile pour une température de -130 à -140°C (tension de rupture: 70 à 80 kg/mm^2); la rupture débute par des glissements au centre de la section rompue et se propage en rupture fragile dès l'apparition de la fissure centrale.

Lors des essais sur les assemblages en croix, la partie centrale était refroidie au moyen d'air liquide. Le facteur de concentration de tension dans les angles *usinés* varie de $1,5$ à $1,8$.

Les résultats des essais, très brièvement résumés, ont été les suivants sur l'acier A_2 .

1ère série d'essais

Pièce C_1 : rupture explosive à une température de -130°C , pour un effort de 191 tonnes (tension moyenne: 48 kg/mm^2) appliqué à chacune des branches de la croix. L'assemblage s'est rompu en

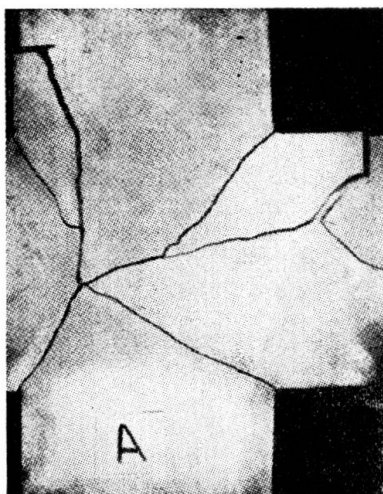


FIG. 3. Rupture fragile de la pièce C_1

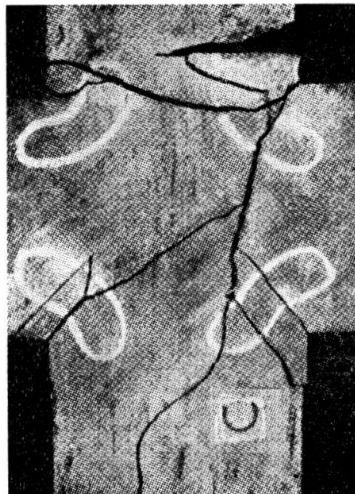


FIG. 4. Rupture fragile de la pièce C_3

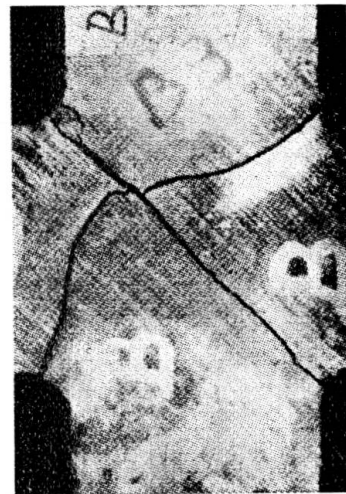


FIG. 5. Rupture fragile de la pièce C_4

quatre morceaux à partir d'un angle déterminé, si l'on en juge par l'aspect lisse puis en chevrons des lèvres des cassures (figure 3).

Pièce C_2 : cet assemblage n'a pu être rompu à une température de -160°C , l'effort de traction dans chaque branche atteignant la capacité maximum — 200 tonnes de la machine d'essai.

Pièce C_3 : rupture à -120°C , pour un effort, sur chaque branche, de 182 tonnes (tension moyenne: $45,5 \text{ kg/mm}^2$). Les ruptures semblent s'être amorcées dans les «crack stoppers» ce qui n'était pas imprévisible, ceux-ci constituant des soudures à retrait radicalement empêché dont les tensions résiduelles ne pouvaient atteindre un niveau plus élevé. Cette expérience, qui n'était d'ailleurs pas indispensable, permet de conclure définitivement non seulement à l'inefficacité mais *au danger* de telles dispositions soi-disant préventives (figure 4).

Pièce C₄: rupture à -120°C pour des efforts de 146 tonnes (tension moyenne: 36,5 kg/mm²) (figure 5). La soudure, contrôlée radiographiquement, était sans défaut. Le résultat moins favorable que pour la pièce C₁ s'explique par les raisons suivantes:

- raccordement des branches suivant un rayon inférieur: 30 mm au lieu de 50; le facteur de concentration de tension est donc supérieur.
- la présence de tensions résiduelles de soudage: à des températures aussi basses et en raison de l'état double de traction, l'intervention de la plasticité ne peut être invoquée pour justifier une égalisation des tensions de soudage, celles-ci se superposent aux tensions résultant de la sollicitation extérieure.

L'aspect des chevrons des lèvres des cassures semble montrer que la rupture s'est amorcée dans un léger défaut superficiel d'un arrondi réalisé en métal d'apport.

La comparaison des résultats de ces essais est en faveur de la pièce homogène présentant des arrondis et ensuite de la même pièce à angles vifs.

Le résultat moins favorable de la pièce soudée s'explique par l'effet défavorable, aux basses températures, des tensions résiduelles de soudage.

2ème série d'essais

Cette deuxième série d'essais poursuit le but d'établir la courbe de transition de *l'aspect de rupture* d'un assemblage réel, d'une manière analogue à la courbe obtenue lors d'un essai de choc sur barreau entaillé (éprouvette Charpy à entaille en V).

L'état triple de tension a été obtenu en réalisant par sciage et suivant les bissectrices de chaque angle, une entaille de 10 millimètres de profondeur à partir du point de rencontre théorique des branches de la croix; *l'influence des arrondis des pièces qui en comportaient n'est donc plus à envisager dans ces essais.*

Pièce C₁^e: (pièce identique à C₁ mais entaillée). La partie centrale de la croix a été refroidie à une température de -40°C qui est inférieure à la température de transition (-30°) obtenue sur éprouvettes Charpy à entaille en V pour une résilience de 2,1 kgm/cm² (15 lbft).

La rupture *fragile* s'est produite pour un effort de 114 tonnes dans chaque branche (figure 6).

Pièce C₂^e: Rupture *fragile* survenue à une température de -45°C, pour un effort de 117 tonnes (figure 7).

Pièce C₃^e: Rupture *fragile* survenue à une température de -33°C pour un effort de 121 tonnes (figure 8).

Pièce C₄^e: Rupture par *glissement* à une température de -25°C pour un effort de 109 tonnes (figure 9).

Pièce C₅^e: Rupture par *glissement* à une température de -5°C pour un effort de 115 tonnes (figure 10).

3ème série d'essais

Un acier de la nuance 42-50, de qualité très ordinaire ne répondant pas aux normes belges de soudabilité, a été soumis à l'essai de traction, à différentes températures, sur des pièces présentant les caractéristiques suivantes:

Pièce C_1^{42} : identique à C_1 ; pièce C_1^{42-e} identique à la précédente, mais dont les angles étaient entaillés à la scie, suivant leur bissectrice et

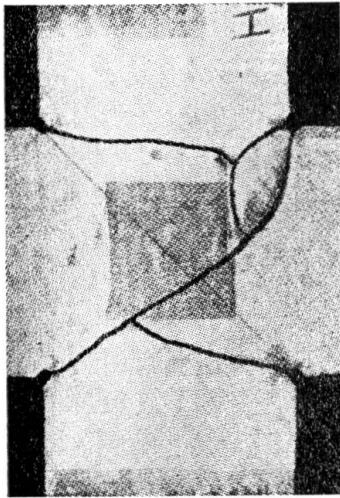


FIG. 6. Rupture fragile de la pièce C_1^e

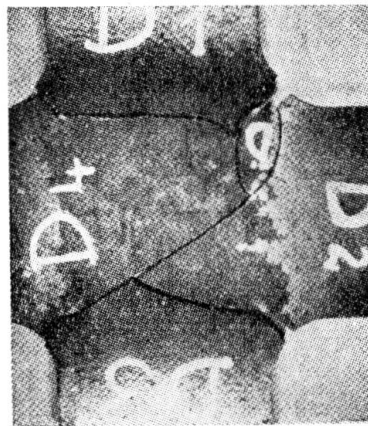


FIG. 7. Rupture fragile de la pièce C_2^e



FIG. 8. Rupture fragile de la pièce C_3^e

sur une profondeur de 14 millimètres; pièce C_2^{42} identique à C_2 mais le rayon des raccordements des branches de la croix est de 30 millimètres au lieu de 50.

Les résultats d'ensemble sont les suivants:

Pièce C_1^{42} : La température de transition, c'est-à-dire la température en dessous de laquelle la pièce se rompt d'une manière fragile, est comprise entre $+32$ et $+44^\circ\text{C}$.

Comme dans tous les essais précédents, la rupture fragile débute dans un angle vif par une rupture de glissement dont l'importance par rapport à la section rompue est d'autant plus grande que la température est plus élevée.

Pièce C_1^{42-e} : La température de transition d'aspect de rupture de cette pièce dont les angles sont entaillés, est un peu supérieure à $+30^\circ\text{C}$; elle est donc comparable à celle obtenue sur les pièces à angles vifs. Le fait d'entailler les angles n'a donc pas eu pour effet de diminuer sensiblement la température de transition, ce qui semble montrer que cette température est une caractéristique du matériau dans le cadre de l'assemblage et de l'essai étudiés. Cependant l'effort nécessaire pour déclencher la rup-

ture fragile aux environs de la température de transition, dépend, pour un assemblage ou une pièce donnés, de la forme prise dans le sens du facteur concentration de tension résultant des discontinuités de cette forme.

Pièce C_2^{42} : La croix constituant ces pièces comporte à la rencontre des 2 branches des arrondis de 30 mm de rayon. Il n'a pas été possible de déterminer la température de transition de ces pièces car toutes les ruptures se sont produites dans un bras de traction et jamais dans le carré central et cela même à une température de $+7^\circ\text{C}$, valeur de beaucoup inférieure à la température de transition des pièces C_1^{42} et C_1^{42-e} .

L'effort qui provoque la rupture dépend donc d'une manière fondamentale et même à une température de beaucoup inférieure à la tempéra-

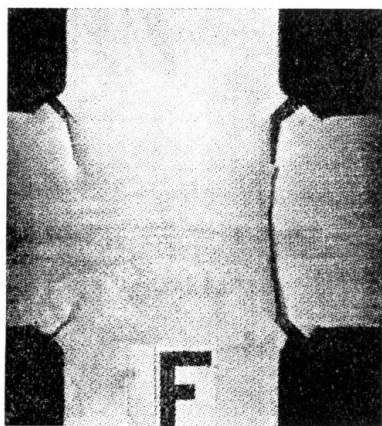


FIG. 9. Rupture de glissement de la pièce C_1 .

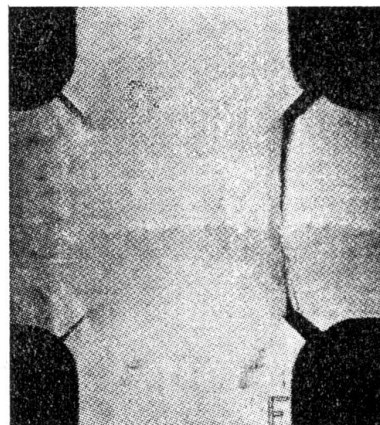


FIG. 10. Rupture de glissement de la pièce C_2 .

ture de transition réelle de l'acier, de la conception de l'assemblage, c'est-à-dire en fait du facteur de concentration de tension propre à l'assemblage.

Conclusions principales

1) La rupture des éprouvettes en croix *non entaillées* en tôle homogène (1ère série d'essais) provoquée par traction double dépend de la tension réelle dans les angles de la pièce et de la température.

Le phénomène constaté à une température d'environ -120°C est comparable à celui qui régit l'éprouvette soumise à l'essai de traction simple. Pour celle-ci la tension de rupture est de 70 à 80 kg/mm^2 ; pour l'éprouvette C_1 elle est de 48 kg/mm^2 dans les branches, soit 72 kg/mm^2 si on tient compte d'un facteur 1,5 (d'ailleurs mesuré) de concentration de tension; pour C_3 les tensions sont respectivement 45,5 et 68 kg/mm^2 .

Dans chaque angle, d'où part la rupture, dès que la tension supérieure à la tension moyenne des branches atteint une certaine valeur, une fissure s'amorce, l'état de tension devient triple: la rupture est

fragile pour des températures très basses, de l'ordre de -120°C ; pour des températures supérieures, la rupture serait vraisemblablement mixte d'abord, de glissement ensuite

2) La tension moyenne qui provoque la rupture de l'assemblage soudé C_4 est inférieure, à la température de -120°C , à la tension correspondante dans la pièce prélevée hors tôle, tout en étant encore très élevée: $36,5 \text{ kg/mm}^2$ soit une tension dans l'angle d'environ 44 kg/mm^2 si l'on envisage un facteur de concentration de 1,2 (présence des arrondis de 30 mm de rayon).

Etant donné la qualité de la soudure, cette diminution par rapport à la tension dans C_1 et C_3 ne s'explique que par la présence des tensions résiduelles. Il ne s'agit cependant que de tensions résiduelles directes, les pièces étant libres avant soudage. Ces essais montrent, aux basses températures, le danger de tensions résiduelles directes et à fortiori des tensions de bridage qui se superposent aux tensions de service; le danger de rupture fragile pour des tensions de service relativement faibles est d'autant plus grand que la température de transition de l'acier est élevée.

3) La rupture des assemblages en croix, entaillés dans les angles (2^{me} série d'essais) permet de déterminer, dans les conditions de l'assemblage et de l'essai, la température de transition d'aspect de rupture (comprise approximativement entre -25 et -35°C pour l'acier A2 et $+30^{\circ}\text{C}$ pour l'acier de nuance 42-50).

A cette température un état triple de tension de traction est capable de déclencher une rupture fragile pour une tension de service donnée dont la grandeur est réduite par les tensions résiduelles de soudage éventuelles.

4) La présence de «crack-stoppers» est nettement défavorable en raison des tensions résiduelles de bridage qu'entraîne leur réalisation.

5) La présence des arrondis, même de faible rayon: 30 mm, confère aux assemblages en croix une résistance beaucoup plus grande que pour les pièces à angles vifs (voir C_2 — 1^{ère} série d'essais — et C_2^{42} — 3^{ème} série d'essais). Cette conclusion, d'ailleurs prévisible, conduit à la nécessité de prévoir des arrondis réalisés par métal d'apport aux extrémités des soudures en bout (chanfrein en demi V) reliant deux éléments qui se croisent dans un assemblage.

6) L'ensemble des résultats montre que l'assemblage de deux éléments de directions perpendiculaires est réalisable en toute sécurité à la condition d'éviter aux intersections tout défaut ayant le caractère d'une entaille. La sécurité est considérablement accrue si les raccords entre les pièces sont réalisés par des arrondis même de faible rayon (20 à 30 mm) et si les tensions résiduelles de soudage sont peu élevées (en évitant notamment les bridages); la sécurité est évidemment toujours d'autant plus grande, quelle que soit la nature du raccordement, que la température de transition est basse.

La température de transition semble être une propriété caractéristique du matériau: le passage de la rupture ductile à la rupture fragile nécessite pour un assemblage donné des efforts dont la grandeur (effet des tensions résiduelles compris) dépend du facteur de concentration de tension de l'assemblage, c'est-à-dire de la forme dans son ensemble et dans ses particularités.

Une forme favorable (présence d'arrondis) conduit à un relèvement considérable de la tension moyenne nécessaire pour provoquer la rupture fragile même à une température de beaucoup inférieure à la température de transition de l'acier.

Cette considération confirme la possibilité d'économies importantes en utilisant un acier de construction dont la température de transition n'est pas la plus basse, à la condition de réduire les facteurs de concentration de tensions et le niveau des tensions résiduelles par une conception saine et un programme de soudage rationnel.

La présence généralisée d'arrondis dans les constructions soudées répond à la première partie de cette condition.

II. Assemblage en état double de tensions résiduelles

La disposition constructive suivant laquelle une pièce mince est soudée sur son pourtour à un ensemble rigide, a été réalisée par soudage d'un disque de 400 millimètres de diamètre dans un anneau de 1250 millimètres de diamètre raidi par quatre couronnes de 40 mm d'épaisseur; l'épaisseur du disque et de l'anneau était soit de 20, soit de 25 millimètres (figure 11).

La soudure (chanfrein en X) a été exécutée aussi symétriquement que possible au moyen d'électrodes basiques, les seules qui ne donnaient pas lieu à fissuration au cours du soudage.

Avant d'étudier cet assemblage, des essais fondamentaux ont mis nettement en évidence l'influence des tensions résiduelles, à basse température et en présence d'un défaut.

Le défaut est créé avant soudage, soit par un sciage transversal du chanfrein sur une profondeur supérieure à la pénétration de la soudure dans l'acier de base, soit par introduction de deux pièces parfaitement usinées dans le chanfrein préalablement élargi.

Les pièces à assembler sont libres pendant le soudage (chanfrein en X); le refroidissement après soudure au droit du défaut provoque la rupture fragile sous la forme d'une fissure transversale au joint (figure 12).

Des joints soudés identiques contenant le même défaut mais ayant fait l'objet d'une relaxation des tensions par le procédé bien connu de chauffage localisé ou par un traitement thermique de détente à 650° C, ne donnent pas lieu à rupture spontanée lors du refroidissement au droit du défaut ou donnent lieu parfois à des fissures transversales de faible longueur au droit du défaut sous l'effet de chocs nombreux et violents.

Ces mêmes joints dont les tensions résiduelles ont été diminuées ou supprimées et qui n'ont pas donné lieu à rupture lors du refroidissement sont alors chauffés au chalumeau, strictement au droit de la soudure. Refroidis ensuite au droit du défaut, ils donnent de nouveau lieu à des ruptures fragiles transversales comme lors du refroidissement de la soudure non traitée.

Ces essais élémentaires, reproductibles à volonté, montrent nettement que les tensions résiduelles de soudage peuvent à elles seules, à basse température et en présence d'un défaut, provoquer la rupture fragile. En effet

les essais, après relaxation des tensions résiduelles, montrent que les contraintes thermiques inhérentes au refroidissement local du joint ne sont pas suffisantes pour déclencher la rupture si ce n'est qu'ils donnent lieu parfois à des fissures courtes à peine visibles sous l'effet de chocs violents et répétés.

L'étude des disques a débuté par la détermination — par une méthode destructive — des tensions résiduelles de soudage suivant le périmètre

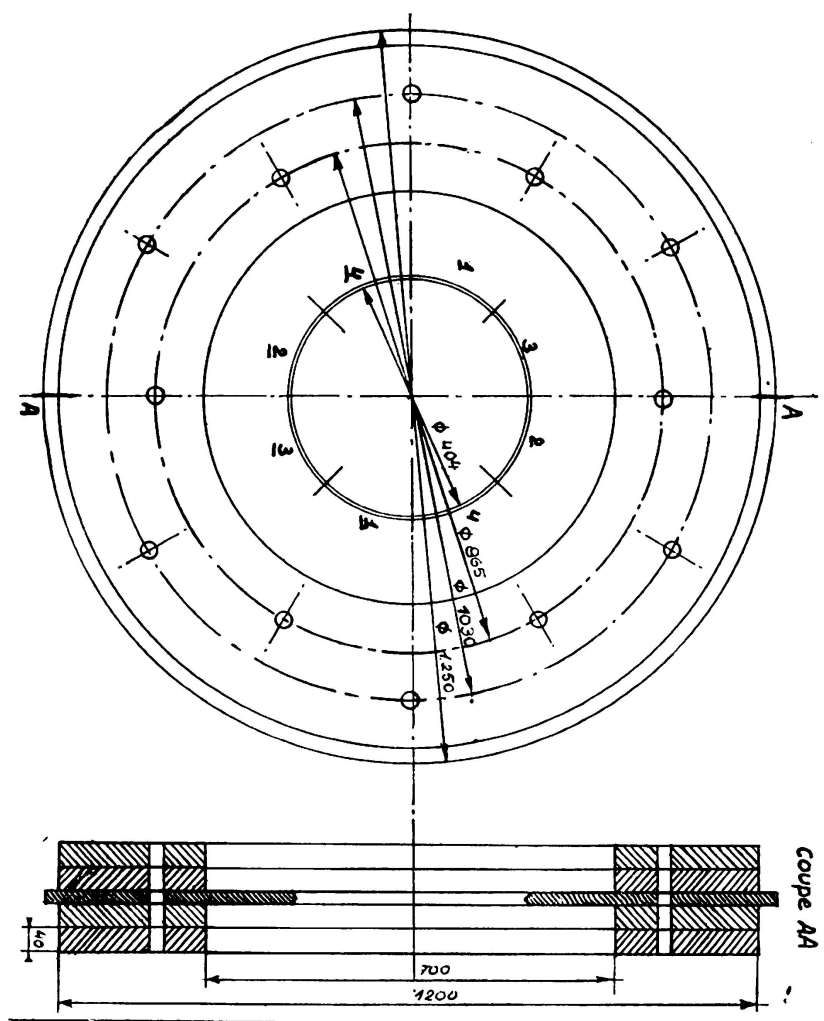


FIG. 11. Dispositif de soudage des disques

de la soudure et dans la direction perpendiculaire. La figure 13 donne la répartition de ces tensions suivant un diamètre de l'assemblage.

Il est seulement possible, ici, dans le cadre qui nous est attribué, de donner connaissance du résultat de l'essai qui nous paraît le plus significatif pour le constructeur.

Dans le disque central, de 400 millimètres de diamètre, en acier A3 (*température de transition à 15 lbft: $-15^{\circ} C$*) de 25 millimètres d'épaisseur, une fenêtre carrée à angles vifs de 120 mm de côté a été découpée avant

soudage à l'anneau extérieur (en acier A1 : température de transition 0°C). Les déformations locales dues à la soudure sont importantes, les sommets de l'ouverture carrée sont notamment l'objet de déformations plastiques visibles à l'œil. Les tensions (traction) le long et dans la direction des côtés du carré sont de 15 kg/mm^2 et de 22 kg/mm^2 au voisinage des sommets dans la direction perpendiculaire à la diagonale correspondante.

Dès le début du refroidissement ($T = -20^{\circ}\text{C}$) d'un angle de l'ouverture carrée, une fissure s'est amorcée dans cet angle et dans l'angle opposé. Elles se sont propagées dans l'anneau extérieur au disque pour s'arrêter dans les régions soumises à des tensions résiduelles de compression (figure 14). Une seconde expérience exécutée dans les mêmes conditions a donné lieu à une fissuration identique.

Ces résultats présentent un grand intérêt; il montrent qu'un assemblage ne présentant pas d'entailles proprement dites mais des angles

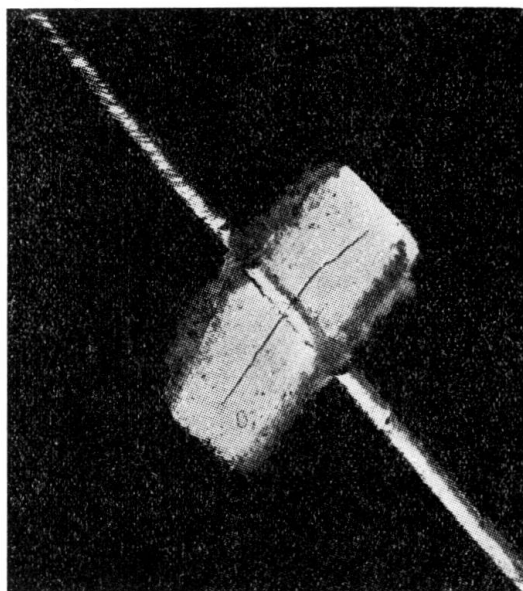


FIG. 12. Rupture après refroidissement d'une soudure assemblant deux pièces libres et contenant un défaut transversal

vifs et qui est le siège de tensions résiduelles importantes peut se rompre par simple diminution de la température. La présence d'un défaut transversal important dans la soudure conduit à la même conséquence.

Aux tensions résiduelles de soudage il y a lieu d'ajouter les tensions thermiques résultant du refroidissement hétérogène de l'assemblage.

Il faut d'ailleurs signaler à l'appui de cette thèse, que lors de la recherche, il fut impossible de rompre les disques dont la soudure était sans défaut, même à des températures inférieures à la température de transition et malgré l'intervention d'une importante sollicitation par choc appliquée au centre du disque après la réalisation d'entailles superficielles.

En outre, des assemblages dont la soudure présentait un important défaut transversal (réalisé par sciage transversal préalable du chanfrein) ont été soumis à un traitement de relaxation des tensions. L'acier des disques et de la couronne était un acier dont la température de transition

était de $+18^{\circ}\text{C}$. Le refroidissement, jusqu'à une température de -100 à -120°C , de la région contenant le défaut a seulement permis le déclenchement, à partir du défaut, d'une fissure de faible longueur à peine visible.

Il convient encore de signaler que le chauffage localisé de la soudure et le refroidissement à l'eau des régions voisines, utilisés comme traitement de relaxation n'a pas comme effet de supprimer les tensions résiduelles, dans le cas d'un assemblage bridé, mais de provoquer seulement une redistribution de ces tensions.

Cette recherche permet de mieux caractériser l'influence certaine des tensions résiduelles dans l'apparition de la rupture fragile; ces tensions

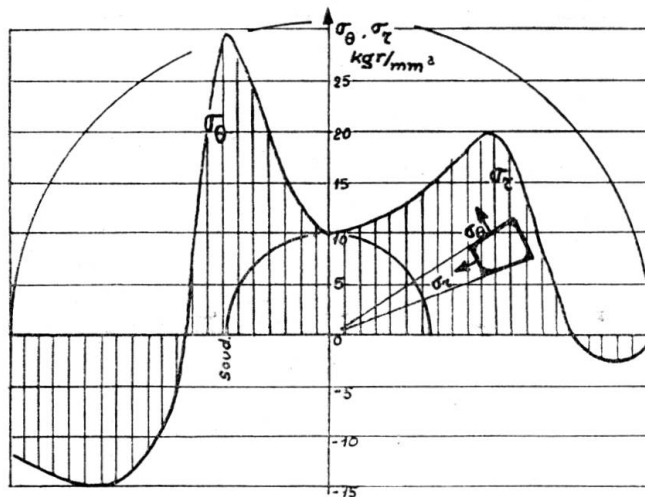


FIG. 13. Diagramme type des tensions résiduelles de soudage dans une section méridienne de l'assemblage

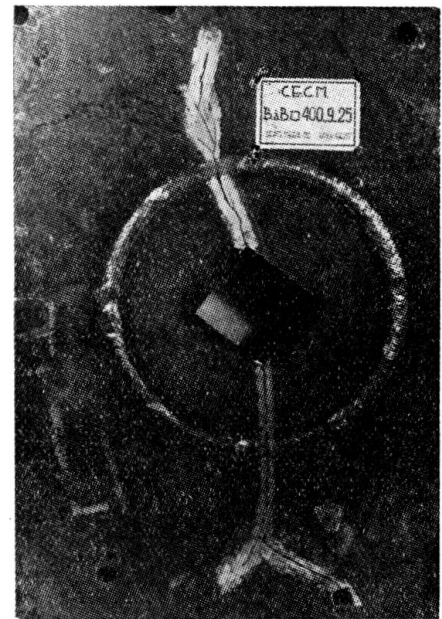


FIG. 14. Rupture après refroidissement d'un disque contenant une ouverture à angles vifs réalisée avant soudage

sont déterminantes de la rupture fragile en présence d'un défaut et à une température suffisamment basse, la température faisant le plus souvent intervenir des tensions thermiques dues au refroidissement hétérogène et dont l'effet s'ajoute à celui des tensions résiduelles.

Ces essais dont il a seulement pu être rendu compte partiellement et encore d'une manière sommaire, nous paraissent de nature, par leurs résultats, à mettre fin à certaines controverses au sujet de l'influence des tensions résiduelles sur le comportement des constructions du point de vue de la rupture fragile.

Ces essais peuvent paraître inutiles, le raisonnement, avancé depuis plus de 25 ans par d'éminents spécialistes, suivant lequel les tensions résiduelles de soudage ne se distinguent d'aucune manière des tensions mécaniques généralement quelconques ne nécessitait pas de support expérimental.

Cependant, les assemblages étudiés tout en caractérisant mieux le mode d'intervention des tensions résiduelles permettent au constructeur de comparer la susceptibilité des aciers à la rupture fragile à partir d'assemblages réels qui peuvent être considérés comme représentant les plus grandes difficultés constructives; la comparaison est évidemment plus pertinente et nécessite beaucoup moins d'extrapolation que celle qui peut être faite à partir d'essais sur des éprouvettes plus ou moins représentatives des constructions réelles.

Les résultats obtenus confirment la justesse et l'actualité des conclusions du Congrès de Cambridge en 1952.

R É S U M É

Il est rendu compte d'essais faits en Belgique sur des assemblages caractéristiques de deux difficultés rencontrées dans les constructions soudées :

- 1) Assemblage de deux pièces se rencontrant à angle droit et sollicitées chacune par un effort de traction.

La rupture de cet assemblage dépend de la tension réelle dans les angles et de la température.

Il existe pour l'assemblage une température d'aspect de rupture, pour laquelle un état triple de tension de traction est capable de provoquer la rupture fragile pour une tension extérieure donnée dont la grandeur est réduite par les tensions résiduelles de soudage.

La sécurité est considérable si les pièces sont raccordées par des arrondis même de faible rayon.

- 2) Assemblage constitué par une pièce soudée sur tout son pourtour à un cadre rigide.

Les essais mettent nettement en évidence l'influence des tensions résiduelles de soudage à une température suffisamment basse et en présence d'un défaut transversal important dans la soudure ou d'une entaille réalisée dans la pièce soudée sur toute son épaisseur en dehors du joint.

S U M M A R Y

The authors describe tests, carried out in Belgium, with assemblies in which appear two typical difficulties currently found in welded construction :

- 1) Assembly of two elements meeting at right angles and each submitted to a tensile effort.

Collapse of this type of assembly depends on the actual stress at the angles and on temperature.

There is a temperature favourable to rupture for which a triple stress condition in the assembly may cause fragile rupture for a given external stress, which can be reduced by residual welding stresses.

Safety factor is large as long as the transition between the elements is tapered, even if the tapering radius is small.

- 2) Assembly of a thin element welded all around to a rigid frame.

The tests clearly show the influence of the residual welding stresses at a low enough temperature and in presence of an important transverse flaw in the weld or of a deep notch in the welded element outside the joint.

ZUSAMMENFASSUNG

Bericht über in Belgien durchgeführte Versuche an Schweissverbindungen mit zwei für geschweisste Konstruktionen charakteristischen Schwierigkeiten.

- 1) Verbindung zweier sich rechtwinklig kreuzender Zugstäbe.

Bei dieser Verbindung hängt der Bruch von der tatsächlichen Spannung in den Winkeln und von der Temperatur ab.

Es besteht für die Verbindung eine Bruchtemperatur, bei welcher ein dreiaxiger Zugspannungszustand bei einer gegebenen äussern Spannung, deren Grösse durch die Schweissspannungen verringert wird, einen Sprödbruch verursachen kann.

Die Sicherheit wird beträchtlich erhöht, falls die Werkstücke mit Ausrundungen, selbst von nur kleinen Radius, versehen werden.

- 2) Verbindung bestehend aus einem längs seines ganzen Umfangs an einen steifen Rahmen geschweissten dünnen Blechs.

Bei einer genügend tiefen Temperatur und bei einem bedeutenden Querfehler in der Schweissnaht oder einer Kerbe ausserhalb des Stosses über die ganze Breite des Werkstückes zeigen die Versuche klar den Einfluss der Schweissspannungen.

RESUMO

Os autores descrevem ensaios realizados na Bélgica, em ligações que caracterizam duas das dificuldades encontradas em construções soldadas:

- 1) Ligação de dois elementos em angulo recto, ambos submetidos à tracção.

A rotura desta ligação depende da tensão real nos ângulos e da temperatura.

Existe uma temperatura favorável à rotura, para a qual um estado de tensão triplo de tracção pode provocar a rotura frágil para uma dada

tensão exterior cuja importância é reduzida pelas tensões residuais de soldadura.

A segurança é considerável se a transição entre os elementos comporta arredondamentos, mesmo de pequeno raio.

- 2) Ligação constituída por um elemento delgado inteiramente soldado quadro rígido.

Os ensaios mostram claramente a influência das tensões residuais de soldadura a uma temperatura suficientemente baixa e em presença de um defeito transversal importante na soldadura ou de um entalhe sobre toda a espessura do elemento, fora do cordão.

Leere Seite
Blank page
Page vide