

# DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 11. November 1938

Heft 48

Alle Rechte vorbehalten.

## Der hochwertige Baustahl St 52 im Bauwesen.<sup>1)</sup>

Von G. Schaper.

Über die Entstehungsgeschichte des Baustahls St 52 ist nicht viel zu sagen. Sie ist im allgemeinen bekannt. Der St 52 entstand im vorigen Jahrzehnt unter dem Zwange der großen Zunahme der Lasten der Lokomotiven und der Einführung der schweren Großgüterwagen. Mit dem bis dahin üblichen Baustahl St 37 ließen sich die großen stählernen Eisenbahnbrücken nicht mehr zweckmäßig und wirtschaftlich herstellen.

In gemeinsamer Arbeit der deutschen Stahlwerke, des Deutschen Stahlbau-Verbandes und der Deutschen Reichsbahn ist nach langen Forschungen und Versuchen der deutsche hochwertige Baustahl St 52 entstanden, der durch Zusätze von Silizium, Mangan, Chrom, Kupfer oder Molybdän so hervorragende Festigkeitseigenschaften erhält, daß die zulässigen Beanspruchungen im allgemeinen 50% höher als bei dem Baustahl St 37 gewählt werden können.

Der Baustahl St 52 hat wie alle hochwertigen Baustähle, wie z. B. auch der amerikanische Nickelstahl, die Schwäche, daß die Ursprungsfestigkeit — d. i. die Dauerfestigkeit, die bei einer wechselnden Beanspruchung zwischen Null und einer oberen Grenze erreicht wird — bei den gelochten Stäben und den Nietverbindungen nicht wesentlich höher liegt als die Ursprungsfestigkeit des Baustahls St 37.

Mit steigender Vorlast nimmt aber die bei der Ursprungsfestigkeit vorhandene Schwingungswerte nicht wesentlich ab; mit zunehmender Vorlast erreicht daher die Dauerfestigkeit bald die Streckgrenze. Bei Baugliedern mit hoher Vorlast ist also der St 52 wegen der hohen Lage der Streckgrenze dem St 37 auch hinsichtlich der Dauerfestigkeit erheblich überlegen.

Bei den Straßenbrücken, bei denen bekanntlich die Dauerfestigkeit keine wesentliche Rolle spielt, können die hohen Festigkeitseigenschaften des St 52 uneingeschränkt ausgenutzt werden.

Bei den Eisenbahnbrücken mit stärkerem Zugverkehr muß dagegen auf die Dauerfestigkeit des Baustoffes Rücksicht genommen werden. Bei großen Eisenbahnbrücken haben aber die meisten Bauglieder eine hohe Vorlast aus dem Eigengewicht und nur wenige Bauglieder eine geringe Vorspannung. Für erstere können die hohen Festigkeitseigenschaften des St 52 ausgenutzt werden, für die letzteren müssen die zulässigen Beanspruchungen ermäßigt werden.

Für große Eisenbahnbrücken und für große Straßenbrücken ist der Baustahl St 52 der gegebene Baustoff. Bei diesen Brücken können durch Verwendung des Baustahls St 52 an Stelle des Baustahls St 37 bedeutende Ersparnisse an Stahl und Kosten erzielt werden.

In Abb. 1 ist die Brücke über den Kleinen Belt in Dänemark dargestellt, die in deutschem Baustahl St 52 erbaut ist. Ihr wirkliches Stahlgewicht beträgt 13 800 t. Hätte man sie in gewöhnlichem

Baustahl St 37 errichtet, so hätte sie 22 300 t gewogen. Die Gewichtsersparnis beträgt bei dieser Brücke 38,4%.

Maßgebend für die Verwendung des St 52 bei großen Straßen- und Eisenbahnbrücken ist aber nicht allein die Ersparnis an Stahl und Kosten, sondern vor allem auch der Umstand, daß die Stabquerschnitte und Knotenpunkte der großen Stahlbrücken bei Verwendung von Baustahl St 37 solche Dicken annehmen, daß sie sich nicht mehr nieten lassen. Die Verwendung von St 52 bei großen Stahlbrücken ist daher auch eine konstruktive Notwendigkeit.

Die kühnen, schlanken, vollwandigen Stahlbrücken der Reichsautobahnen ließen sich nur in St 52 bauen, z. B. die Muldebrücke bei Siebenlehn (Abb. 2) mit einer Stützweite der größten Öffnung von 82 m.



Abb. 1. Brücke über den Kleinen Belt.

Bei den großen Fortschritten des Schweißverfahrens, die auf allen Gebieten des Bauwesens bei Verwendung des Baustahls St 37 erzielt waren, lag es nahe, das Schweißverfahren auch auf den Baustahl St 52 auszudehnen, um durch die Vorzüge des St 52 und durch die technischen und wirtschaftlichen Vorteile des Schweißverfahrens zu einem Optimum zu gelangen.

So konnte sich z. B. die deutsche Stahlbauindustrie durch Verwendung von St 52 in Verbindung mit dem Schweißverfahren gegenüber scharfem Auslandwettbewerb Aufträge auf große Hochhäuser in Fernost hereinholen, weil durch die große Verringerung des Eigengewichts bei Verwendung des St 52 und des Schweißverfahrens in den Ausgaben für

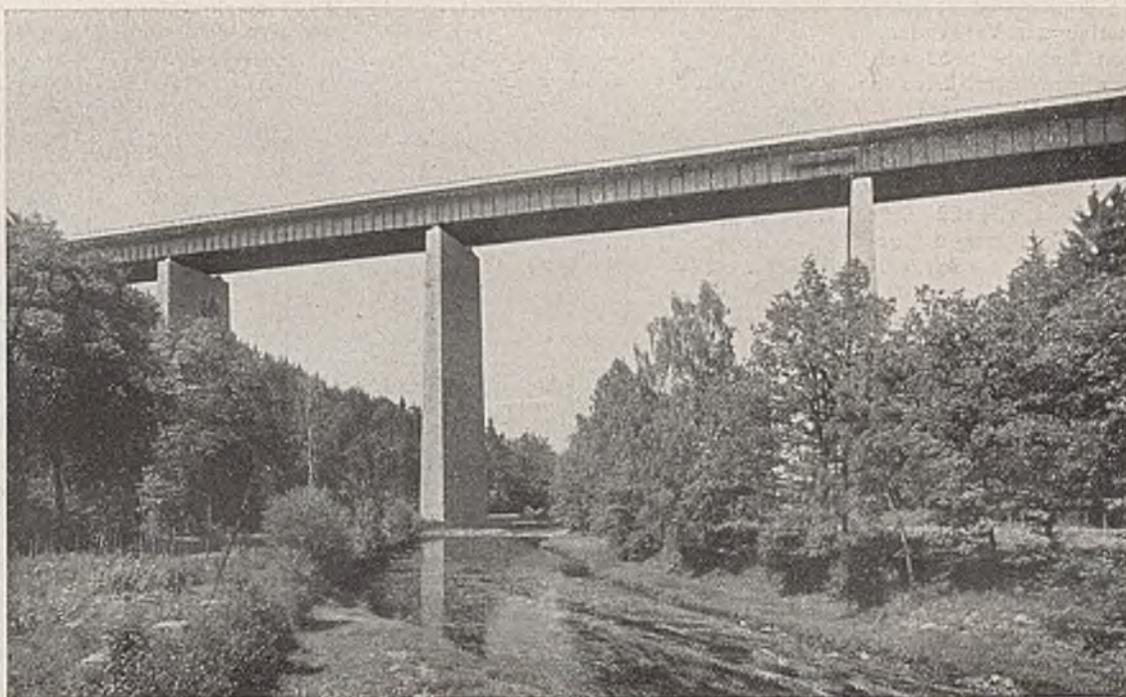


Abb. 2. Muldebrücke bei Siebenlehn.

<sup>1)</sup> Nach einem bei der wissenschaftlichen Tagung des Deutschen Stahlbau-Verbandes am 6. Oktober 1938 gehaltenen Vortrage.

die Schiffsfracht von Deutschland nach Fernost große Ersparnisse erzielt wurden.

Abb. 3 zeigt das 66 m hohe, von der Dortmunder Union gelieferte Hochhaus in Canton und Abb. 4 das 80 m hohe, von derselben Firma erbaute Hochhaus in Schanghai.

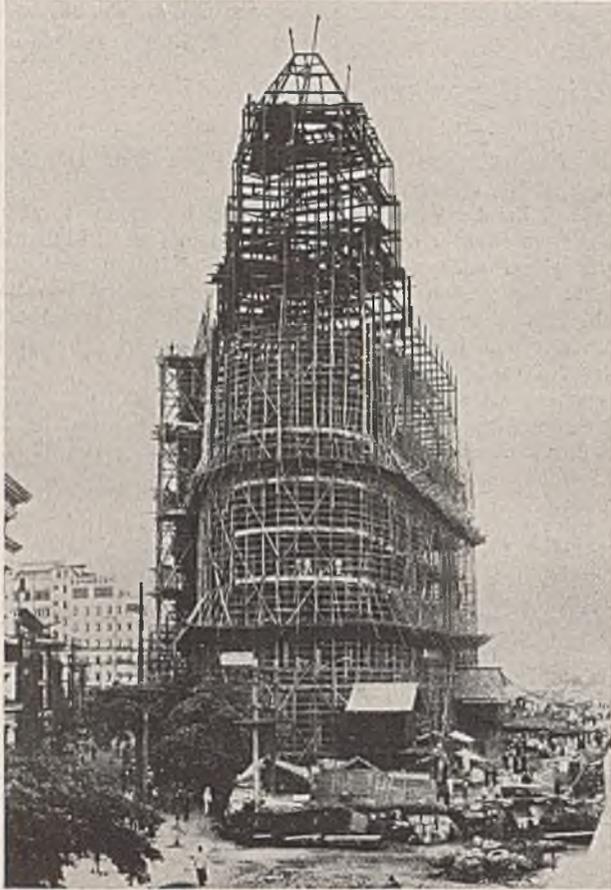


Abb. 3. Hochhaus in Canton.

in Öl von 20° bis auf 500° C abgeschreckt und weiter in der Luft abgekühlt, muß sich um 180° um einen Dorn, dessen Durchmesser gleich dem Doppelten der Dicke des Probestabes ist, ohne Anrisse biegen lassen.

Bei den Schiffen werden Bleche bis zu 30 mm Dicke mit Stumpfstoßen aneinandergelagert und rechtwinklig aneinanderstoßende Bleche, deren Dicke auch das Maß von 30 mm erreicht, mit durchgehenden Kehlnähten verbunden. Diese Verbindungen unterscheiden sich nicht wesentlich von denen, die im Brückenbau vorkommen.

Gestützt auf diese guten Erfahrungen bei der Marine und auf den guten Ausfall umfangreicher eigener Versuche hinsichtlich der Schweißbar-



Abb. 4. Hochhaus in Schanghai.

Auch im Wagenbau, wo es besonders auf Verringerung der toten Last ankommt, hat die Verwendung des St 52 in Verbindung mit dem Schweißverfahren große Vorteile gebracht. So haben z. B. die Schweizerischen Bundesbahnen geschweißte Schnellzugwagen aus St 52 gebaut, die das erstaunlich geringe Gewicht von 1,4 t/m haben.

Auch im Schiffbau muß auf die Verringerung des Gewichts des Schiffskörpers das allergrößte Gewicht gelegt werden, um das ersparte Gewicht des Schiffskörpers für die Maschinen und im Kriegsschiffbau für die Artillerie frei zu bekommen. In Erkenntnis dieses dringenden Bedürfnisses ist die deutsche Kriegsmarine und auch die deutsche Handelsmarine zur Verwendung von Baustahl St 52 und des Schweißverfahrens in großem Umfange übergegangen.

Die Marine hat mit dem Schweißen ihrer Schiffe aus St 52 sehr gute Erfahrungen gemacht. Die Schweißverbindungen haben den Dauerbeanspruchungen, denen ein Schiff bei schneller Fahrt und hohem Seegang ausgesetzt ist, den Erschütterungen beim Feuern der schweren Geschütze und auch den Beanspruchungen bei unvorhergesehenen Stößen einwandfrei standgehalten.

Die Marine fordert als Probe für die Schweißbarkeit des St 52 eine Abschreckblegeprobe. Ein normaler Blegeprobestab, auf 900° C erhitzt, dann

keit des Baustahls St 52, ging die Deutsche Reichsbahn dazu über, auch Eisenbahnbrücken aus St 52 zu schweißen, nachdem sich geschweißte Eisenbahnbrücken aus St 37 im Betriebe sehr gut bewährt hatten.

Als schon mehrere Eisenbahnbrücken aus St 52 mit Erfolg geschweißt waren und sich im Betriebe bewährt hatten, ereigneten sich im Jahre 1936 die allgemein bekannten Schadensfälle an zwei Überbauten der Unterführung der Hardenbergstraße am Bahnhof Zoo in Berlin (Abb. 5).

Die beiden Überbauten sind Zweigelenkrahmen von 50 m Spannweite, deren Stiele durch Mauerwerk verdeckt sind (Abb. 6). Die Trägerhöhe der Riegel beträgt rd. 3 m. Der eine der beiden Überbauten ist

zweigleisig, der andere eingleisig. Die Gurtungen des eingleisigen Überbaues sind Wulstprofile 500 × 60 (Abb. 7), die Gurtungen des zweigleisigen Überbaues bestehen aus Wulstprofilen 620 × 65 und Verstärkungslamellen: Breitflachstählen 650 × 65.

Der eingleisige Überbau befand sich bereits ein halbes Jahr im Betriebe, und der zweigleisige Überbau war eben fertiggestellt, als in den unteren Gurtungen der Riegel einige Risse festgestellt wurden, die von der Halsnaht ausgehen und sich einige Millimeter weit in das Stegblech und in einen Teil des Wulstprofils erstrecken, wie es in Abb. 7 dargestellt ist.

Die sofort eingeleiteten eingehenden Unter-

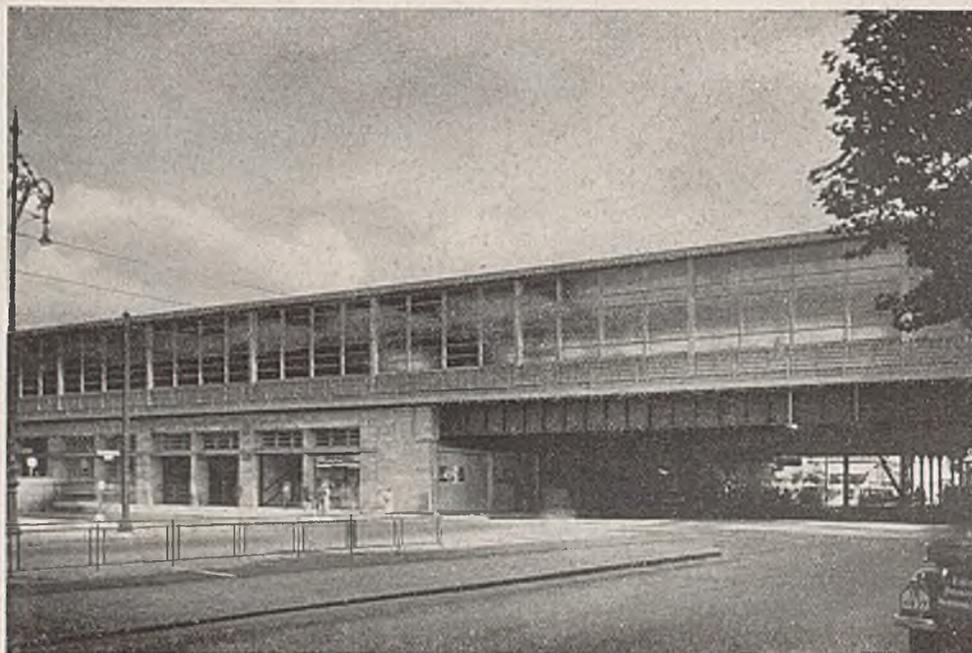


Abb. 5. Unterführung der Hardenbergstraße in Berlin.

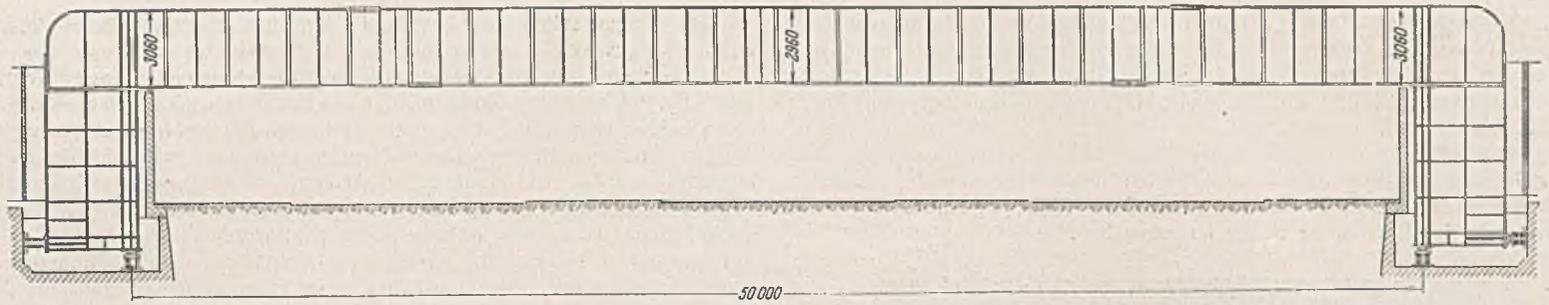


Abb. 6. Zweigelenrahmen der Unterführung der Hardenbergstraße.

suchungen und Beratungen führten zu dem Schlusse, daß die Schuld an den Schadensfällen zu hohen Legierungsbestandteilen des verwendeten Baustoffes bezumessen sei; die ungünstige chemische Zusammensetzung des Baustoffes habe beim Schweißen in den dicken Lamellen zu starke Härtingen verursacht, und der überhärtete Baustoff sei unter der Einwirkung der Schrumpfspannungen gerissen.

Nach der Meinung der an den Beratungen beteiligten Metallurgen der Stahlwerke könnten sich solche Schadensfälle durch Begrenzung der Legierungsbestandteile des St 52 mit Sicherheit vermeiden lassen. Die Deutsche Reichsbahn hat daraufhin für die Legierungsbestandteile des St 52 folgende Höchstwerte in Prozenten vorgeschrieben: C 0,20, Si 0,50, Mn 1,2, Cu 0,55, P 0,06, S 0,06, P + S 0,1; hierzu werden zusätzlich zugelassen Mn 0,30 oder Cr 0,40 oder Mo 0,20.

Die beschädigten Überbauten am Bahnhof Zoo mußten wegen der bevorstehenden Olympiade im Jahre 1936 im Betriebe bleiben bzw. in Betrieb genommen werden. Zu dem Zwecke wurden die Enden der Risse im Stegblech und in den Gurtlamellen abgebohrt, wie in Abb. 7 dargestellt ist. Bei dem zweigleisigen Überbau wurden außerdem an den Rißstellen noch Verstärkungsteile mit haarscharf passenden konischen Schrauben angebracht.

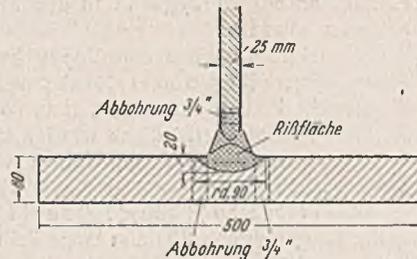


Abb. 7. Schnitt durch die Rißstelle der Brücke über die Hardenbergstraße.

Der Sicherheit halber wurden unter die Hauptträger der Rahmenriegel an je zwei Stellen stählerne Stützen gestellt, die aber einen solchen Abstand von den Riegeln hatten, daß die statischen Eigenschaften der Träger auch bei voller Betriebslast nicht geändert wurden. Die Stützen sollten also nur im Notfall einen Zusammenbruch der Rahmen verhüten.

Der zweigleisige geschweißte Überbau ist in diesem Sommer gegen einen genieteteten Überbau aus St 52 ausgewechselt worden. Er ist von 300 000 Zügen befahren worden, ohne daß sich die Risse im geringsten vergrößert hätten oder gar die Hilfsstützen wirksam wurden.

Der eingleisige Überbau ist Anfang September d. J. außer Betrieb gesetzt worden und wird gegenwärtig gegen einen genieteteten Überbau aus St 52 ausgewechselt. Er ist von 500 000 Zügen befahren worden, ohne daß sich die geringsten Veränderungen gezeigt hätten.

Die gute Bewährung der beiden beschädigten Überbauten im Betriebe berechtigt vielleicht zu der Frage: „Weshalb wechselt man die Überbauten überhaupt aus?“. Darauf ist zu antworten: „Wer kann bei dem gewaltigen Verkehr auf den Überbauten und unter ihnen die Verantwortung dafür übernehmen, daß die Überbauten nach 2 Millionen Lastwechseln an den Rißstellen nicht zu Bruch gehen?“.

Als die Schadensfälle an den Überbauten am Bahnhof Zoo in Berlin auftraten, war der große Reichsautobahnviadukt bei Rüdersdorf (Abb. 8) bereits im Bau. Die Überbauten dieser Brücke haben vollwandige geschweißte Hauptträger aus St 52. Die Gurtungen bestehen aus Wulstprofilen von 39, 44 und 66 mm Dicke

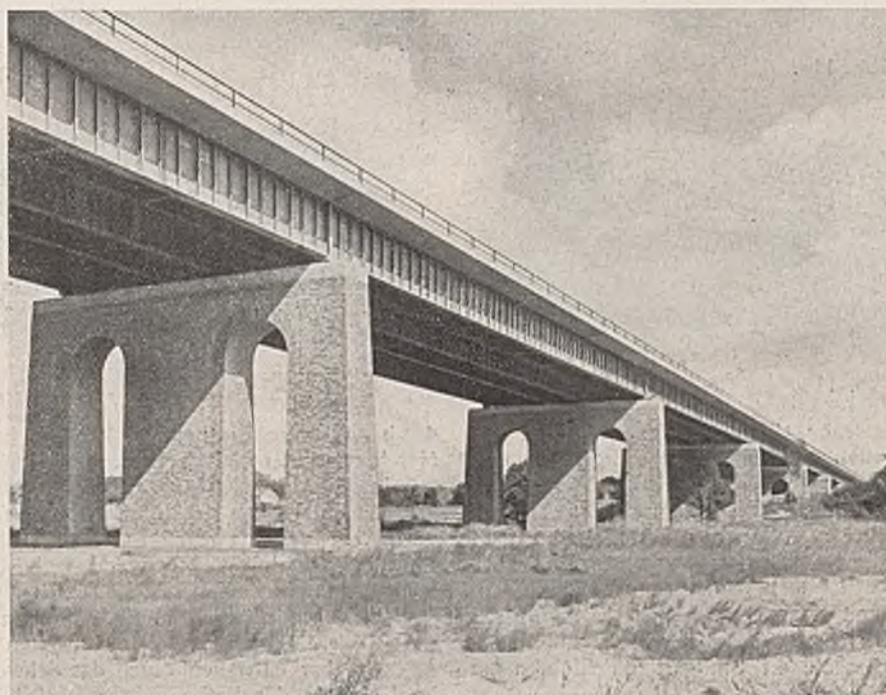


Abb. 8. Talbrücke bei Rüdersdorf.

(Abb. 9) und sind von dem gleichen Werkstoff, der bei den Gurtungen der Überbauten am Bahnhof Zoo verwendet wurde.

In Rücksicht auf die Schadensfälle an den Überbauten am Bahnhof Zoo wurden die Stumpf- und Kehlnähte der Überbauten des Viaduktes bei Rüdersdorf ganz besonders sorgfältig hergestellt und durch Röntgenaufnahmen genau untersucht. Schadhafte Stellen wurden sorgfältig ausgebessert und von neuem durchstrahlt. Schließlich konnte die einwandfreie Beschaffenheit des ganzen geschweißten Überbaues als erwiesen angesehen werden.

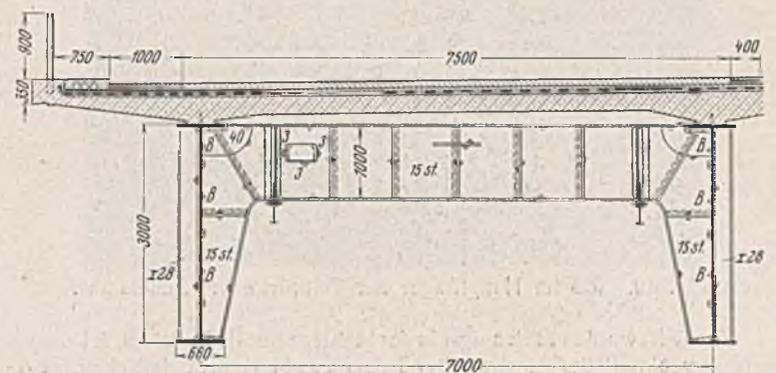
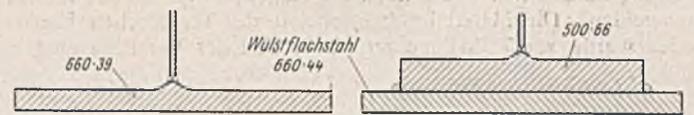


Abb. 9. Querschnitt der Talbrücke bei Rüdersdorf.



Zu Abb. 9.

Die Brücke wurde in Betrieb genommen und verhielt sich zunächst einwandfrei. Plötzlich rissen in der Nacht vom 2. zum 3. Januar d. J. bei einem Temperaturabfall von 10° zwei verschiedene Hauptträger unter lautem Knall an einer Stelle auseinander.

Die Risse gingen durch die Untergurte und erstreckten sich bis in den oberen Teil der Stegbleche, wie aus Abb. 10 zu erschen ist. Merkwürdigerweise lagen die Risse an Stellen, an denen die Momente einen kleinen Wert haben und die Gurtungen aus nur 39 mm dicken Wulstprofilen bestehen.

Die Untersuchungen zeigten, daß die Risse aller Wahrscheinlichkeit nach ebenso wie die Risse an den Überbauten am Bahnhof Zoo von den Halsnähten ausgegangen waren. Man mußte daher die Schuld an den Rissen den gleichen Ursachen wie an den Rissen der Überbauten am Bahnhof Zoo beimessen.

Die Risse waren ganz verformungslos. Solche Risse werden bekanntlich durch mehrachsige Spannungszustände begünstigt. Die Stegblechaussteifungen der Überbauten der Rüdersdorfer Brücke waren vor dem Verschweißen der Gurtungen mit dem Stegblech auf dieses aufgeschweißt worden und waren so lang gehalten, daß die Querschrumpfung der

Halsnähte behindert war. Dadurch entstanden in den Halsnähten Zugspannungen, die senkrecht zu den Spannungen aus dem Eigengewicht und aus der Verkehrslast gerichtet sind. Damit schien der mehrachsige Spannungszustand und die Erklärung für den verformungslosen Bruch gegeben zu sein.

Die Rißschäden an der Rüdersdorfer Brücke riefen natürlich eine große Beunruhigung hervor und führten zu dem Beschlusse, vorläufig Brücken aus St 52 nicht mehr zu schweißen. Man ging sofort heran, die Ursachen der Rißschäden weiter zu erforschen.

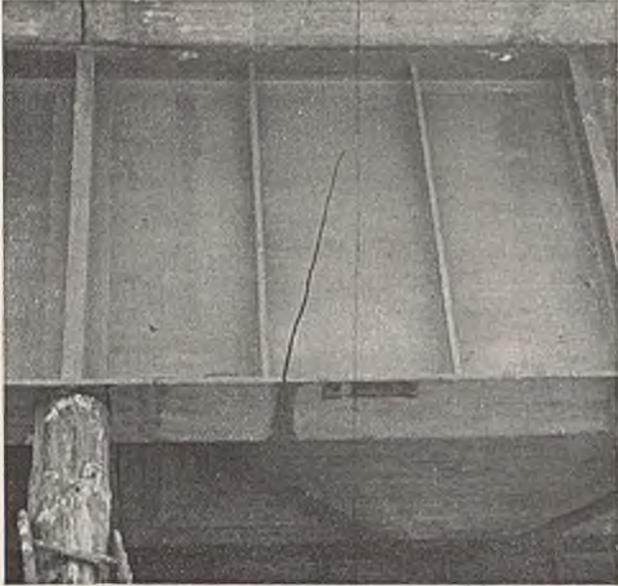


Abb. 10. Riß im Hauptträger der Talbrücke bei Rüdersdorf.

Zunächst wurden schleunigst in der Stahlbauanstalt Christoph & Unmack in Niesky eine Reihe geschweißter Träger aus St 52 dem statischen Biegeversuch unterworfen. Hier bot sich Gelegenheit, schnell eine Versuchseinrichtung aufzubauen und schnell die Träger mit Hand oder automatisch zu schweißen. Die Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Dresden wurde zur Teilnahme an einem Teil der Versuche eingeladen; sie hat gegen die Durchführung der Versuche keine Bedenken geäußert.

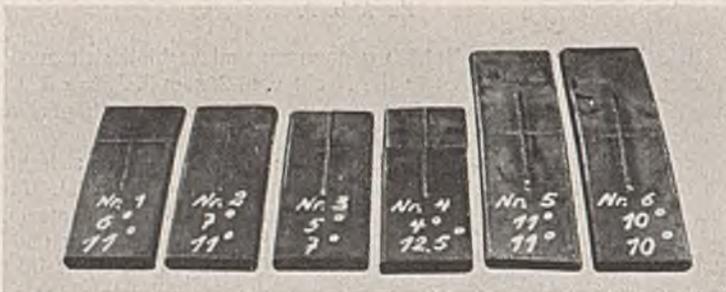


Abb. 11a.

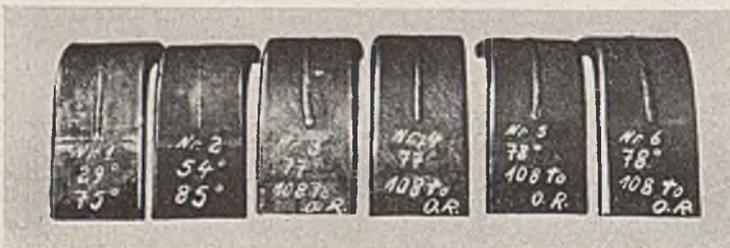


Abb. 11b.

Diese Versuche sind in der Bautechn. 1938, Heft 20, S. 156 u. f., eingehend behandelt worden. Sie hatten durchaus günstige Ergebnisse und brachten keine Erklärung für die Entstehung der Risse am Viadukt bei Rüdersdorf. Die Ergebnisse der an verhältnismäßig kleinen Trägern durchgeführten Versuche lassen sich natürlich nur mit Vorbehalt auf große Träger anwenden.

Der Deutsche Ausschuss für Stahlbau beschloß dann, weitere eingehende statische Biegeversuche und Dauerbiegeversuche mit größeren und stärkeren geschweißten Trägern aus St 52 bei der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule in Stuttgart durchführen zu lassen.

Die Träger sollen 4 m lang und 0,7 m hoch sein. Alle möglichen Arten von geschweißten Trägern sollen untersucht werden.

Bisher sind drei Träger statisch geprüft worden, und zwar Träger mit Wulstprofilen 250 × 50 als Gurtungen. Bei zweien dieser Träger wurden die Stegblechanschlüsse vor dem Ziehen der Halsnähte aufgeschweißt und so lang gehalten, daß die Querschrumpfung der Halsnähte stark behindert wurde. Bei dem dritten Träger wurde zwischen Stegblechanschlüssen und Gurtungen so viel Spielraum gelassen, daß nach dem Schließen der Halsnähte Plättchen eingepaßt werden konnten.

Während die Halsnähte gezogen wurden, wurden die Gurtungen bei einem Träger mit Luft gekühlt, bei zwei Trägern in Eis gepackt. Es waren also bei allen drei Trägern die Bedingungen für starkes Härten der 50 mm dicken Gurtungen geschaffen. Bei zweien dieser Träger war außerdem ein mehrachsiger Spannungszustand künstlich herbeigeführt. Trotz dieser ungünstigen Bedingungen ging keiner dieser Träger zu Bruch, sie verloren ihre Tragfähigkeit durch Ausknicken der Druckgurtung bei einer Beanspruchung, die höher als 5000 kg/cm<sup>2</sup> lag.

Die Versuche werden fortgesetzt.

Schon nach den Schadensfällen an den Überbauten am Zoologischen Garten suchte man nach einer sicheren Probe, durch welche die Eignung der St-52-Stähle zum Schweißen einwandfrei festgestellt werden konnte. Man glaubte, eine noch sicherere Probe als die obenerwähnte Abschreckbiegeprobe der Marine finden zu müssen.

Verschiedenartige Vorschläge wurden gemacht. Man einigte sich schließlich auf eine Biegeprobe mit 200 mm breiten und 50 mm dicken Platten, auf deren Zugseite in der Mitte längs eine Schweißraupe aufgetragen wurde.

Es zeigte sich, daß derartige Biegeproben aus St 52 fast sämtlich bei ganz geringem Biegewinkel plötzlich und ohne Verformung zu Bruch gingen. Wurden die Platten dünner gehalten, so nahm die Größe des Biegewinkels zu. Bei 20 mm Plattendicke wurden ziemlich große Biegewinkel erzielt.

Die Firma Fried. Krupp führte viele in dieser Richtung liegende Biegeversuche durch.

Auf Proben 50 × 200 × 700 aus St 52 wurden bei 20° C in der Mitte in der Längsrichtung 300 mm lange Schweißraupen aufgetragen (Abb. 11a). Bei dem Biegeversuch traten bei geringen Biegewinkeln, die in der oberen Zeile angegeben sind, die ersten Anrisse in der Schweißraupe auf. Bei etwas höheren oder gleichen Biegewinkeln, die in der unteren Zeile verzeichnet sind, schlugen die Proben plötzlich durch.

Wurden die Proben auf 300° C erhitzt und dann mit den Schweißraupen versehen, so wurden weit größere Biegewinkel erreicht, wie sie unten in Abb. 11b eingeschrieben sind. Die Proben schlugen in keinem Fall

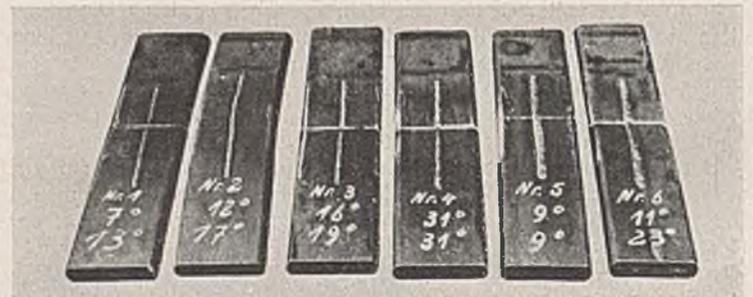


Abb. 12a.

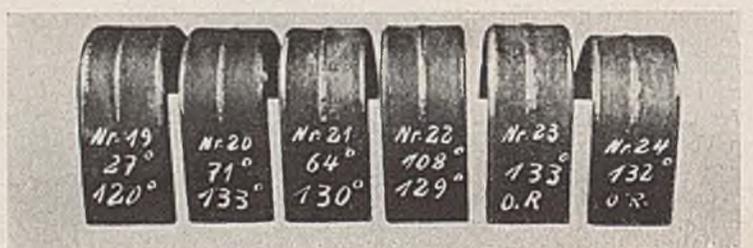


Abb. 12b.

durch. Größere Biegewinkel konnten in der zur Verfügung stehenden Maschine nicht erzielt werden.

In Abb. 12a u. b sind ähnliche Proben aus St 37 veranschaulicht. Wurden die Proben bei 20° C geschweißt (Abb. 12a), so traten auch bei ihnen bei verhältnismäßig kleinen Winkeln (obere Zeile) die ersten Risse in der Schweißnaht auf. Bei gleichen oder etwas größeren Biegewinkeln (untere Zeilen) schlugen auch diese Proben plötzlich durch.

Wurden die Proben auf 200° erhitzt und dann geschweißt, so wurden weit größere Biegewinkel erreicht (unten in Abb. 12b).

Offenbar entstehen durch das Schweißen der Längsraupe bei 20° C in der Mitte der Probe außerordentlich ungünstige Spannungszustände,

die sowohl bei St 52 als auch bei St 37 zum plötzlichen Durchschlagen der Probe bei geringen Biegewinkeln führen.

Die Härtung kann nicht die ausschlaggebende Rolle spielen, weil die Härtung der vorher auf 300° erhitzten Proben aus St 52 beim Schweißen weit stärker ist als die Härtung der Proben aus St 37, die bei 20° geschweißt werden, die ersten sich aber weit günstiger verhalten als die zweiten.

Legt man die Schweißraupen bei 20° nicht in die Mitte, sondern an die beiden Seiten, wie es in Abb. 13 dargestellt ist, so werden bei St 52 und St 37 große Biegewinkel erreicht. Der Grund hierfür muß der sein, daß ein Spannungszustand hervorgerufen wird, der die Formänderung nicht behindert.

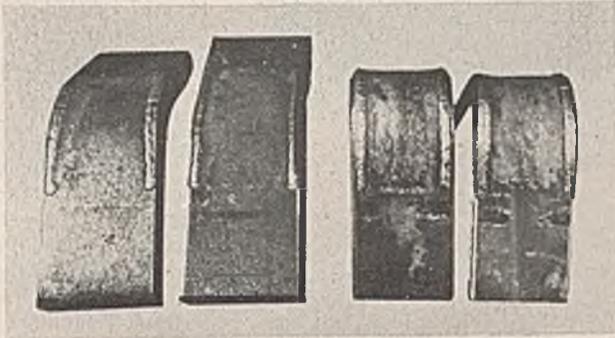


Abb. 13.

Legt man die Schweißraupen bei 20° in die Mitte von 200 mm breiten und 50 mm dicken Platten und hobelt die Platten auf 50 mm Breite ab, so werden große Biegewinkel erzielt, wie es in Abb. 14 veranschaulicht ist. Ein plötzliches Durchschlagen der Proben trat zu keinem Falle ein. Das Abhobeln der Proben beeinflusst den Spannungszustand so günstig, daß die Formänderung nicht mehr behindert ist.

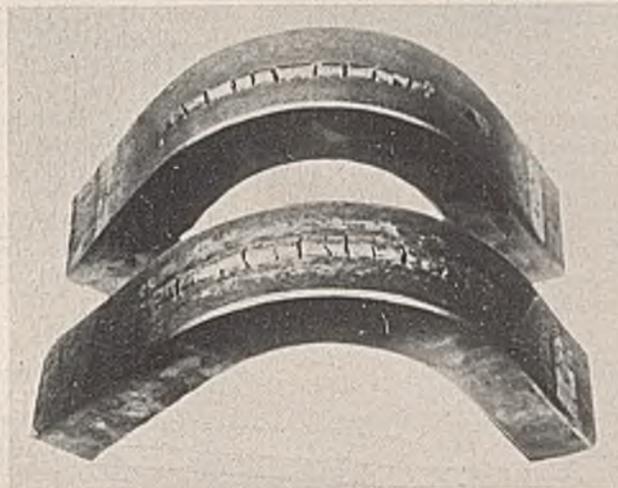


Abb. 14.

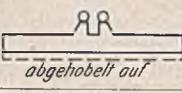
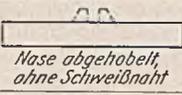
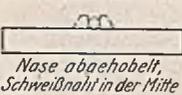
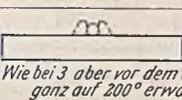
1		200 · 50 abgehobelt auf 200 · 30	a. 60° Anriß in der Raupe b. 35° " " " " c. 65° noch nicht gebrochen
2		200 · 50 Nase abgehobelt, ohne Schweißnaht	a. 30° b. 30° } ohne Anriß, Versuch abgebrochen
3		200 · 50 Nase abgehobelt, Schweißnaht in der Mitte	a. 29° Anriß in der Naht b. 50° ohne Bruch, Versuch abgebrochen c. 29° Anriß in der Naht d. 35° ohne Bruch, Versuch abgebrochen e. 29° Anriß in der Naht, Versuch abgebrochen
4		Wie bei 3 aber vor dem Schweißen ganz auf 200° erwärmt	a. 55° ohne Anriß, Versuch abgebrochen

Abb. 15.

Versuche mit normalisierten (d. h. auf 850° erhitzten und langsam abgekühlten) Nasenprofilen aus St 52 des Dortmund-Hörder Hüttenvereins sind in Abb. 15 dargestellt.

Versuch 1: Bei zwei Nasenprofilen 200×50 wurden bei 20° C zwei Schweißraupen auf die Nasenflügel gelegt und dann wurden 20 mm abgehobelt. Bei dem einen Versuch (a) trat erst bei einem Biegewinkel von

60° ein Anriß in den Raupen ein, beim zweiten Versuch (b) zwar schon bei 35°, die Probe war aber bei 65° noch nicht gebrochen.

Versuch 2: Bei zwei Nasenprofilen 200×50 wurden die Nasen abgehobelt. Eine Schweißraupe wurde nicht gelegt. Bei beiden Versuchen (a und b) waren bei 30° noch keine Anrisse zu bemerken.

Versuch 3. Bei drei Nasenprofilen 200×50 wurden die Nasen abgehobelt und eine Längsraupe in der Mitte bei 20° gelegt. Beim ersten Versuch (a) trat bei 29° der erste Anriß in der Naht ein; bei 50° war die Probe noch nicht gebrochen. Beim zweiten und dritten Versuch (b und c) waren die Verhältnisse ähnlich.

Versuch 4: Bei einem Nasenprofil 200×50 wurden die Nasen abgehobelt und nach Vorwärmen der Probe auf 200° eine Schweißnaht in der Längsrichtung in der Mitte gezogen. Bei einem Biegewinkel von 55° war noch nicht der geringste Anriß bemerkbar.

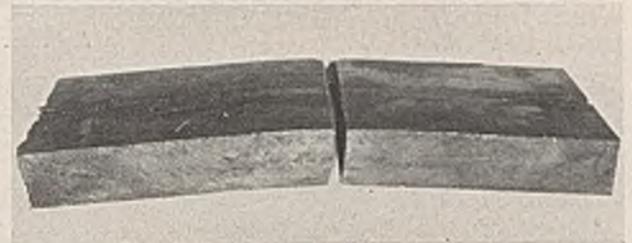


Abb. 16.

Die günstigsten Ergebnisse sind anscheinend dem Normalisieren zuzuschreiben. Dies ist bei zahlreichen Vergleichsversuchen zwischen normalisierten und nicht normalisierten 50 mm dicken Platten mit Längsschweißraupen in der Mitte festgestellt worden. Die nicht normalisierten Proben brachen bei einem ganz geringen Biegewinkel plötzlich durch, wie aus Abb. 16 ersichtlich ist, während die normalisierten Proben



Abb. 17.

Biegewinkel von 27° bis 29° aushielten (Abb. 17), ehe der erste Riß in der Schweißnaht auftrat, und bei 120° noch nicht gebrochen waren.

Nach den bei der Firma Fried. Krupp durchgeführten Versuchen neigen 50 mm dicke Platten mit Längsraupen in der Mitte bei St 52 und St 37 zum plötzlichen verformungslosen Bruch.

Bisher haben sich aber geschweißte Brücken aus St 37 auch mit sehr dicken Gurtplatten durchaus einwandfrei im Betriebe gehalten. Man kann also die Biegeprobe mit 50 mm dicken Platten mit Längsraupe in der Mitte wohl nicht als unbedingt maßgebend für die Schweißbarkeit des St 52 ansehen.

Aus den erläuterten Versuchen lassen sich folgende sichere Schlüsse ziehen:

1. Kehlnähte an den Seiten von Platten, wie sie beim Aufschweißen von Verstärkungslamellen vorkommen, sind auch bei dicken Platten aus St 52 ganz unbedenklich.

2. Wärmt man die zu verschweißenden Teile vor, so bilden sich weit günstigere Spannungszustände heraus als bei nicht vorgewärmten Teilen.

3. Dünnere Platten verhalten sich beim Schweißen weit günstiger als dicke.

4. Normalisierter St 52 ist für das Schweißen weit geeigneter als nicht normalisierter St 52.

5. Bei Gurtungsquerschnitten aus halben Peiner Trägern oder aus I-förmigen Walzprofilen mit aufgeschweißten Verstärkungslamellen liegen keine Bedenken hinsichtlich des Auftretens ungünstiger Spannungszustände beim Schweißen vor.

Die Fortführung der eingeleiteten Versuche wird sicher die Beantwortung der aufgeworfenen Fragen bringen und die Wege zeigen, wie man Brücken auch aus St 52 mit völliger Sicherheit schweißen kann.

Den beiden schadhafte geschweißten Brücken aus St 52 am Bahnhof Zoo und bei Rüdersdorf steht eine sehr große Anzahl geschweißter Eisenbahnbrücken und Straßenbrücken aus St 52 gegenüber, die schon lange im Betriebe sind und sich glänzend bewährt haben.

Die älteren geschweißten Brücken aus St 52, deren Gurtungen aus dünnen Profilen gebildet sind, sollen nicht näher erläutert werden. Es seien nur erwähnt die Allerbrücke bei Verden aus dem Jahre 1931 (Abb. 18) und die Elbebrücke bei Torgau aus dem Jahre 1933 (Abb. 19).

Im folgenden sollen aus der Fülle der geschweißten Eisenbahn- und Straßenbrücken aus St 52 mit dicken Gurtprofilen die wichtigsten ausgewählt werden:

Eisenbahnkreuzungsbauwerk bei Mainz-Süd (Abb. 20). Durchlaufender Träger auf drei Stützen. Stützweiten 19 und 33 m. Stärkste Gurtung: Breitflachstahl  $450 \times 40$  und  $480 \times 40$ . Die Brücke hat sich in

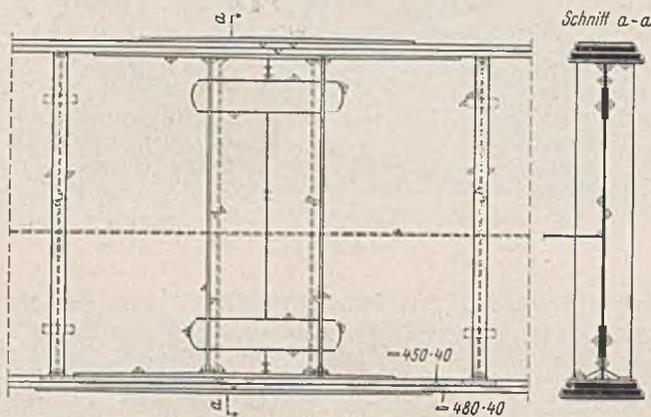


Abb. 20. Eisenbahnkreuzungsbauwerk bei Mainz-Süd. Hauptträger.

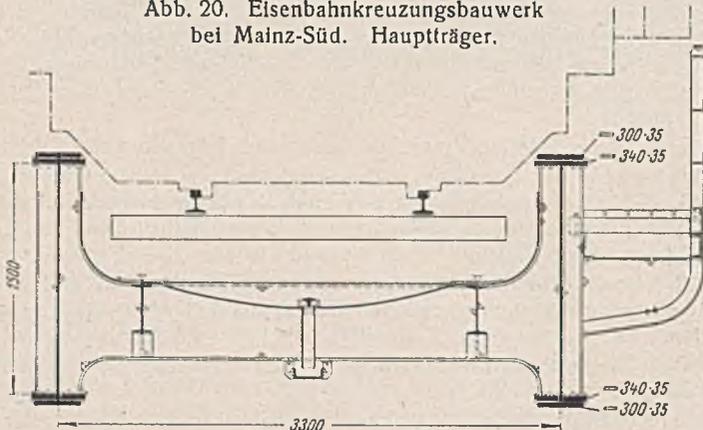


Abb. 22. Querschnitt der Eisenbahnbrücke über die Hellbrookstraße in Hamburg.

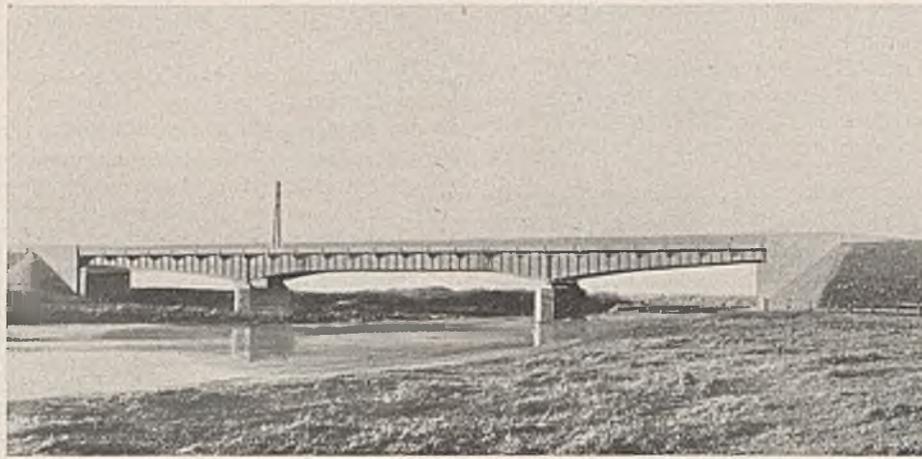


Abb. 18. Allerbrücke bei Verden.



Abb. 19. Elbebrücke bei Torgau.

sehr starkem und schwerem Verkehr seit August 1934 sehr gut bewährt.

Eisenbahnbrücke bei Farchant in der Nähe von Garmisch (Abb. 21). Träger auf zwei Stützen. Stützweite 24 m. Trägerhöhe 1,86 m. Gurtung: Breitflachstahl  $440 \times 60$ . Im Betriebe seit 1935.

Eisenbahnbrücke über die Hellbrookstraße in Hamburg (Abb. 22). Träger auf zwei Stützen. Stützweite 21,1 m. Trägerhöhe 1,5 m. Gurtung: Breitflachstahl  $340 \times 35$  und  $300 \times 35$ . Im Betriebe seit 1. Juni 1935.

Reichsautobahnbrücke über den Dehmsee der Strecke Berlin—Frankfurt a. O. (Abb. 23). Durchlaufender Träger auf vier Stützen. Größte Stützweite 55,30 m. Trägerhöhe 2,10 m. Stärkste Gurtung: Wulstprofil  $220 \times 56$  und  $350 \times 25$ . Im Betriebe seit 12. August 1937.

Bauwerk 405: Überführung der Fernstraße Berlin—Schwanebeck über die RAB. (Abb. 24). Durchlaufender Träger auf sechs Stützen. Größte Stützweite 47 m. Stärkste Gurtung: Wulstprofil  $500 \times 60$ . Im Betriebe seit 8. Oktober 1936.

Reichsautobahnbrücke über den Queis (Abb. 25). Durchlaufender Träger auf drei Stützen. Größte Stützweite 44,50 m. Trägerhöhe 2,30 m. Stärkste Gurtung: Nasenprofil  $450 \times 40$  und zwei Flachslahle  $185 \times 40$ . Im Betriebe seit 27. November 1937.

Reichsautobahnbrücke über die Elbe bei Dresden, Anschlußbrücke (Abb. 26). Durchlaufender Träger auf vier Stützen. Größte Stützweite 38 m. Trägerhöhe 1,80 m. Gurtung: Breitflachstahl  $400 \times 61$ . Im Betriebe seit 1936.

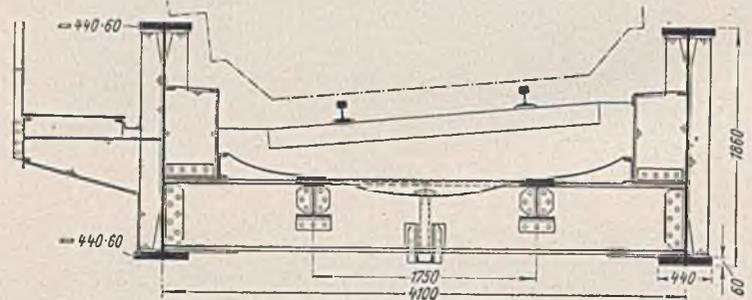


Abb. 21. Querschnitt der Eisenbahnbrücke bei Farchant

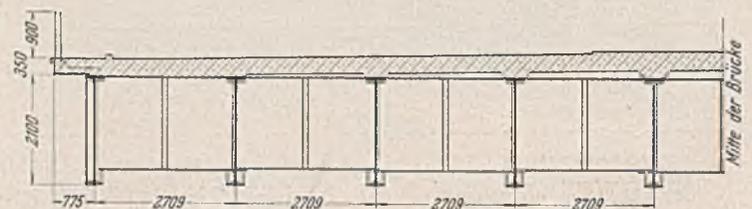
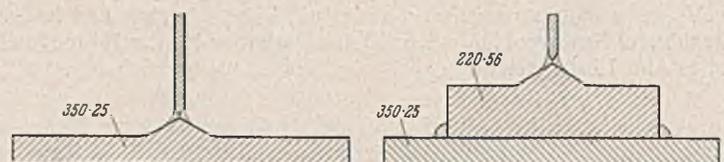


Abb. 23. Reichsautobahnbrücke über den Dehmsee. Querschnitt.



Zu Abb. 23.

Reichsautobahnbrücke über die Emmericher Straße (Abb. 27). Gerberträger. Größte Stützweite 40 m. Trägerhöhe 2,75 m. Gurtung: Breitflachstahl 400×58. Im Betriebe seit 1937.

Kanalbrücke Dedensen (Abb. 28). Trägerrost auf zwei Stützen. Stützweite 69 m. Trägerhöhe 1,55 m. Gurtung gebildet aus Nasenprofilen 600×55. Im Bauzugbetriebe erprobt.

Reichsautobahnbrücke über den Elster-Saale-Kanal (Abb. 29)<sup>2)</sup>. Zweigelenrahmen mit Kragarmen. Stützweite 56 m. Höhe des Rahmenriegels in der Mittelöffnung 2,94 m. Gurtung in Riegelmitte gebildet aus Breitflachstahl 450×30. Gurtung in den Rahmenecken gebildet aus Breitflachstahl 450×60. Im Betriebe seit 1936.

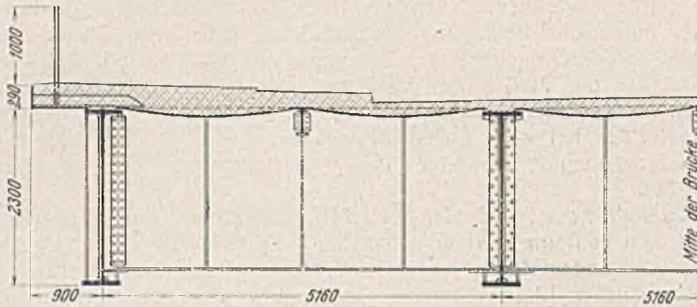


Abb. 24. Überführung der Fernstraße Berlin—Schwanebeck. Querschnitt.

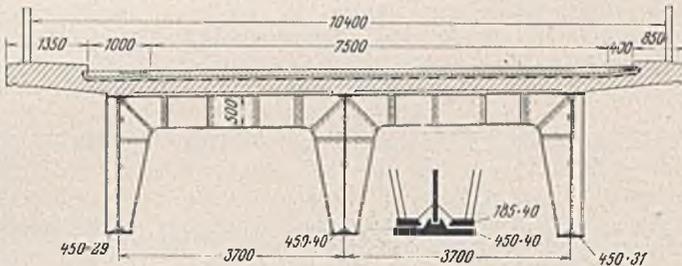


Abb. 25. Querschnitt der Reichsautobahnbrücke über den Queis.

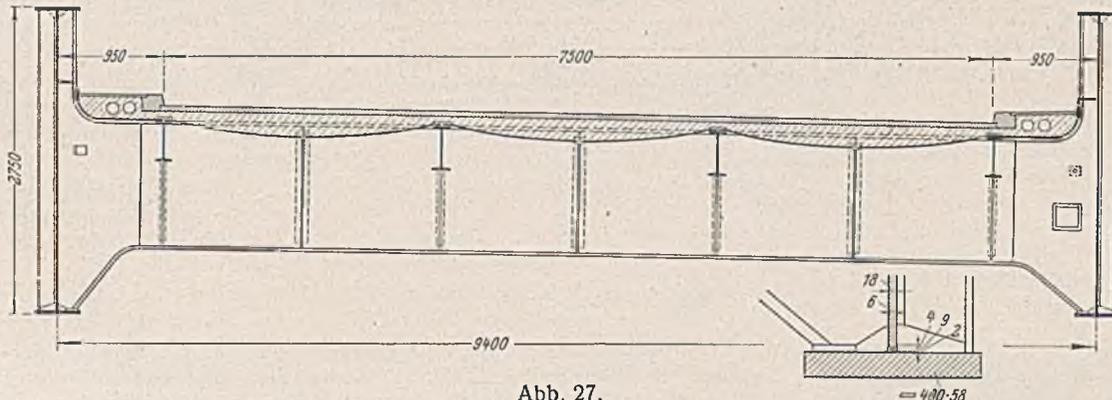


Abb. 27. Reichsautobahnbrücke über die Emmericher Straße. Querschnitt.

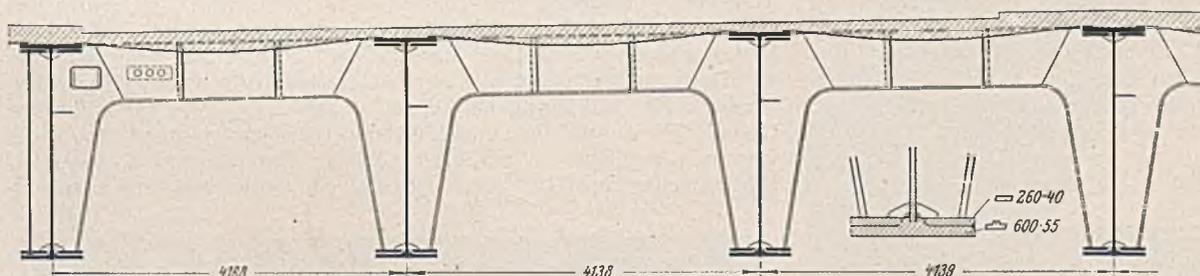
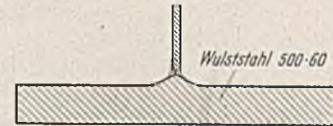


Abb. 28. Kanalbrücke Dedensen. Querschnitt.



Abb. 29. Reichsautobahnbrücke über den Elster-Saale-Kanal.



Zu Abb. 24.



Abb. 26. Reichsautobahnbrücke über die Elbe bei Dresden. Anschlußbrücke.

Der hochwertige Baustahl St 52 hat sich heute auf allen Gebieten der Stahlbauweise eine bedeutende Stellung erobert.

Die hohen Anforderungen, die heute an die Eigenschaften des Stahles auf vielen Gebieten gestellt werden müssen, lassen sich nur durch den Baustahl St 52 erfüllen.

Gerade heute in der Zeit des hohen Stahlverbrauchs ist der Baustahl St 52 ein wertvoller Baustoff, der Gewicht und Kosten spart, der die deutsche Stahlbauindustrie wettbewerbsfähig auf dem Weltmarkt macht und auf vielen Gebieten Konstruktionen ermöglicht, die in Baustahl St 37 nicht ausführbar sind.

Der Baustahl St 52 ist heute aus dem Schiffbau, aus dem Fahrzeugbau, aus dem Großbrückenbau und dem Stahlhochbau für Auslandslieferungen nicht mehr fortzudenken.

Durch Anwendung des Schweißverfahrens lassen sich die Vorzüge des Baustahls St 52 noch steigern; im Schiffbau und Stahlhochbau für Auslandslieferungen hat sich das Schweißen von St 52 siegreich durchgesetzt.

Wenn jetzt im Schweißen von St 52 im Brückenbau ein Stillstand eingetreten ist, so ist doch mit Sicherheit damit zu rechnen, daß bald Mittel und Wege gefunden werden, die alle Gefahren ausschließen.

In Deutschland sind ungefähr 1 Mill. t St 52 gewalzt worden, davon sind schätzungsweise 800 000 t genietet und 200 000 t geschweißt worden. Diese großen Zahlen zeigen deutlich, daß wir auf dem richtigen Wege sind, und daß wir bemüht sein sollten, mit Elfer an der weiteren Vervollkommnung des St 52 zu arbeiten, damit Deutschland die führende Stellung im hochwertigen Baustahl weiterhin festhält.

Wenn jetzt im Schweißen von St 52 im Brückenbau ein Stillstand eingetreten ist, so ist doch mit Sicherheit damit zu rechnen, daß bald Mittel und Wege gefunden werden, die alle Gefahren ausschließen.

In Deutschland sind ungefähr 1 Mill. t St 52 gewalzt worden, davon sind schätzungsweise 800 000 t genietet und 200 000 t geschweißt worden. Diese großen Zahlen zeigen deutlich, daß wir auf dem richtigen Wege sind, und daß wir bemüht sein sollten, mit Elfer an der weiteren Vervollkommnung des St 52 zu arbeiten, damit Deutschland die führende Stellung im hochwertigen Baustahl weiterhin festhält.

<sup>2)</sup> Bautechn. 1938, Heft 27.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Schweißarbeiten am Storchenteg in Wien.

Von Ing. Hans Melhardt VDI, Wien.

Seit 1819 bestand in Wien an der Stelle des heutigen Storchenteges eine Überbrückung des Wienflusses zur besseren Verbindung der Vororte Gaudenzdorf und Sechshaus, anfangs in Form einer Hängebrücke, später in Form eines stählernen Fachwerksteges von 4 m Breite. Bei der Wienflußregulierung um die Jahrhundertwende wurde das damals bestehende Tragwerk bloß durch Verkürzung und Hebung dem neuen Bestande angepaßt.

Infolge konstruktiver Mängel und schwerer Rostschäden bot der Steg nicht mehr genügende Sicherheit für den stark angewachsenen Verkehr. Daher wurde im vergangenen Winterhalbjahr ein neuer Stahlsteg mit einer Stützweite von 23 m und einer auf 5 m vergrößerten nutzbaren Breite errichtet. Es ist dies das erste Tragwerk in Wien, das durchweg geschweißt wurde. Eine weitere Neuerung ist die bewußte Heranziehung der Gehwegplatte aus Eisenbeton zur Entlastung der Hauptträger (Abb. 1). Zur Belastungsprobe, die diesmal nicht mit toter Last (Pflastersteinen od. dgl.), sondern mit lebender Last durchgeführt wurde, hatten sich Formationen der SA. und einige Zivilpersonen zur Verfügung gestellt. Dabei war jede Gefährdung von Menschenleben ausgeschlossen, da das ausreichend bemessene hölzerne Baugerüst noch vorhanden war.

Als Nutzlast wurde eine gleichmäßig verteilte Belastung von 500 kg/m<sup>2</sup> ohne Stoßzuschlag angenommen. Im übrigen kamen die einschlägigen Önormen (im wesentlichen gleich den entsprechenden Dinormen) und die vorläufigen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn für geschweißte Brücken bei der Standberechnung zur Anwendung. Der Werkstoff ist St 37.

Nachstehend soll beschrieben werden, welche Maßnahmen rein schweißtechnischer Natur die bauüberwachenden Stellen im Hinblick auf die in Wien erstmalige Ausführung für notwendig hielten. Auch die Mitteilung einiger Versuchsergebnisse und Bauverfahren dürfte interessieren.

### 1. Ausschreibung.

Bei dem Bau dieser ersten ganz geschweißten Brücke im Wiener Stadtgebiet wurden die „Vorschriften für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken“ (VgE) mit dem Kommentar von Kommerell<sup>1)</sup> der Ausschreibung zugrunde gelegt, die unmittelbar auf den Ergebnissen der „Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen“ des Kuratoriums für Dauerfestigkeitsversuche im VDI beruhen. In ihnen sind auch Angaben über geschweißte Straßenbrücken enthalten, so daß die strengen Berechnungsvorschriften für Eisenbahnbrücken im vorliegenden Falle eine entsprechende Milderung erfahren konnten, während die sonst an ernstlich

<sup>1)</sup> Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

beanspruchte Schweißverbindungen zu stellenden Forderungen auch hier ihre Geltung behalten und daher sinngemäß einzuhalten waren.

1. Elektroden. Von dem Vorschreiben einer bestimmten Elektrodenart wurde abgesehen, ihre Wahl der ausführenden Firma überlassen, jedoch durch die Bedingung eingeschränkt, daß „jene Seelen- oder Mantelelektroden einheimischer Erzeugung zu wählen sind, mit denen nachweisbar die in § 8 der VgE geforderten Werte erreicht werden können“. Hierdurch war einerseits die Verwendung nackter Elektroden, andererseits der bei dem hohen Entwicklungsstand der österreichischen Elektrodenerzeugung unnötige Bezug ausländischer Elektroden ausgeschaltet.

Die Wahl zwischen Seelen- und Mantelelektroden wurde freigestellt, da bei dem in Betracht kommenden St 37 die Forderungen der VgE mit beiden Elektrodenarten erfüllbar sind, die Sicherheit dieser Erfüllung bei der gleichen Elektrodenart aber auch von der dem ausführenden Schweißer geläufigen Arbeitsweise beeinflußt wird. Einem Fehlgriff in

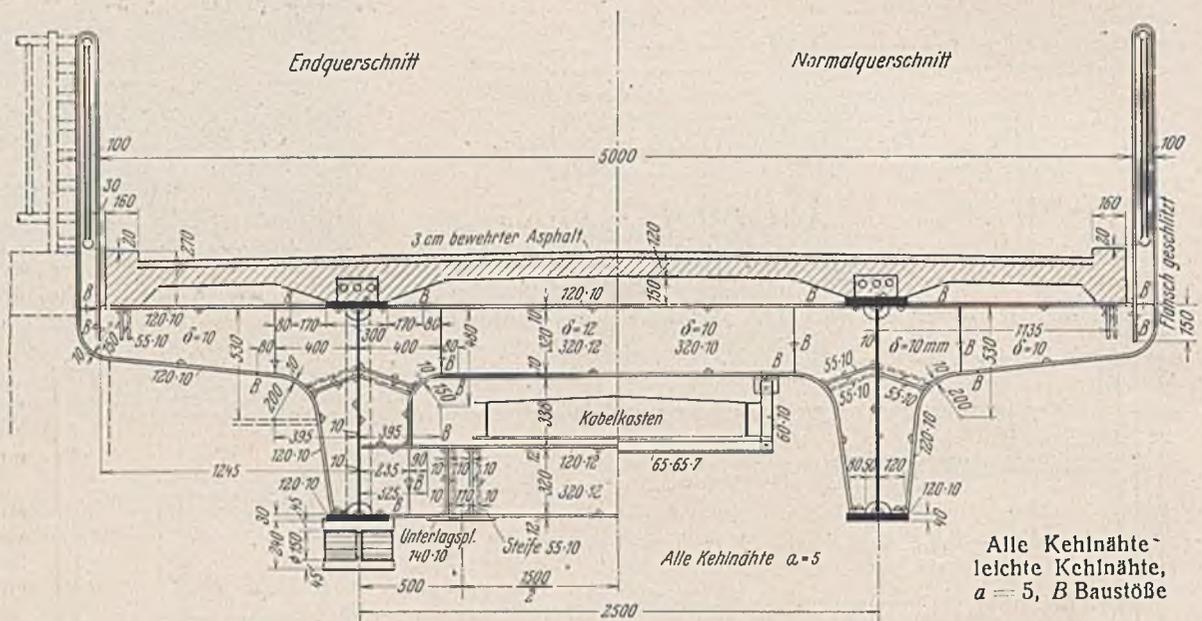


Abb. 1. Querschnitte.

der Elektrodenwahl ist durch die Ausführungen des § 8 der VgE vorgebeugt, da dort bestimmte Dauerfestigkeitswerte von mit dieser Elektrode ausgeführten Schweißverbindungen gefordert werden.

2. Schweißerprüfung. Bei der gewählten Formulierung für die Elektrodenwahl kamen nur solche Sorten in Betracht, mit denen bei sachgemäßer Verschweißung in allen Lagen ein Biegewinkel von fast 180° in der normierten Biegeprobe erreicht werden kann. Ein Schweißer, der mit derartigen Elektroden nur einen Biegewinkel von z. B. 60° erreichen würde, müßte als ungeeignet abgelehnt werden, obwohl die VgE einen Biegewinkel von nur 50° vorschreiben — allerdings ohne auf die Art der verwendeten Elektroden näher einzugehen. Um hier auch in formeller Hinsicht eine Handhabe zur Ablehnung von Schweißern mit unzuläng-



Abb. 2. Tragwerk.

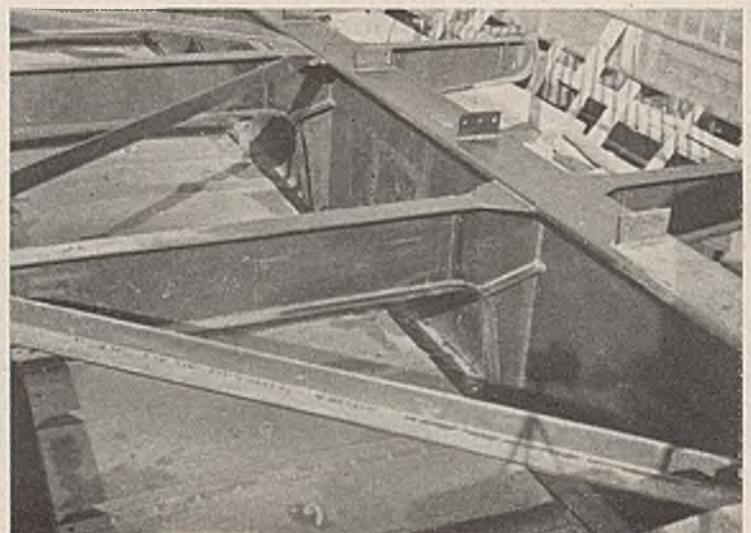


Abb. 3. Querverband-Anschlüsse.

lichem Können zu erhalten, wurde der mindestens zu erreichende Biege-  
winkel abweichend von den VgE mit  $120^\circ$  vorgeschrieben.

Im übrigen wurde in der Ausschreibung die Forderung einiger  
ergänzender Kurzproben zur Schweißprüfung vorbehalten, da es geboten  
erschien, die günstigste Ausführungsart einiger, den Schweißern vielleicht  
weniger geläufigen, aber durch die Konstruktion bedingten Nahtformen  
durch Versuche zu klären.

## II. Angebot.

1. Konstruktion. Der auf Grund dieser Ausschreibung von der  
für die Vergebung in Betracht kommenden Firma eingegangene erste  
Entwurf zeigte eine Brücke mit zwei geschweißten Hauptträgern, während  
die einzelnen Verbände als genietete bzw. geschraubte Fachwerk-  
konstruktionen vorgesehen waren. Eine solche Bauweise war nicht  
geeignet, die konstruktiven Möglichkeiten der Schweißtechnik auszuwerten.

Ich habe daher die Umarbeitung zu einer schweißgerechten Rahmen-  
konstruktion in Anlehnung an bewährte Ausführungsformen des Auslandes  
vorgeschlagen, die im zweiten Entwurf durchgeführt erschien, der nach  
Änderung verschiedener Verbindungsdetails zum dritten, dann endgültig  
genehmigten Bauplan ausgearbeitet wurde (Abb. 1, 2 u. 3).

Dieser Bauplan ist dadurch gekennzeichnet, daß in ihm die schweiß-  
technischen Auswirkungen voll ausgenutzt sind. Seine Ausführbarkeit  
darf aber nicht verallgemeinert werden, da mit Rücksicht auf die verhältnis-  
mäßig geringe Größe des vorliegenden Bauwerks eine Einschränkung der  
Baustellenschweißungen tunlich war, die bei größeren Bauwerken nicht  
mehr möglich sein wird. Durch die Herstellung der beiden Hauptträger  
in der Werkstätte mit angeschweißten Ansätzen für Konsolen und Quer-  
verbände (Abb. 4, 13 u. 11) wurden Baustellenstöße im Hauptträger ver-  
mieden und die Länge der Baustellennähte, insbesondere zwischen Konsolen  
bzw. Querverbänden und Hauptträger, stark vermindert.

2. Schweißvorschriften. In Ergänzung der Baupläne wurden von  
der Firma Angaben über die Hauptschweißarbeiten vorgelegt, die vor-  
läufig genehmigt wurden, im Laufe des Arbeitsfortschrittes aber im  
einzelnen durchgearbeitet und zu tatsächlichen Schweißplänen erweitert  
werden mußten.

3. Elektroden. Im Angebot wurde die Sorte „Böhler-Elite-KVA“  
vorgeschlagen, eine Elektrode, mit der in vielen Fällen Bauwerke  
ähnlicher Art bereits mit Erfolg geschweißt worden waren. Zum Nach-  
weis ihres Entsprechens gemäß § 8 der VgE wurde die Abschrift des  
bezüglichen Prüfungszeugnisses beschafft; die Erreichbarkeit eines Biege-  
winkels von mindestens  $120^\circ$  mit dieser Elektrodenart war mir aus  
eigener Erfahrung bekannt.

## III. Arbeiten in der Werkstätte.

1. Erste Schweißprüfung. Die nach § 9 der VgE vorzu-  
nehmende Prüfung der Schweißer wurde durch die Winkelprobe nach § 7  
der VgE und eine Versuchsschweißung der Verbindung Gurt-Knotenblech  
ergänzt, um die zweckmäßigste Art der Herstellung der letzteren zu  
klären. Die Schweißung dieser Verbindung wurde in waagerechter, die  
aller anderen Probestücke in senkrechter Ausführungslage durchgeführt.

Die an diesen Probestücken in der Materialprüfungsanstalt der  
Gemeinde Wien durchgeführten technologischen Proben hatten ein  
unbefriedigendes Ergebnis. Zwar wurden die vorgeschriebenen Zerreiß-  
festigkeiten zum Teil erreicht, doch lagen die Biegewinkel weit unter  
 $120^\circ$ , und die Bruchflächen zeigten eine beträchtliche Unregelmäßigkeit  
mit zahlreichen Poren, Schlackeneinschlüssen und vor allem mit Bindungs-  
fehlern und unzulänglichen Schweißnahtquerschnitten.

Nach diesem Ausfall der ersten Schweißprüfung mußte das Können  
dieser Schweißer als für die Herstellung hochbeanspruchter Nähte un-  
zureichend bezeichnet werden.

Man stand nun vor der Entscheidung, ob die Ausführung der Schweiß-  
arbeiten am Storchenteg durch diese Schweißer und damit durch die  
betr. Firma überhaupt abzulehnen, oder ob es möglich wäre, in absehbarer  
Zeit die Schweißer so umzubilden, daß bei sachverständiger Leitung und  
Überwachung der gesamten Schweißarbeiten doch mit einem befriedigenden  
Endergebnis gerechnet werden konnte.

Für diese Entscheidung waren folgende Eindrücke und Erwägungen  
maßgebend: Die Vorbereitung und Durchführung der ersten Schweiß-  
prüfung ließ erkennen, daß die Forderungen der Punkte 1 und 2 des § 1  
der VgE nicht erfüllt wurden, daß sich über die Voraussetzungen zur  
sachgemäßen Ausführung größerer Schweißarbeiten nicht nur die Schweißer  
nicht klar waren und daß man sich offenbar mit schweißtechnischen  
Fragen noch nicht eingehend genug befaßt hatte, um den Anforderungen  
der VgE voll nachkommen zu können.

Andererseits konnten zwei der in Betracht kommenden Schweißer als  
recht gewissenhafte und ehrgeizige Arbeiter beurteilt werden, die bemüht  
sind, ihre Arbeiten so gut als irgend möglich auszuführen, die aber  
mangels einer systematischen Schulung nicht immer den richtigen Weg  
finden und auch durch die Werkstatteleitung nicht auf ihn gewiesen werden  
konnten, da diese selbst nicht über genügende schweißtechnische Erfahrung  
verfügte.

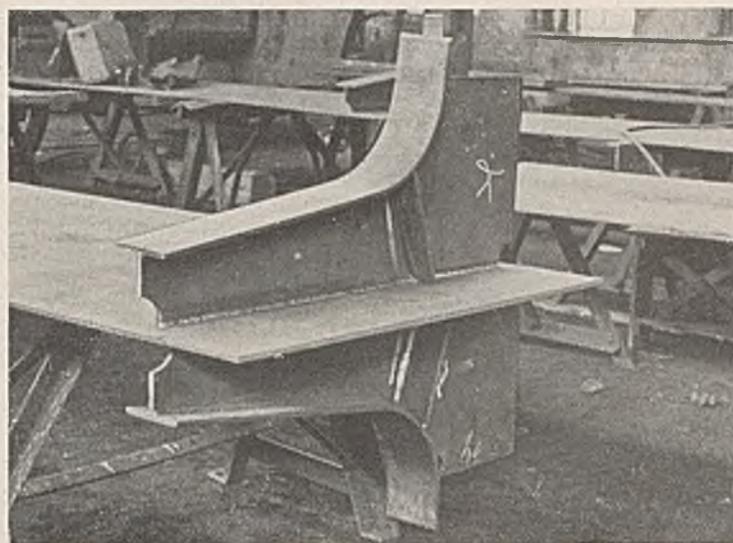


Abb. 4. Ansätze am Stegblech.

Unter diesen Umständen konnte die in den VgE geforderte schweiß-  
technische Leistungsfähigkeit nicht vorausgesetzt werden, aber der gute  
Eindruck, den die beiden in Betracht kommenden Schweißer während  
der Arbeit gemacht hatten, ließ es möglich erscheinen, daß sie nach  
entsprechender Umschulung und belaufender fachmännischer Überwachung  
doch noch befriedigende Arbeit leisten würden.

Der Entschluß, unter solchen Verhältnissen die Schweißarbeiten doch  
durchzuführen, kann natürlich nicht als Regelvorgang für spätere ähnliche  
Arbeiten gelten. Er war in diesem Falle möglich und vertretbar, da  
einerseits durch Zuziehung eines erfahrenen Schweißingenieurs die fach-  
liche Überwachung der Gesamtschweißarbeit gesichert erschien und  
andererseits die Ablehnung der Ausführung durch die betr. Firma das Ent-  
stehen der ersten ganz geschweißten Brücke in Wien wieder verzögert  
hätte. Wenn hierdurch der Bau des Storchenteges zum Teil als Versuchs-  
arbeit gekennzeichnet wurde und einzelne Abweichungen vom normalen  
Arbeitsgang vertretbar erschienen, hatte selbstverständlich als oberster  
Grundsatz zu gelten, daß unter allen Umständen ein zufriedenstellendes  
Arbeitsergebnis erreicht werden mußte.

2. Nachschulung der Schweißer. Es wurde die Entsendung  
eines Schweißmeisters der Firma Böhler, Kapfenberg, zur ersten kurzen  
Instruktion der Schweißer und dann eine mehrtägige Nachschulung  
beider Schweißer in Kapfenberg selbst veranlaßt. Natürlich war nicht zu  
erwarten, daß sich die Schweißer in dieser kurzen Zeit eine Übung er-  
werben konnten, die sie befähigt hätte, bei jeder Verbindungsform

und in jeder Schweißlage einwand-  
freie Schweißungen auszuführen.  
Immerhin war die Schulung in Kapfen-  
berg vor allem auf Überkopf- und  
Senkrechtschweißungen abgestellt.  
Die Zerreiß- und Biegeproben fielen  
recht befriedigend aus.

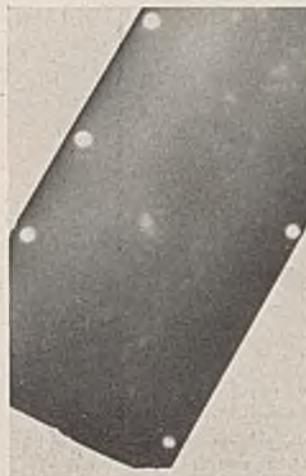


Abb. 5.  
Fehlstelle im Röntgenbild.



Abb. 6.  
Fehlstelle im Schnitt.

Da die Werkstattarbeiten in waagerechter Lage auszuführen waren  
und man damit rechnen durfte, daß bei der durch Unterweisung und  
Überwachung beeinflussten sachgemäßen Ausführung dieser Arbeiten eine  
weitere Steigerung der Geläufigkeit eintreten wird, wurden die Schweiß-  
arbeiten in Angriff genommen.

3. Erste Röntgenprüfung der Gurtnähte. Alle Gurtnähte  
wurden an Ort und Stelle unter Belassung der seitlichen Ansatzstücke  
und der Raupen mit Röntgenstrahlen durchleuchtet. Alle Aufnahmen  
zeigten eine größere oder kleinere Anzahl von Fehlstellen in unregel-  
mäßiger Verteilung (Abb. 5 u. 6), die aber nicht das typische Aussehen  
von Bindungsfehlern hatten und daher auf Schlackeneinschlüsse zurück-  
zuführen waren. Irgendeine Gesetzmäßigkeit in der Verteilung war nicht  
zu erkennen, so daß sich auch keinerlei Beziehung der Fehlstellen zur

Reihenfolge und Richtung der einzelnen Schweißraupen und der Ansatzstellen beim Elektrodenwechsel aufstellen ließ. Eine spätere Stereoskop-Röntgenaufnahme einer dieser Nähte ließ erkennen, daß sich die bei nur einer Durchstrahlungsrichtung zeigende scheinbare Anhäufung von Fehlstellen im räumlichen Bilde in eine gleichmäßige Verteilung auflöst, so daß der Gesamteindruck zwar der ist, daß die Güte der Naht durch ziemlich gleichmäßig verteilte Fehlstellen nicht mehr die einer völlig porenfreien Schweißung ist, daß aber keine Bindungsfehler vorliegen, die an irgendeiner Stelle der Naht zu einem vorzeitigen Anriß führen könnten. Der Geläufigkeitsgrad des Schweißers war noch nicht groß genug, um auf jede Ungleichmäßigkeit der Elektrode und des Lichtbogens (Blaswirkungen) so rasch zu reagieren, daß solche Störungen ohne Einfluß auf die Schweißnaht bleiben.



Abb. 7. Riß im Röntgenbild.

Eine Ausnahme hiervon macht nur eine Naht, aus deren Röntgenaufnahme auf einen Riß geschlossen werden mußte (Abb. 7 u. 8) und die daher unbedingt zu erneuern war. Außer dieser Naht wurden noch zwei Nähte, deren Röntgenbild zahlreichere Fehlstellen aufwies, in der Weise ersetzt, daß ein die Naht enthaltendes Stück von etwa 7 cm Breite herausgeschnitten wurde, die Kanten wieder zur U-Naht vorbereitet und erneut verschweißt wurden.

4. Zweite Röntgenprüfung der Gurtnähte. Auch diese Ersatznähte wurden an Ort und Stelle geröntgt. Die Aufnahmen zeigten, daß jedenfalls kein Riß mehr vorhanden war; eine Naht zeigte ein besseres Aussehen, bei den beiden anderen Nähten konnte der bei der ersten Ausführung gewonnene Eindruck nicht verbessert werden. Auch ein nochmaliger Ersatz dieser Nähte hätte nicht sicher ein besseres Ergebnis erwarten lassen. Demnach war jetzt zu prüfen, ob die Nähte in diesem Zustande als für die vorliegenden Beanspruchungen ausreichend anzusehen und daher zuzulassen wären.

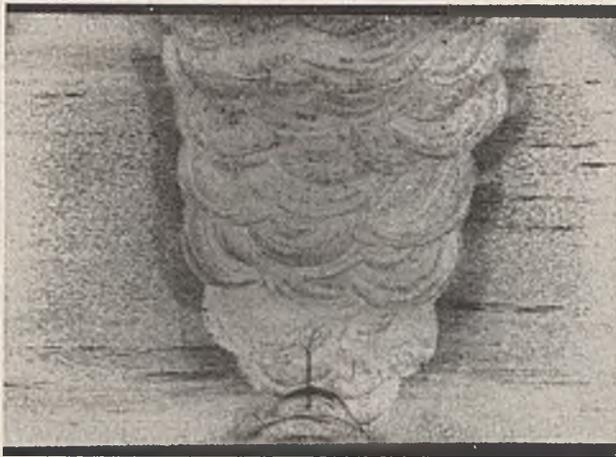


Abb. 8. Riß im Schnitt.

Hierzu war zu bedenken, daß es sich um Ausführungsbedingungen der sogenannten „1. Güte“ handelt, d. h. die Nähte (der Zuggurten) waren unter  $45^\circ$  zur Beanspruchungsrichtung angeordnet, wurden nach Ausstemmen der Wurzelfuge wurzelseitig nachgeschweißt, der ungünstige Einfluß der Anfangs- und Endkrater wurde durch Vor- und Weiterschweißen auf Ansatzstücken beseitigt und nach deren Abschneiden eine kerbenfreie Oberfläche der Randzonen erreicht. Überdies wurden die Schweißraupen durch Abschleifen in der Zugrichtung abgearbeitet und geglättet.

Die Dauerfestigkeitsversuche an Schweißverbindungen haben ergeben, daß derartig ausgeführte Stumpfnähte eine Ursprungsfestigkeit auf Zug von  $22 \text{ kg/mm}^2$  haben, die bei sonst gleicher Ausführung, aber bei senkrecht zur Krafrichtung liegender Naht auf  $18 \text{ kg/mm}^2$  und bei dieser Nahtichtung, aber ohne wurzelseitige Nachschweißung auf  $13 \text{ kg/mm}^2$  absinkt.

Die Abminderung der Dauerfestigkeit durch die als quer zur Zugrichtung durchlaufende Kerbe wirkende, nicht nachgeschweißte Wurzel beträgt demnach  $18 - 13 = 5 \text{ kg/mm}^2$ . Es ist bekannt, daß quer zur Zugrichtung durchlaufende Kerben die gefährlichste Form für eine Beeinträchtigung der Dauerfestigkeit darstellen. Selbst wenn also — wozu die bisherigen Erfahrungen aber nicht berechtigen — der Einfluß der

im allgemeinen gleichmäßig auf das ganze Einschweißvolumen verteilten Schlackeneinschlüsse mit der Kerbwirkung einer nicht nachgeschweißten Wurzel gleich angenommen wird, könnten die vorhandenen Schweißfehler die Dauerfestigkeit der unter  $45^\circ$  zur Krafrichtung verlegten und wurzelseitig nachgeschweißten Naht nicht um mehr als  $5 \text{ kg/mm}^2$ , d. h. auf  $22 - 5 = 17 \text{ kg/mm}^2$  herabsetzen. Hierzu kommt, daß bei Verlegen der Naht unter  $45^\circ$  der Einfluß der Fehlstellen dadurch verringert wird, daß nur ein kleiner Teil des gefährlichen Querschnitts durch die Schweißnaht

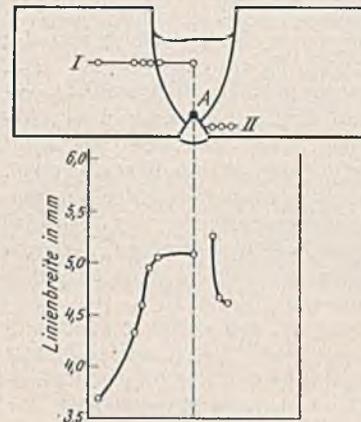


Abb. 9.

Röntgen-Feinstrukturuntersuchung eines Ausschnittes aus der Stumpfnäht der Hauptträgergurte.

wesentlich schärfere Beanspruchung darstellt als die Betriebsspannungen am geschweißten I-Träger, so muß gefolgert werden, daß die Gurtnähte in ihrem jetzigen Zustande wohl geeignet sind, den praktisch zu erwartenden Dauerbeanspruchungen zu entsprechen. Trotzdem wurde noch von diesen neu hergestellten Nähten die, die das schlechteste Aussehen aufwies, ersetzt.

5. Feinstrukturuntersuchung einer Gurtnaht. An der Schnittfläche einer der Gurtnähte wurde nach entsprechender Ätzung eine Feinstrukturuntersuchung nach dem Reglerschen Verfahren vorgenommen. Sie ergab starke Verformungen in den der Nahtwurzel benachbarten Blechzonen und interessante Einblicke in den Spannungsverlauf (Abb. 9). Hierdurch wurde die Erfahrungstatsache bestätigt, daß in Schweißverbindungen an dickeren Blechen hohe Schrumpfkkräfte auftreten können, deren Spannungsziffern die Streckgrenze überschreiten. Mehrere an verschiedenen Stellen durchgeführte Zerstörungsversuche an geschweißten Konstruktionen haben indes übereinstimmend ergeben, daß auch Schrumpfspannungen dieser Größenordnung die Widerstandsfähigkeit der Konstruktion nicht herabsetzen, wenn nicht während oder nach dem Schweißen Risse entstanden sind, die dann allerdings zum vorzeitigen Anbruch geführt haben. Diese Erscheinung ist trotz vielfacher Bemühungen bis heute in ihren Ursachen noch nicht eindeutig geklärt. Da die Röntgenbilder keine Risse aufwiesen und auch hohe verbleibende Schrumpfspannungen keine Verminderung der Beanspruchbarkeit erwarten lassen, gibt dieser Versuch keine Veranlassung zu praktischen Schlußfolgerungen für den vorliegenden Fall.

6. Konsolen und Querverbindungen. Inzwischen waren die Kehlnahtschweißungen an den an die Ansätze des Hauptträgers später

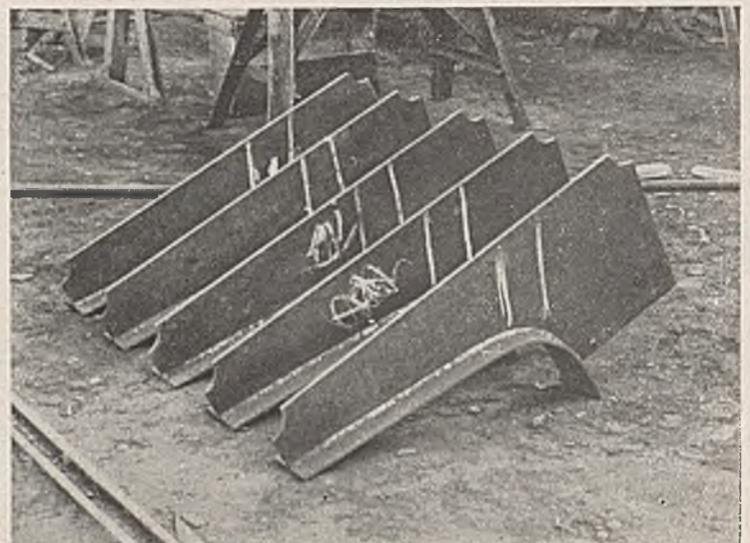
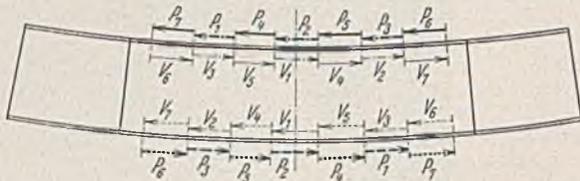


Abb. 10. Ansätze fertig geschweißt.

anzuschweißenden I-förmigen Konsolen, Quer- und Endträgern hergestellt worden (Abb. 10 u. 11), wobei die Einlage von Drähten zwischen Gurt- und Stegblech veranlaßt wurde, um ein Verziehen durch die Schrumpfung der Kehlnaht zu verhindern. Hierauf wurden diese Ansätze an die Stegbleche beiderseits angeschweißt (Abb. 12 u. 13).

7. Hauptträger, Gesamtschweißplan. Im Einvernehmen mit der Betriebsleitung wurde der Gesamtschweißplan festgelegt. Er enthält die nach den vorliegenden Verhältnissen zweckmäßige Reihenfolge der Schweißarbeiten am Hauptträger als Richtlinie für die Werkstattleitung.



1. Gurtkehlnähte im Bereich des mittleren Stegbleches.  
 I.  $P_1-P_3, V_1-V_3$  gleichzeitig.      V.  $P_4-P_7, V_4-V_7$  gleichzeitig.  
 II. Träger wenden!                              VI. Träger wenden!  
 III.  $P_1-P_3, V_1-V_3$  gleichzeitig.      VII.  $P_4-P_7, V_4-V_7$  gleichzeitig.  
 IV. Träger wenden!

Abb. 14. Schweißplan der Hauptträger.

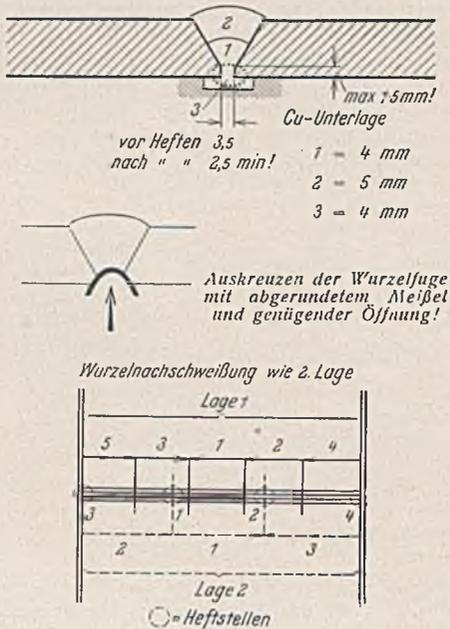


Abb. 15.

Stumpfnähte der Hauptträger-Stegbleche.

8. Hauptträger, Gurtkehlnähte I. Für die Herstellung der Kehlnähte zwischen Gurten und Stegblech im Bereich des mittleren Stegblechts habe ich die aus Abb. 14 ersichtliche Schweißfolge festgelegt unter Bedachtnahme auf ein störungsfreies Arbeiten der beiden gleichzeitig schweißenden Schweißer und zwecks möglicher Verringerung der Formänderungen durch Schrumpfspannungen.

9. Stumpfnähte im Stegblech. Für die Einhaltung der im Hauptträger vorgesehenen Sprengung war es wichtig, ein möglichst paralleles Schrumpfen der auszuführenden Stumpfnähte im Stegblech zu erreichen. Um hier in Ergänzung der bisher bekanntgewordenen Erfahrungswerte die günstigste Ausführungsart zu klären, wurde ein Versuch durchgeführt, der das bisher bekannte Ausmaß der Querschrumpfung von rd. 2 mm und die Richtigkeit der gewählten Folge der einzelnen Lagen und Schweißschritte bestätigte. Es ergab sich eine Differenz der Querschrumpfungen an den Nahtenden von nur 0,4 mm, so daß hieraus auf die durch das Stegblech zu sichernde Sprengung des Trägers praktisch kein Einfluß zu erwarten war. Der hieraus abgeleitete Schweißplan für die Stumpfnähte des Hauptträgers ist in Abb. 15 festgelegt.

10. Stumpfnähte, Gurten-Knotenbleche. Hier wurden in Anlehnung an die Versuchsschweißungen laut Absatz III/1 weitere Versuchsstücke geschweißt, um die günstigste Ausführungsform für das Durchschweißen



Abb. 11. Hauptträger fertig geschweißt. Querträger fertig geschweißt.

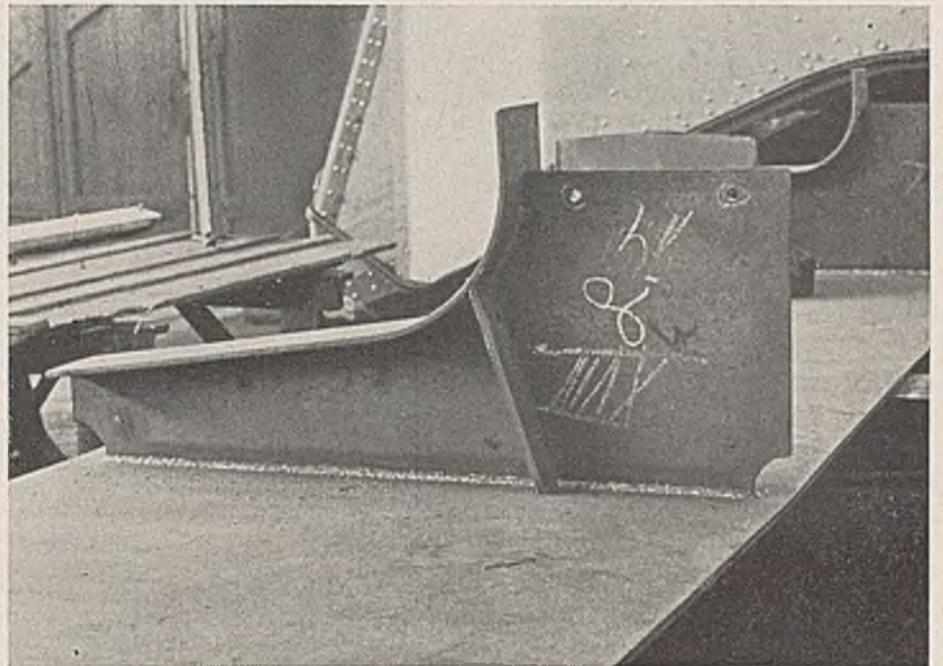


Abb. 12. Ansätze mit Aussteifungen.



Abb. 13. Hauptträgergurte, Stegbleche mit den Ansätzen.

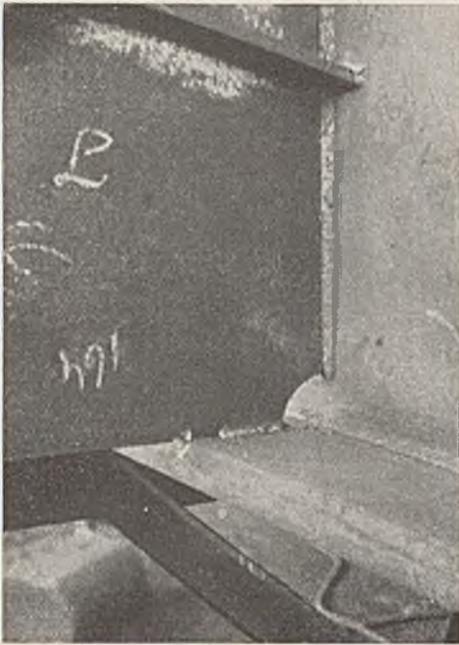


Abb. 16. Ausnehmungen in den Stegblechen der Ansätze.

der Gurt-Stumpfnähte festzulegen, das zunächst durch das quer zur Stumpfnah durchlaufende Stegblech behindert erschien. Es ergab sich die auf Abb. 16 u. 17 ersichtliche Lösung durch Ausnehmungen im Stegblech und an den SchweißkantenderKnoten bzw. Gurtbleche. In Abb. 18 erscheint auch der Zuschnitt der einzelnen Knotenbleche festgelegt, dessen Maß wegen der ungleichen Breite der Brammen bei jedem Anschluß gesondert ermittelt werden mußte.

11. Röntgenprüfung der Stegblech-Stumpfnähte. Die fertigen Nähte wurden vor Herstellung der Kehlnähte im Bereich der äußeren Stegblechteile in den Zugzonen geröntgt. Die Aufnahmen zeigten ein zufriedenstellendes Ergebnis.

12. Hauptträger, Gurtkehlnähte II. Auch für diese Arbeit wurden die Schweißsprünge im Schweißplan der Abb. 19 festgelegt.

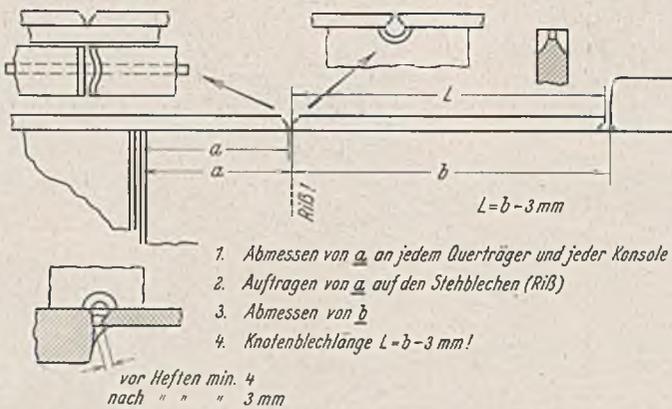


Abb. 18. Vorbereitung der Windverbandsknotenblech-Anschlüsse.

13. Fertige Hauptträger. Nachmessungen der fertigen Hauptträger ergaben, daß die vorgesehene Sprengung erhalten geblieben war und daß die Längsverkürzung bei 23 m Stützenabstand 10 mm betrug. Es ist also gelungen, die beiden Hauptträger praktisch verziehungs- und verwerfungs frei herzustellen. Es bestätigt sich — auch bei den anderen

Tellen des Tragwerkes —, daß bei Einhaltung eines zweckmäßig aufgestellten Schweißplanes die als Auswirkung der Schrumpf- und

Wärmespannungen auftretenden Formänderungen so herabgesetzt werden können, daß sie praktisch ohne Bedeutung bleiben. Voraussetzung hierbei ist allerdings, daß alle zu diesem Zweck getroffenen Maßnahmen die Schrumpfvorgänge nicht zwangsweise behindern, da hierdurch die Gefahr der Rissebildung eintreten könnte, die es ja in erster Linie zu vermeiden gilt. So wäre es z. B. verfehlt gewesen, die zur Erhaltung der Sprengung der Hauptträger erforderliche Gleichmäßigkeit der Querschrumpfung der Stegblechnähte auf deren ganzer Länge durch Schweißen im eingespannten Zustande zu erzwingen, statt bei freier Lageänderungsmöglichkeit der äußeren Stegblechteile das parallele Querschrumpfen nur durch zweckmäßige Reihenfolge der Haften und Schweißschritte zu erreichen. Erwähnt sei hierzu noch, daß sich die Querschrumpfung der Gurtkehlnähte weder in einer Verformung der Gurte noch in einer solchen der Randzonen des Steg-

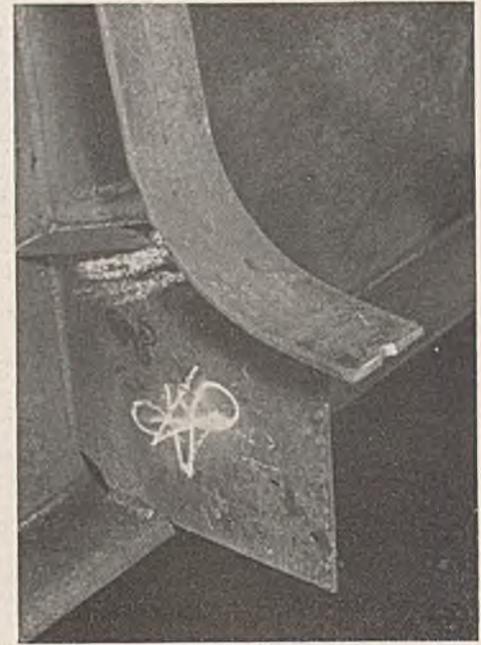


Abb. 17. Ausnehmungen in den Gurten der Ansätze.

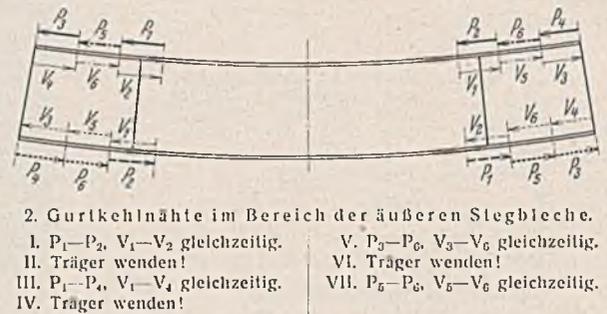


Abb. 19. Schweißplan der Hauptträger.

bleches auswirken konnte, da durch Einlegen von Distanzierungsdrähten zwischen Stegblechkante und Gurt das Schrumpfmoment der Kehlnähte nicht zur Auswirkung kommen konnte und die Schrumpfkraft zum gleichmäßigen Heranziehen der Stegblechkante an die Gurtoberfläche ausgenutzt wurde. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

### Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Stahlbau-Verbandes.

Die Tagung fand am 5. und 6. Oktober in der Aula der Technischen Hochschule Berlin statt. Direktor Dr. H. Weillhausen, Nürnberg, eröffnete die Tagung mit Begrüßung der zahlreichen Teilnehmer, des Ehrenvorsitzenden und der Ehrenmitglieder. Die Versicherung, daß der D.St.-V. immer in Treue zu Führer und Reich stehen werde, klang in ein dreifaches Sieg-Heil auf den Führer aus. Die Mitteilung der Berufung des Ministerialrats Schonleben zur Führung des Arbeitskreises Stahlbau im Rahmen des NSBDT. wurde mit Beifall aufgenommen. Die Geschäftsführung des Verbandes ist nach dem Ausscheiden von Dr. Oelert Herr Direktor Russow übergeben worden. Der Vorsitzende sprach Dr. Oelert für seine 19jährige erfolgreiche Tätigkeit den Dank des Verbandes aus. Dann sprach Direktor Russow zu dem Thema

„Aus der wirtschaftlichen Tätigkeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes“.

Der Auftragseingang ist in den Jahren 1937 und 1938 auf gleicher Höhe geblieben, gegenüber 1936 aber um 26% zurückgegangen. Die strenge Durchführung der Stahleinsparung wirkte sich besonders für kleine und mittlere Betriebe ungünstig aus. Das Ausführungsgeschäft ist etwa auf gleicher Höhe geblieben. Der Durchschnittspreis im Stahlbau hat sich um ein geringes erhöht; an Stelle der einfachen Trägerbauten mußten, durch den Vierjahresplan bedingt, hochwertigere Tragwerke genommen werden. Die Verknappung an Arbeitskräften erfordert in steigendem Maße Ausföhrungen, die unter Ausnutzung aller vorhandenen maschinellen Anlagen rein werkstattmäßig hergestellt werden können. Der Förderung des technischen Nachwuchses wird größte Aufmerksamkeit geschenkt; es sind hlerfür erhebliche Mittel bereitgestellt. Eine Sonderaufgabe des Verbandes ist im Augenblick der Eingliederung der österreichischen Stahlbau-firmen die Schaffung eines Preisausgleiches für die Übergangszeit.

Den Reigen der rein fachwissenschaftlichen Vorträge eröffnete Ministerialdirektor Dr. Gähns, Präsident der Akademie des Bauwesens, Berlin, über „Die Schiffshebewerke am Mittellandkanal und ihre verkehrstechnische Bedeutung“.

Bei der Planung des Mittellandkanals war man von vornherein bestrebt, die Anzahl der für den Schifffahrtbetrieb lästigen Schleusen mit dem hohen Verbrauch an Schleusungswasser zu verringern. An Stelle ursprünglich vorgesehener Speicherschleusen entschloß man sich zum Einbau mechanischer Hebewerke, die, wenn es sich um ein Höchstgefälle von mehr als 18 m handelt, zumeist wirtschaftlicher sind. Man erbaute bei Rothensee ein einfaches, bei Hohenwarthe aber ein Doppelhebewerk mit zwei völlig voneinander getrennten Anlagen. Die Tröge sind, wie in Niederflinow, 85 m lang, 12 m breit und (zur Aufnahme eines 1000-t-Kahns) 2,50 m wassertief. Das bewegte Tragsystem eines jeden Hebewerks wurde zu 5400 t ermittelt. Die Trogbrücke mit 5 m hohen vollwandigen Hauptträgern ist als beiderseits überkragender Balken von 51 m Stützweite auf den Köpfen von zwei Traggerüsten statisch bestimmt gelagert. Mit diesen fest verbunden sind zwei Schwimmer, die in ihren 60 m tiefen Schächten stets unter Wasser bleiben. Diese Schwimmer bieten mit je 2700 t Auftrieb den Ausgleich, sind in St 37 geschweißt und haben bei 10 m Durchm. eine Höhe von 36 m. Besondere Führungsgerüste, im Grundbau fest verankert, dienen zur Aufnahme der Quer- und Längskräfte, gleichzeitig aber auch zur Aufnahme der zum Auf- und Abwinden des Troges benötigten Spindeln von 42 cm Durchm. Oftmalige Vergleichsbetrachtungen mit dem bereits 40 Jahre lang erprobten Werk in Henrichsburg (ebenfalls mit Schwimmerausgleich) und der neuen Anlage in Niederflinow (mit Ausgleich durch Gegengewichte) machten den Vortrag von Dr. Gähns besonders lehrreich.

In einem Vortrage von Prof. Dr.-Ing. K. Klöppel

„Aus der technisch-wissenschaftlichen Tätigkeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes“

wird über die im Rahmen der Arbeiten des Deutschen Ausschusses für Stahlbau betriebenen Versuchsforschungen berichtet. Die vorgenommenen Dauerfestigkeitsversuche mit Nietverbindungen lassen den Schluß zu, daß sehr wahrscheinlich in den Brückenträgern günstigere Beanspruchungsverhältnisse vorliegen als in den kleinen Prüfkörpern der Pulsationsmaschine; eine Verminderung der zulässigen Beanspruchungen im Bauwerk erscheint keinesfalls angebracht. Die Dauerfestigkeit von Stabanschlüssen kann durch Betwinkel am abstehenden Schenkel nicht unbeträchtlich erhöht werden. Bei dünnen Stegblechen, bei denen Beulen eintritt, liegt die kritische Spannung nicht unwesentlich höher, als der Vorschrittwert beträgt. Es erscheint überhaupt angezeigt, unsere Beulvorschriften zu vereinfachen und außerdem dabei den St 52 gegenüber dem St 37 besserzustellen. An eine allgemeine Anwendung des „Traglastverfahrens“ kann im Augenblick noch nicht gedacht werden. Unter sonst gleichen Umständen bedeuten 1400 kg/cm<sup>2</sup> Beanspruchung für einen genieteten Träger eine geringere Sicherheit als für einen im Bereich großer Momente ungelochten Walzträger. Die Gewährleistung eines gewissen Maßes plastischer Verformbarkeit des Tragwerks kann eine wichtige Rolle spielen. Auf dem Gebiete der Schweißtechnik haben die Großversuche in der MPA. Stuttgart, im MPA. Dahlem und an der T. H. Berlin beachtenswerte Fortschritte gemacht. In Untersuchung stehen auch die verschiedenartigen Einflüsse auf die Sicherheit der aus dicken St 52-Platten bestehenden Tragwerke. Bei biegungsfesten Längsträgeranschlüssen sollte auf Stumpfnahte im Zugflansch (an Stelle von Kehlnähten) sowie auf Konsole und Stegkehlnähte nicht verzichtet werden. Bei mehrteiligen Stahlstützen mit Betonkern könnte der Stahlquerschnitt nach einem aus der Fachpresse schon bekannten Bemessungsvorschlag des Vortragenden um 33% höher als bisher beansprucht werden. Hinweise auf Stahleinsparungen an Stützenfüßen und auf die Verwendung von Leichtmetall bildeten den Abschluß des inhaltreichen Klöppelschen Vortrages.

In fesselnder und überzeugender Weise sprach dann Professor Dr. Friedrich, Clausthal-Zellerfeld, über

„Grundaufgaben der Menschenführung im Betrieb“.

Die Art der menschlichen Einzelleistung ist verschieden. Der eine treibt mit seinen Gaben Raubbau, um zum Ziele zu kommen, der andere erreicht es singend, pfeifend. Es soll nicht immer nur davon die Rede sein, was der Mensch zuwege bringt, sondern auch wie er es zuwege bringt. Auch der Wert einer Maschine ist nicht nur durch die Leistung selbst, sondern auch dadurch bedingt, mit welchen Mitteln die Leistung erreicht wird. Wir wollen keine Streber, keine Nur-Könnner, sondern innerlich glückliche Menschen haben, die mit rechter Freude ihre Arbeit zum Ziele führen.

Um das zu erreichen, ist eine anständige, vorbildliche Führung nötig, eine Führung, die jedem einzelnen Kameraden zu bester Kraftentfaltung verhilft, die jederzeit erkennen muß, was dieser und jener zu leisten vermag, die für eine rechte Arbeitsverteilung sorgt, die auf den Menschen achtet und nicht nur auf das Fertiggestellte, die einerseits schöpferische Kräfte zu entwickeln vermag, andererseits aber dem an sich Wertvolleren, doch nicht so Begabten im rechten Augenblick fördernd, helfend, aufmunternd zur Seite tritt. Die Führung soll augenfällige Überlastungen der Arbeitskameraden abstellen, von Fall zu Fall die Tourenzahl herabsetzen, soll zum Verantwortungsgefühl erziehen, zum rechten Gefühl für Ursache und Wirkung im Kräftepiel. Nur gute Menschenkenntnis bei der Führung kann das rechte Zusammenspiel der Einzelkräfte zustande bringen. Wahre Gemeinschaftsarbeit ist nicht bestimmt durch das Maß der Einzelleistung. In der Gemeinschaft sind Menschen mit belebendem Einfluß, aber nur mittelmäßiger Leistung zumeist wertvoller als gute Einzelleister mit mangelhaftem Gemeinschaftsinn. Sache der Führung ist es, die Arbeitsgemeinschaften richtig zusammenzustellen, Störungsursachen und Fehlerquellen rechtzeitig zu bekämpfen und stets für saubere Luft zu sorgen. Es soll mehr an das Leben der arbeitenden Kameraden und dann erst an die Tourenzahl der Gesamtleistung gedacht werden; besondere organisatorische Maßnahmen sind hierzu gar nicht nötig. Unsere Menschenführung ist Arbeit am Leben des deutschen Schaffenden. Es ist notwendig, in der Betriebsgestaltung den Fragen der Menschenführung eine Beachtung zu sichern, die allein einen höchsten Aufstieg verbürgt. — Der Vortrag, durch starken Beifall belohnt, stellte eine ungewollt nette Überleitung zu dem am gleichen Abend stattfindenden Kameradschafts-Zusammensein im Landwehr-Kasino dar.

Die Tagung am Donnerstag, dem 6. Oktober, begann mit einem Vortrag von Prof. Dr. Chwalla, Brunn, über die

„Probleme und Lösungen der Stabilitätstheorie des Stahlbaues“.

Man sei sowohl mit Rücksicht auf Stahleinsparung als auch mit Rücksicht auf die immer größer werdenden Ausmaße unserer Stahlbauwerke genötigt, dem Stabilitätsproblem besondere Beachtung zu schenken<sup>1)</sup>.

Nicht minder hohe Anforderungen an Aufmerksamkeit und mathematischer Einfühlungsgabe stellte der dann folgende Vortrag von Dr. Schleusner über

„Stabilität unsymmetrischer Systeme auf elastischen Stützen“.

Das der Fachwelt schon vor Jahresfrist im „Stahlbau“ bekanntgegebene Verfahren ist auf ein Bauwerk neuester Zeit angewendet worden, und zwar auf den Druckgurt der 36 m weit auskragenden Stahlbinder bei der

<sup>1)</sup> Vgl. auch Chwalla, „Über das Auskippen zweistöbiger Rahmen“ im Stahlbau 1938, Heft 21/22, S. 161 (mit reichem Schrifttumnachweis).

neuen Tempelhofer Flugsteighalle. Es mußte die Knicksicherheit dieses Druckgurt nachgewiesen werden. Der Sicherheitsbeiwert „wurde damals mit Hilfe des Verfahrens von Ritz-Timoschenko nach der Energiemethode errechnet<sup>2)</sup>. Nach Mitteilung des Vortragenden kann man mit einem neuen ergänzten und verbessertem Verfahren sogar einen genaueren Einblick in das elastische Verhalten des Stabes bei beliebig sich ändernden Stützenwiderständen erhalten und daraus u. U. konstruktiv wichtige Schlußfolgerungen ziehen.

Reichsbahnrat Dr. Schmerber, Berlin, sprach über „Stählerne Bogenbrücken“.

Man hat in letzter Zeit die Balkenformen merklich bevorzugt, dort aber, wo Bogenbrücken in Stahl wohl angebracht gewesen wären, Stein, Beton oder Eisenbeton als Baustoff gewählt. Sicherlich könnte unser Österreich mit seinem schluchtenreichen Alpengebiet und Alpenvorland für stählerne Bogenbrücken ein großes, aussichtsreiches Anwendungsfeld bieten. Stählerne

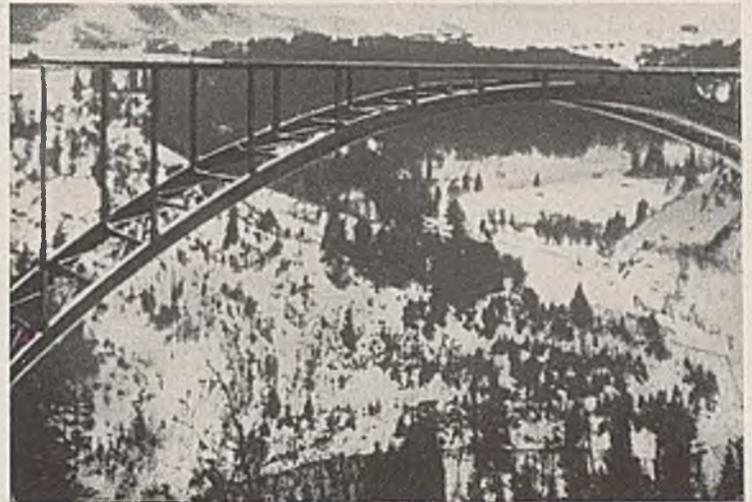


Abb. 1. Brücke bei Echelsbach.

Bogenbrücken sehen gut aus und können auch wirtschaftlich hergestellt werden (Abb. 1). Einen kurzen geschichtlichen Überblick von der ersten Bogenbrücke in Gußeisen über das Striegauer Wasser bei Laasan (1794) bis zur Mälarseebrücke in St 52 empfand man als einen begrüßenswerten Ausgleich zu der schwerverdaulichen mathematischen Kost der beiden vorangegangenen Vorträge.

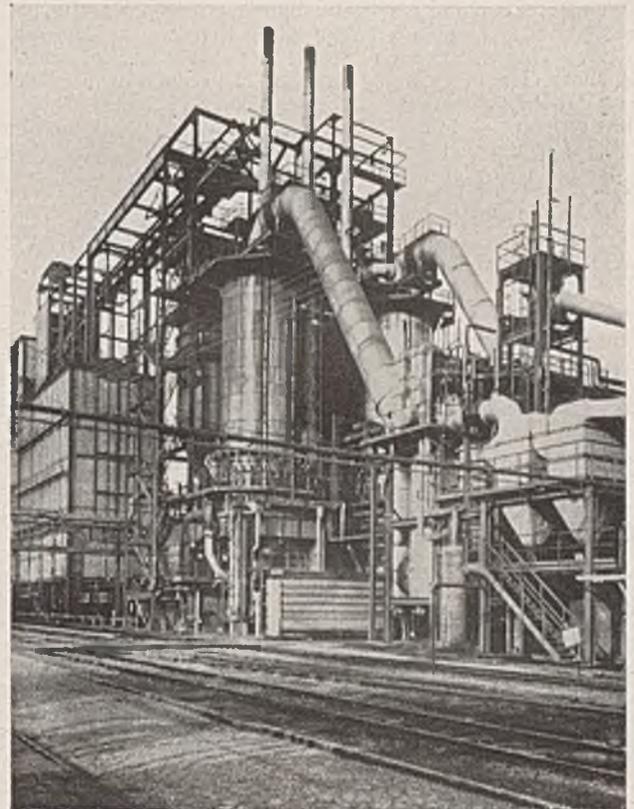


Abb. 2.

Es folgte ein Vortrag von Baudirektor Ernst „Stahl im Industriebau“, den Obergeringieur Gehlen von der Mineralölbau-G. m. b. H. zu Gehör brachte. Behandelt wurden in dem Vortrage sehr umfangreiche Bau-

<sup>2)</sup> Stahlbau 1938, Heft 12, S. 92.

werke und Treibstoffanlagen neuester Zeit. Es wurden Vor- und Nachteile der beiden Bauweisen Eisenbeton und Stahl bei Bauten der chemischen Industrie gegeneinander abgewogen und Beweise erbracht, daß man durch Verwendung möglichst günstiger statischer Systeme und durch beste konstruktive Durchbildung der Tragwerke beachtliche Stahl- und Kostenersparnisse zu erzielen vermag. So wurden in einem Falle statt genietetem Rahmen mit je 15,9 t Gewicht geschweißte Rahmen aus Walzprofilen mit nur 12,15 t Gewicht verwendet (Abb. 2). An anderer Stelle konnte man dank einer sachgemäßen Entwurfsbearbeitung bei einer Halle von 22 m Stützweite den Stahlbedarf von 14,8 kg/m<sup>3</sup> auf 12,6 kg/m<sup>3</sup> umbauten Raum herabsetzen. Fast durchweg entschied man sich für den Stahl, und zwar aus betriebstechnischen, terminlichen und wirtschaftlichen Gründen. Ein Hinweis auf die großen Vorteile der Anwendung dynamischer Baugrunduntersuchungen bildete den Abschluß des Vortrages.

Eine besondere Aufmerksamkeit schenkte man dem folgenden Redner, Reichsbahndirektor Geheimrat Dr. Schaper, der über

„St 52 im Bauwesen“

sprach. Die Erfahrungen, die man mit St 52, genietet wie geschweißt, gesammelt hat, sind durchweg gute. Die in letzter Zeit beobachteten Mängel beim Schweißen dicker St 52-Bleche gaben Veranlassung zu eingehenden und umfangreichen Versuchsarbeiten, deren bisherige Ergebnisse vom Redner mitgeteilt wurden. Weitere Versuchsarbeiten werden die rechten Wege weisen, die zur endgültigen Behebung der aufgetretenen Mängel bei voller Beherrschung geeigneter Arbeitsverfahren führen werden<sup>3)</sup>.

Reichsbahnoberrat Dr. Krabbe, München, sprach dann

„Zur Frage der richtigen Größe des Stoßbeiwertes im Stahlbrückenbau“.

Die Frage nach der tatsächlichen Größe der Stoßzahlen für Eisenbahnbrücken muß unter Berücksichtigung der lotrechten Verformungen des Gesamttragwerks beantwortet werden. Entsprechende Ermittlungen sind an verschiedenen Fachwerkbrücken durchgeführt worden. Die gemessenen Durchbiegungen ergeben in Gemeinschaft mit den ermittelten „statischen Kennwerten“ der Brücke ein Gleichungssystem für die „Ersatzlasten“. Der „dynamische Kennwert“, der mit in Rechnung gestellt werden muß, wird mit dem Schwinger ermittelt. Aus den Krabbeschen Untersuchungen<sup>4)</sup> kann der Schluß gezogen werden, daß der für fachwerkgegliederte Eisenbahnhauptträger von mehr als 50 m Stützweite eingeführte Stoßwert vermindert werden kann. Der Vortragende errechnete den dynamischen Beiwert für die Hauptträger mittlerer Stützweite (bei Brücken ohne Schotterbett) zu 1,15 für die Gurtstäbe und zu 1,21 für die Diagonalen. —

Den Abschluß der fachwissenschaftlichen Erörterungen bildete ein Vortrag von Prof. van Genderen Stort, Den Haag, über

„Verwendung des Stahles im Hochbau des europäischen Auslandes“.

Mit dem eigentlichen Skelettbau wurde in Europa zuerst in England begonnen; 1851 entstand gelegentlich der Londoner Weltausstellung der (inzwischen durch Brand zerstörte) schmiedeeiserne „Kristallpalast“. Um zu sehen, ob der Bau auch halten wird, ließ man auf der Galerie zunächst einen Trupp Soldaten antreten; der Erfolg war zufriedenstellend, und ängstliche Gemüter waren beruhigt. Neuerdings wurden bei der Erweiterung der Regentstreet in London sämtliche 84 neuen Gebäude in Stahlskelettbau errichtet. — In Frankreich wurde das erste Stahlskeletthaus 1871 erbaut; es war die von Architekt Jules Saunier erbaute Schokoladenfabrik Menier in Noistel s. M. Richtig in Aufnahme kam die Bauweise

<sup>3)</sup> Diesen Vortrag s. Bautechn. 1938, Heft 48, S. 649 ff.

Die Schriftleitung.

<sup>4)</sup> Vgl. auch Stahlbau 1937, Heft 26, S. 201.

in Frankreich aber erst vor etwa zehn Jahren; zwischen 1928 und 1932 wurden in Paris allein nicht weniger als 104 Stahlskelettgebäude (mit mehr oder weniger Geschmack) errichtet. — Die Amerikaner begannen, wohl unabhängig von den Franzosen, um 1883 mit den ersten, sechsgeschossigen Gebäuden. Die weitere Entwicklung bis zum Empire State Building ist bekannt. — In Belgien, wie auch in Italien und Polen, wird jetzt meistens geschweißt (Abb. 3). Das höchste Gebäude Europas ist das Gebäude der Allgemeinen Bankverenging in Antwerpen mit 84 m Höhe.

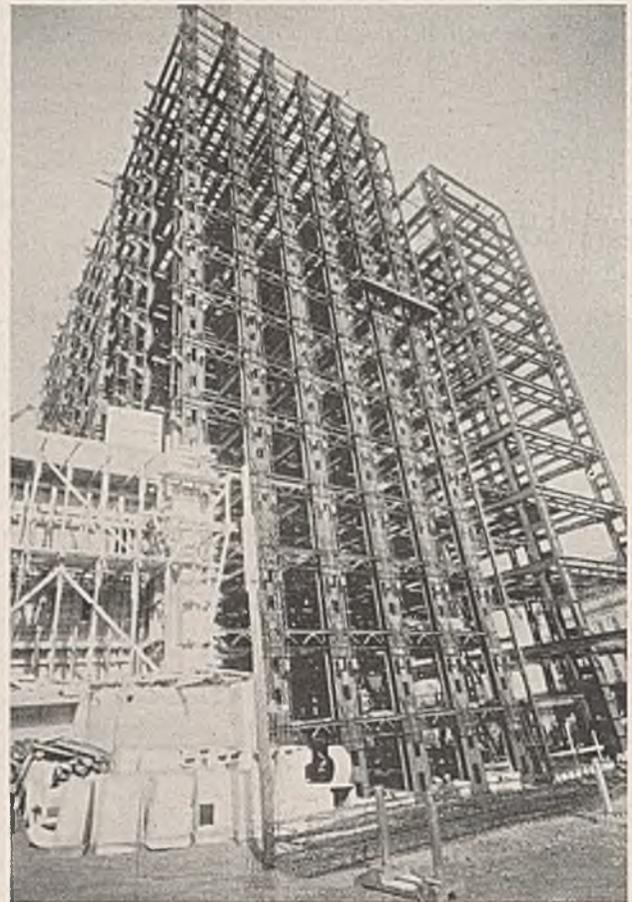


Abb. 3. Skelett für das neue Museum für Naturgeschichte in Brüssel.

— In Holland verkleidet man neuerdings, deutschem Geschmack weniger entsprechend, die Wände mit Stahlblechen. — Die Entwicklung in Deutschland ist bekannt; der erste größere Stahlskelettbau ist vermutlich das im Jahre 1890 von Harkort erbaute Elblagerhaus in Magdeburg. Nach Ansicht des Vortragenden wird in Zukunft die Skelettbauweise, insbesondere die geschweißte Ausführungsart, dank besonderer Vorzüge in Deutschland wie im Auslande noch vielfache Anwendung finden.

C. Kersten.

Alle Rechte vorbehalten.

## Bericht über die Hauptversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik.<sup>1)</sup>

Aus der Fülle der Vorträge, die auf der vom 17. bis 19. Oktober 1938 in Wien stattgefundenen Hauptversammlung gehalten wurden, können hier nur einige, für unsere Leser besonders wichtige hervorgehoben werden.

Dozent Dr. Fritz Regler, Wien, sprach über „Grundlagen und Anwendung der röntgenographischen Feingefügeuntersuchung für die Werkstoffprüfung.“ Die Beurteilung der Werkstoffeigenschaften aus dem röntgenographischen Feingefügebild geschieht nur mittelbar, und zwar über die Beugungseigenschaften der Röntgenstrahlen am Kristallgitter der Werkstoffe. Eine erfolgversprechende Anwendung der röntgenographischen Feingefügeuntersuchung in der Werkstoffprüfung setzt daher die grundlegende Kenntnis der Beugungseigenschaften der Röntgenstrahlen an Kristallen voraus. Natürlich können im Feingefügebild nur solche Werkstoffeigenschaften erfaßt werden, die entweder auf röntgenographisch erfaßbare Eigenschaften der Elementarzelle selbst oder auf der Lage der Kristalle gegeneinander beruhen. Als Eigenschaften der Elementarzelle sind das Kristallsystem, die Gitterabmessungen, die Anordnung der Atome in der Elementarzelle (d. i. Struktur) und der Grad der Störung des Gitteraufbaues zu nennen, während unter die Anordnung der Kristalle die Bestimmung der Kristallgröße und der gegenseitigen Kristallanordnung durch Wachstum oder Bearbeitung, also die Textur fallen.

In vielen Fällen wird es notwendig sein, erst die Auswirkung einer bestimmten Werkstoffeigenschaft auf das Kristallgitter zu studieren, bevor aus den kristallographischen Eigenschaften die Beurteilung des Werk-

stoffs möglich ist. Da häufig verschiedene Werkstoffbehandlungen die gleichen Gitterveränderungen hervorrufen, ist für den Werkstoffprüfer die Kenntnis aller Nebenumstände nötig, um aus dem Röntgenbilde richtige Schlüsse für die Praxis zu ziehen. Unter Beachtung der angeführten Einschränkungen leistet die röntgenographische Feingefügeuntersuchung in der Hand geschulter Fachleute allerdings wertvolle Dienste.

Einige wichtige Anwendungsgebiete der Verfahrens sind zunächst alle Fragen der Legierungskunde, da sowohl die Änderung des Kristallgitters, als auch die Lage der Zusatzelemente im Gitter röntgenographisch erfaßt werden kann. Ferner fallen alle Fragen des Härtens und der Vergütung der Metalle in dieses Gebiet. Umfangreich ist das Anwendungsgebiet der Röntgenstrahlen beim Studium und Nachweis von Verformungen, Ermüdungserscheinungen und elastischen Spannungen. Besonders Werkstoffverformungen und -ermüdungen wurden vom Vortragenden in vielen hunderten praktischen Fällen studiert, und zwar führten die Untersuchungen fast ausnahmslos zur Klärung der gestellten Fragen.

Mit besonderem Erfolg verwendete der Vortragende die Feingefügeuntersuchung bei der Erforschung der durch den Schweißvorgang verursachten Verformungen, bei der Erfassung des Ermüdungszustandes von Lokomotivachsen und großen Brückentragwerken. Durch Untersuchungen an Eisenbahnschienen wurde die Ursache von zahlreichen Brüchen aufgedeckt und beseitigt.

Wenn die röntgenographische Feingefügeuntersuchung vorläufig nur in den Händen von Fachleuten brauchbare Ergebnisse liefert, so ist doch zu erwarten, daß die durch diese Untersuchungsart sich ergebenden wertvollen Erkenntnisse zu ihrer stetigen Förderung führen werden. Rege

<sup>1)</sup> Bautechn. 1938, Heft 44, S. 599.

Zusammenarbeit von Forschung und praktischem Betrieb sowie Schulung der Jugend an den Technischen Hochschulen werden im Laufe der Zeit eine breitere Anwendung des Verfahrens ermöglichen. —

Prof. Dr. Richard Grün, Düsseldorf, besprach die „Bestimmung feinsten Bestandteile in Betonzuschlagstoffen.“ Die Einwirkung feinsten Bestandteile in Betonzuschlagstoffen ist nicht immer klar. Bisweilen führen diese feinsten Anteile zu starken Qualitätsverschlechterungen, in anderen Fällen können sie, z. B. bei Tonzumischungen, ohne allzu große Festigkeitsbeeinflussung die Wasserdichtigkeit erhöhen. Es ist deshalb notwendig, nicht nur zu erörtern, wie diese feinsten Bestandteile im Betonzuschlagstoff bestimmt werden, sondern auch diese feinsten Anteile selbst zu untersuchen auf ihre chemische Zusammensetzung und Korngröße, um aus den Ergebnissen dieser Untersuchung schließen zu können auf die Wirkung. Aus eingehenden Versuchen läßt sich unter Umständen eine Grenze für die zulässige Menge an abschlammenden Bestandteilen finden.

Im ersten Teile der Arbeit wurden an den vorhandenen Sanden aus der Praxis entsprechend dieser Ausführung die abschlammenden Anteile bestimmt, nachdem ein geeignetes Verfahren, nämlich das von Harkort, sich als brauchbar erwiesen hatte. Weiter wurde dann die Korngröße dieser abgeschlammten Bestandteile bestimmt nach dem Verfahren Andreasen und ihre chemische Zusammensetzung analytisch festgestellt. Schließlich wurde auch ermittelt, welche Eigenschaften die geprüften Sande hatten, einerseits so lange sie diese abschlammenden Bestandteile enthielten, andererseits nach Entfernen dieser Bestandteile durch Waschen. Die Untersuchung erstreckte sich auf Festigkeit, Wasserdurchlässigkeit, Schwindneigung und Frostbeständigkeit des Betons. — Im zweiten Teile der Arbeit wurde der an sich reine Natursand künstlich mit abschlammenden Bestandteilen, so z. B. mit Ton in verschiedenen Prozentsätzen „verunreinigt“, um auf diese Weise zu sehen, wie die so zugesetzten Feinstanteile auf die verschiedenen Eigenschaften des Betons wirken.

Die Arbeit gibt Aufschluß über die zweckmäßigste Art der Bestimmung, über die Wirkung einiger geprüfter abschlammender Anteile und bringt Anregungen bezüglich der festzusetzenden Arbeitsweise und der Grenze für die Höhe der abschlammenden Bestandteile. —

Prof. Dr. J. Liese, Eberswalde, behandelte „Die einheitlichen Prüfverfahren von Holzschutzmitteln gegen Fäulnis und Insekten“. Zur Beurteilung der Wirksamkeit von Holzschutzmitteln sind Kurzprüfverfahren im Laboratorium unbedingt erforderlich, da Außenversuche viele Jahrzehnte andauern können. Diese Prüfungen werden unter Verwendung der natürlichen Feinde des Holzes, also der holzerstörenden Pilze und Insekten durchgeführt. Sie haben bei den Schwammenschutzmitteln wesentliche Verbesserungen erfahren, indem die früher übliche Verwendung von künstlichem Nährboden fallen gelassen worden ist, und statt dessen mit der Holzsubstanz selbst gearbeitet wird. Das in Deutschland entwickelte „Klötchenverfahren“ benutzt Glasgefäße, in denen zunächst ein wichtiger holzerstörender Pilz rasenförmig gezüchtet wird; auf diesen gelangen dann zwei Holzklötchen gleicher Beschaffenheit, von denen das eine unvergiftet bleibt und zur Beurteilung der Pilztätigkeit dient, das andere dagegen mit einer bestimmten Konzentration des zu untersuchenden Schutzmittels zuvor getränkt worden ist. Zur Prüfung eines Mittels ist eine größere Anzahl derartiger Schalen erforderlich, wobei die getränkten Klötchen mit steigenden Konzentrationen des Schutzmittels versehen werden. Nach vier Monaten folgt der Ausbau: die nicht behandelten oder mit zu geringer Konzentration versehenen Klötchen zeigen starken Angriff, der sich im Gewichtsverlust (oft über 50% Anfangsgewicht) bemerkbar macht. Die Mindestkonzentration, bei der ein Pilzbefall nicht mehr eintritt, gibt die Möglichkeit einer vergleichenden Beurteilung des betreffenden Mittels mit den bereits bekannten Präparaten. Das Klötchenverfahren liegt in Deutschland und England dem Normenausschuß zur Anerkennung als amtliche Untersuchungsmethode vor.

Die Prüfung von Holzschutzmitteln gegen Insekten hat erst in neuerer Zeit im Zusammenhang mit dem stärkeren Auftreten des Hausbocks Interesse gefunden. Die vorgeschlagenen Arbeitsweisen verwenden ebenfalls den lebenden Schädling, also Hausbocklarven, und mit bestimmter Konzentration des zu untersuchenden Mittels behandelte Holzklötze.

Geben derartige Arbeitsverfahren auch die Möglichkeit zu einer schnellen Feststellung der pilz- bzw. insektenwidrigen Eigenschaft eines Holzschutzmittels, so genügt dies aber nicht allein für eine allgemeine Beurteilung. Auch die sonstigen Eigenschaften des Mittels, besonders sein Verhalten zur Holzsubstanz, Eisen, Beton und anderen Baustoffen, ferner seine Wirkung auf Mensch und Tier müssen festgestellt werden. Schließlich ist seine Beständigkeit von Bedeutung; auch hierüber sind bereits Vorarbeiten durchgeführt worden, so daß die für die Praxis so wichtige Frage nach der Auslaugbarkeit und Verdunstbarkeit von Holzschutzmitteln alsbald ebenfalls nach einem allgemein anerkannten Laboratoriumsverfahren gelöst werden wird. —

Direktor Dr.-Ing. F. Rapatz, Düsseldorf, sprach über „Zeitgemäße Fragen der Schweißprüfung“. Das Wachsen der Schweißtechnik in den letzten 15 Jahren war so stürmisch, daß sie der Entwicklung der Prüfverfahren vorauselte. Auch heute ist man sich über die Art und Notwendigkeit der anzuwendenden Prüfungen noch nicht im klaren. Die Schwierigkeit liegt darin, daß die Schweißverbindung ein neuartiges Konstruktionselement sowohl von der werkstofflichen Seite, wie der Form nach ist. Das Schweißen unterscheidet sich in dieser Hinsicht vom Nieten und von der Herstellung durch Guß. Eine weitere Erschwerung tritt dadurch ein, daß man im höheren Maße als sonst von der Verlässlichkeit des Arbeiters abhängig ist und daß daher zu der Prüfung des Grundwerkstoffes und der Schweißdrähte noch die Prüfung des Schweißers hinzukommt.

Die beiden für den Konstrukteur wichtigsten Prüfverfahren sind die Feststellung der Festigkeit und der Schwingungsfestigkeit. Erstere gibt dem Konstrukteur Anhaltswerte für die Belastbarkeit bei ruhender und letztere bei schwingender Last. Die Festigkeitsprüfung bietet, bei Beachtung einiger Vorsichtsmaßregeln, keine Schwierigkeit, und es ist auch bei Festigkeiten bis zu etwa 55 kg/mm<sup>2</sup> in der Schweißnaht nicht schwer, dieselbe Festigkeit zu erhalten wie im Grundwerkstoff. Viel schwieriger ist die Feststellung der Schwingungsfestigkeit, weil diese nicht allein von dem Werkstoff, sondern auch von der Form abhängig ist. Trotz dieser Schwierigkeiten ist die Feststellung der Schwingungsfestigkeit als Erprobung schon für einige Verwendungszwecke eingeführt und als wesentlicher Fortschritt zu betrachten.

Behelfsmäßig werden für die Schweißverbindungen auch noch Biege- winkel, Dehnung und Kerbzähigkeit bestimmt. Man will dadurch Sicherheit gegen Überbeanspruchung haben. Dies dürfte aber bezüglich der Dehnung und des Biege winkels nur dann mit Recht anzunehmen sein, wenn es sich um statische Überbeanspruchungen handelt. Die Berechtigung des Verlangens nach hohem Biege winkel und hoher Kerbzähigkeit wird übrigens von vielen Fachleuten bestritten.

Daneben werden auch noch mit Hilfe von Röntgenstrahlen Prüfungen auf Dichtheit des Schweißgutes vorgenommen. Außer dieser schon mit Erfolg verwendeten Prüfung gibt es auch noch magnetische und akustische Prüfungen, die sich noch weniger eingeführt haben.

Trotz aller dieser vielen Verfahren sind vor allem bei der Verschweißung fester Stähle einige Schadensfälle aufgetreten (s. S. 650), die zwar im Verhältnis zur Anzahl der durchgeführten Schweißungen gering sind, aber doch Aufsehen erregt haben und die Anwendung der Schweißtechnik in manchen Belangen aufhalten.

Man hatte vielleicht zu wenig Rücksicht auf die Prüfung des zu verschweißenden Werkstoffes selbst genommen. Vor allem müßte man die Anfälligkeit zur Aufhärtung neben der Schweißstelle zum Gegenstande der Prüfung machen. Auch wäre es vielleicht angezeigt, die praktischen Verhältnisse durch weitere einfache technologische Proben, z. B. die Prüfung des Einbrandes, die Prüfung der guten Wurzelverschweißbarkeit mehr zu berücksichtigen, in der Erkenntnis, daß Schweißfehler häufig die Ursache von Mißerfolgen sind. Diese Verfahren sind zwar heute zur Einführung nicht reif, aber schon erörterungsfähig. Wichtig wäre es auch, ein brauchbares Verfahren zu finden, das die Rissempfindlichkeit einer Schweißverbindung vorher prüft. —

„Die Bewertung und Prüfung natürlicher Steine“ war das Thema eines Vortrages von Prof. Dr. F. Grengg, Wien. Trotz der Gleichheit einzelner Prüfungsverfahren ist die Untersuchungstechnik natürlicher Gesteine von der anderer Werkstoffe wesentlich verschieden. Die Ursache hierfür liegt einerseits darin, daß bei ihnen (wie bei den Baustoffen im allgemeinen), die Witterungseinwirkungen mit statischen oder dynamischen Beanspruchungen ineinandergreifen; andererseits ist sie in der Vielfältigkeit dieses uns von der Natur vorgegebenen Baustoffes begründet. Kein anderer Baustoff kommt dem Naturgestein in der Veränderlichkeit von stofflichem Bestande, Groß- und Kleingefüge auch nur annähernd gleich. Die Eigenschaften der Naturgesteine können, sowohl was Stoffbestand, als auch was Korngröße, Kornverband und Klüftung betrifft, im beschränkten Bereich eines Vorkommens vielfältig wechseln. Daher erfordert eine allgemeine, verschiedene Verwendungsbereiche umfassende Beurteilung gewissermaßen ein Einleben in die Natur jedes einzelnen Vorkommens, jeder einzelnen Probe. So greifen hier zwei einander in Auffassung und Arbeitstechnik fremde Fachgebiete ineinander: die geologische bzw. petrographische Arbeitstechnik und das Materialprüfungswesen. Die Untersuchungstechnik beginnt an der Lagerstätte, setzt im Laboratorium mit beschreibenden Gesteinsuntersuchungen und ziffernmäßig faßbaren Prüfungsgängen fort und endet vielfach erst an der Baustelle, bei Beobachtung alter Bauten usw.

Auf dem Gebiete der Prüfung natürlicher Gesteine haben in der Ostmark schon Hanisch und Rosiwal reiche Arbeit geleistet. Im Zuge der mit 1923 begonnenen Normungsarbeiten wurde dieses Fragegebiet eingehend bearbeitet. Als Ergebnis hat sich hier eine ziemlich bewegliche, dem Gestein als Naturerzeugnis gerecht werdende Untersuchungstechnik ausgebildet, die ein geschlossenes Bild von den Gesteinseigenschaften, seinen Vorteilen und Nachteilen für die wesentlichen Verwendungszwecke unter Berücksichtigung der Schwankungen der Eigenschaften innerhalb eines Vorkommens zu entwerfen gestattet. Die Untersuchungstechnik umfaßt daher stets eine größere Anzahl von Prüfungsverfahren, unter denen sich sowohl reine Stoffprüfungsverfahren, als auch der besonderen Verwendung gerecht werdende Gebrauchsprüfungen finden.

Bei Neuordnung der Untersuchungstechnik natürlicher Gesteine bereitete die Beurteilung der Wetterbeständigkeit besondere Schwierigkeiten. Um Fehldiagnosen zu vermeiden, müssen hier die Zeit und die besonderen Verhältnisse am Bauwerk eingehend berücksichtigt werden. Unter Zugrundelegung der in den letzten Jahren auf dem Gesamtgebiete der Baumaterialverwitterung geleisteten umfangreichen Arbeiten steht auch dieser Abschnitt der Prüfungsmethodik vor einem befriedigenden Abschluß.

Das Hauptinteresse für die Prüfung natürlicher Baustoffe ging in der Ostmark vom Straßenbau aus, so daß sich die Prüfungstechnik hauptsächlich in Richtung auf diesen Verwendungszweck entwickelte. Dabei ergab sich auch eine Mitbeurteilung des nahen Untergrundes, was eine Ausdehnung der Felsgesteinsuntersuchung auf Bodenarten zur Folge hatte. Hier war vorerst eine nähere Abgrenzung der wichtigsten Bodenarten nötig, da sich zeigte, daß durch Verwechslungen (z. B. Lehm mit Mehlsand) Unklarheiten und Fehlmeinungen entstanden, die der richtigen Fragestellung hindernd im Wege standen.

## Vermischtes.

Der neue Schwenkbagger zum Aufschluß der Grube „Anna Süd“. Im Dezember 1937 kam zum Neuaufschluß der genannten Grube der Niederlausitzer Kohlenwerke AG ein großer Schwenkbagger in Betrieb, der einige bauliche Besonderheiten aufweist und der größte von der Fried. Krupp AG gebaute Bagger dieser Art ist.

werden kann. Da die Federung in der Kupplung dem übertragenen Drehmoment proportional ist, wird sie zum Steuern des Ausschaltens der Kupplung benutzt. Im Falle des Überlastens wird bei einem bestimmten, einstellbaren Drehmoment ein Steuerventil ausgelöst, das sofort die Luftzufuhr abschaltet und die Luft aus den Zylindern austreten läßt. Auf

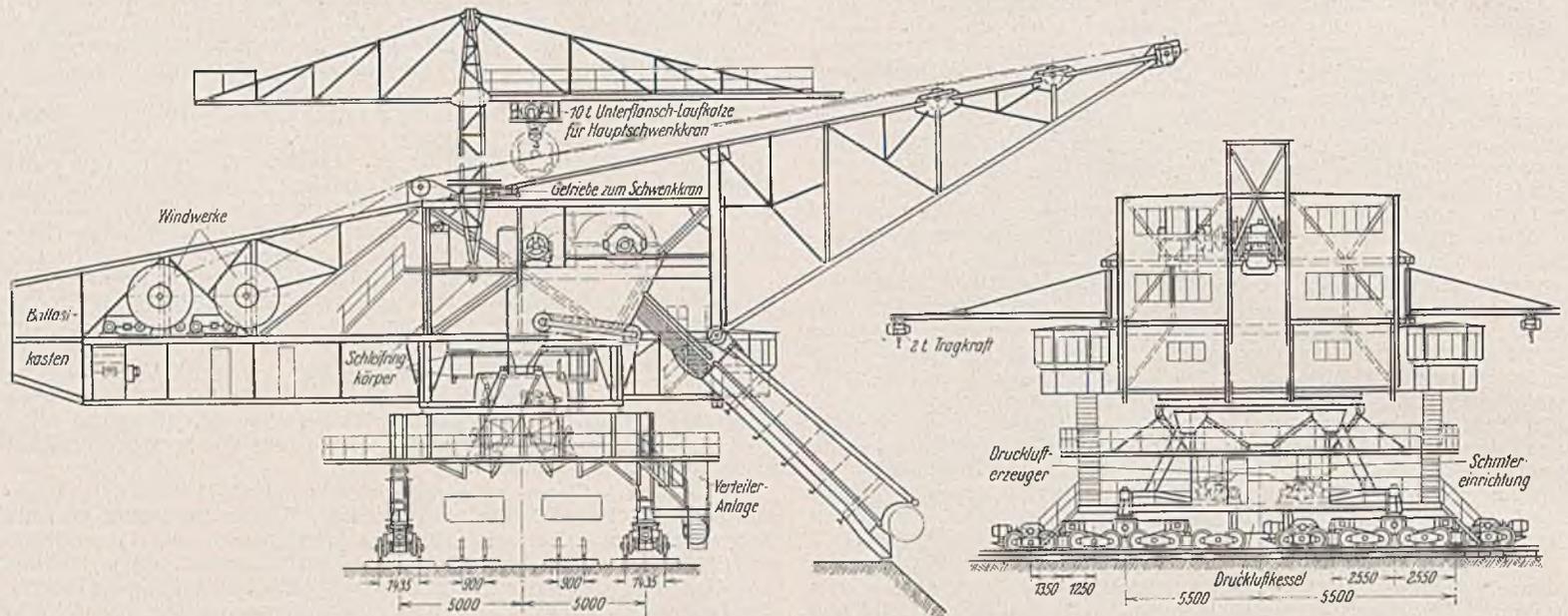


Abb. 1. Schwenkbagger der Grube „Anna Süd“.  
(Vorlage Fried. Krupp AG.)

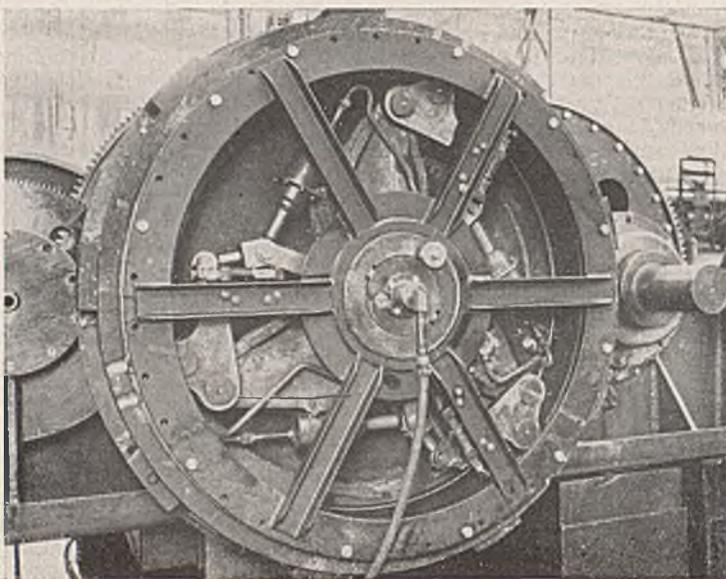


Abb. 2. Druckluft-Sicherheitskupplung zum Schutze des Antriebes der Eimerkette vor zu großen Überlastungen.  
(Bauart Fried. Krupp AG.)

diese Weise wird die Verbindung der beiden Wellen sehr schnell unterbrochen und dadurch vermieden, daß im Eimerkettenantrieb größere Momente auftreten, als vorher an der Kupplung eingestellt waren. Nach Beseitigen der Ursache des Überlastens ist die Einrichtung durch Einschalten der Druckluft sofort wieder betriebsfähig.

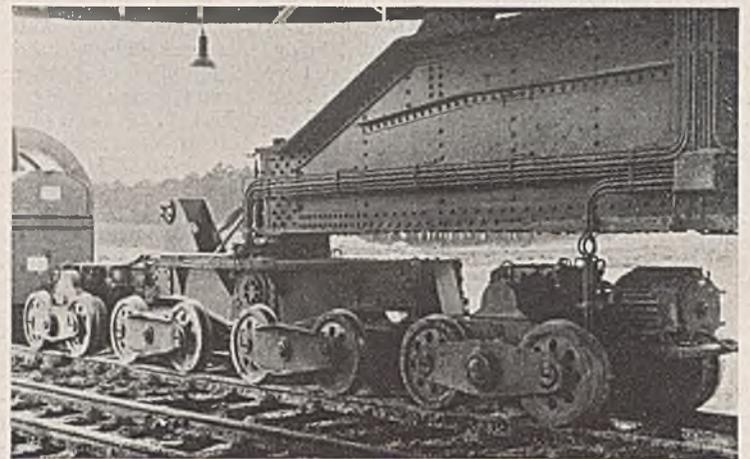


Abb. 3.  
Ein Fahrgestell des Baggers, der auf vier solchen Fahrgestellen ruht.  
(Bauart Fried. Krupp AG.)

Bei einem Eimerinhalt von 800 l leistet der Bagger (Abb. 1) 1000 m<sup>3</sup>/h gewachsenen Boden und erreicht eine Baggertiefe von 23 m (Schnittwinkel 45°) oder in der Hochschnittstellung eine Abtraghöhe von 20 m.

Im Antrieb zur Eimerkette, die durch einen 800-PS-Motor in Bewegung versetzt wird, ist eine neuartige Sicherheitskupplung eingebaut (Abb. 2), die beim Überlasten und Festfahren der Eimerkette die Antriebswelle vom Motor trennt. In dieser Kupplung sind die beiden gleichachsigen Wellen derart verbunden, daß durch drei Druckluftzylinder die zugehörigen Druckstücke, die an drei Armen eines Armkreuzes auf der einen Welle (I) angebracht sind, in die zugehörigen Aussparungen eines Ringes auf der anderen Welle (II) gedrückt werden. Da zwischen den Druckstücken und dem Ring keine gegenseitigen Bewegungen möglich sind, tritt keine Abnutzung der unter hohem Flächendruck stehenden Teile ein. Der erwähnte Ring mit den Aussparungen auf der Welle (II) ist ferner durch eine Anzahl Schraubenfedern mit einer Scheibe auf der Welle (I) verbunden, so daß die Sicherheitskupplung in eingerücktem Zustande wie eine elastische Federkupplung wirkt. Dabei ist die Nachgiebigkeit sehr groß, da sich die Kupplungswellen nur langsam drehen und an der Motorwelle ein Verdrehungswinkel der Kupplungsteile gegeneinander von 180° möglich ist. Die Stöße in der Eimerkette, die beim Baggen nicht zu vermeiden sind, werden daher von der Kupplung besser abgeschwächt, als es durch eine gewöhnliche Federkupplung auf der Motorwelle mit einem Verdrehungswinkel von nur wenigen Graden erreicht

Der torartige Unterbau mit einer Stützwelle von 10 m fährt auf 64 Rädern, die zu vier Gruppen von je 16 Rädern zusammengefaßt sind (Abb. 3). 16 Räder werden durch vier Motoren mit zusammen 70 PS Leistung angetrieben. Infolge der Leonard-Schaltung der Motoren läßt sich die Fahrgeschwindigkeit stufenlos zwischen 2 und 10 m/min einstellen.

Der schwenkbare Oberteil wird durch einen Doppelschneckenantrieb gedreht, bei dem zwei Ritzel in den Zahnkranz der Kugelbahn von 8 m Durchmesser eingreifen. Durch eine Lamellen-Rutschkupplung werden zu große, seltliche Beanspruchungen an der Eimerkette verhindert.

Die im Bagger eingebauten Motoren, die zusammen 1200 PS leisten, werden durch Drehstrom von 3000 V oder nach Umformung von 380 V Spannung betrieben. Vom festen Unterbau wird der Strom dem schwenkbaren Oberteil durch einen im Ringträger untergebrachten Schleifringkörper zugeführt.

**INHALT:** Der hochwertige Baustahl St 52 im Bauwesen. — Die Schweißarbeiten am Storchenteg in Wien. — Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Stahlbau-Verbandes. — Bericht über die Hauptversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Techn. — Vermischtes: Der neue Schwenkbagger zum Aufschluß der Grube „Anna Süd“.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.  
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.  
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.