DER BAUINGENIEUR

18. Jahrgang 17. September 1937 Heft 37|38

NEUE DEUTSCHE FORSCHUNGSARBEITEN UND AUSFÜHRUNGEN AUF DEM GEBIETE DES STAHLBRÜCKENBAUES[1].

Von G. Schaper.

England ist das klassische Land der Brücken. In England ist die erste eiserne Brücke der ganzen Welt, die berühmte gußeiserne Bogenbrücke über den Severn (Abb. 1) in den Jahren 1776—1779 entstanden. Ihr genialer Erbauer Darby ist

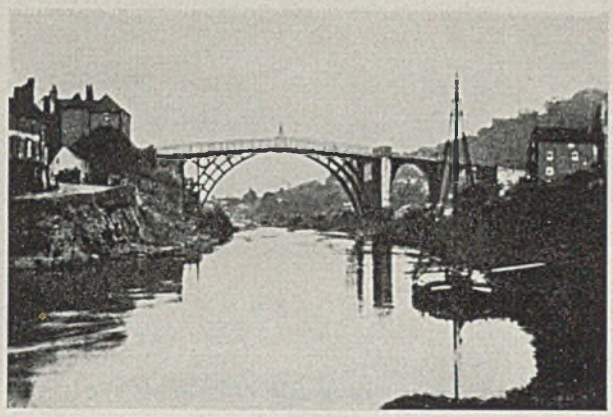

Abb. 1. Brücke über den Severn.

damit der Schöpfer und Lehrmeister des Stahlbrückenbaues überhaupt geworden.

In England ist in den Jahren 1846—1850 die große Britanniabrücke über die Menaistraße gebaut worden (Abb. 2), die nun schon fast 100 Jahre ihren Zweck erfüllt und die in ihrer wundervollen, strengen, edlen Form unübertrefflich ist und als klassisches Baudenkmal von den großen schöpferischen Konstruktions- und Gestaltungskräften der englischen Ingenieure Zeugnis ablegt.

In England gelang in den Jahren 1882—1890 der Bau der ge-

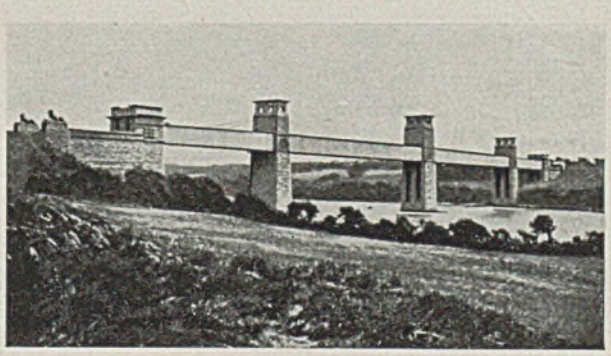

Abb. 2. Britanniabrücke.

waltigen Brücke über den Firth of Forth (Abb. 3), deren Wucht und Kühnheit noch heute von allen Ingenieuren der Welt uneingeschränkt bewundert wird. Der deutsche Brückenbau hat solch gewaltige Bauten wie die Firth of Forth-Brücke nicht aufzuweisen.

Er hat sich aber bemüht, in der Baustofffrage und in der Anwendung neuer Bauarten fortschrittlich zu sein und die Regeln der Statik und der Konstruktion mit den Forderungen guter Formgestaltung zu vereinen.

Die große Zunahme der Lasten der Lokomotiven und Wagen gab der Deutschen Reichsbahn den Anlaß, die Stahlwerke zur Erzeugung eines Stahles anzuregen, der höherwertiger als der übliche Baustahl St 37 ist und der es ermöglicht, die großen Stahlbrücken zweckmäßiger und wirtschaftlicher zu bauen. Aus langen Forschungen und Versuchen in dieser Richtung ist der deutsche hochwertige Baustahl St 52 entstanden.

Nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn müssen bei St 52 betragen:

Bei Walzdicken bis 18 mm die Festigkeit 5200 bis 6200 kg/cm², die Streckgrenze mindestens 3600 kg/cm² und die Bruchdehnung längs der Walzrichtung mindestens 20% und quer dazu mindestens 18%;

bei Walzdicken über 18 mm bis 30 mm die Festigkeit 5200 bis 6400 kg/cm², die Streckgrenze mindestens 3500 kg/cm² und die

Abb. 3. Brücke über den Firth of Forth.

Bruchdehnung längs der Walzrichtung mindestens 19% und quer dazu mindestens 17%;

bei Walzdicken über 30 mm die Festigkeit 5200 bis 6400 kg/cm², die Streckgrenze mindestens 3400 kg/cm² und die Bruchdehnung längs der Walzrichtung mindestens 18% und quer dazu mindestens 16%.

Die zulässigen Beanspruchungen liegen im allgemeinen 50% höher als bei dem Baustahl St 37.

Der Baustahl St 52 hat wie alle hochwertigen Baustähle, wie z. B. auch der Nickelstahl die Schwäche, daß die Ursprungsfestigkeit — das ist die Dauerfestigkeit, die bei einer wechselnden Beanspruchung zwischen 0 und einer oberen Grenze erreicht wird — bei den gelochten Stäben und den Nietverbindungen nicht wesentlich höher liegt als die Ursprungfestigkeit des Baustahls St 37. Mit steigender Vorlast nimmt aber die bei der Ursprungsfestigkeit vorhandene Schwingungsweite 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 allen Straßenbrücken werden die der Berechnung zugrunde

[1] Nach einem am 18. 3. 1937 vor der Institution of Structural Engineers und der Institution of Civil Engineers in London gehaltenen Vortrage.

gelegten Verkehrslasten in ihrer ungünstigsten Zusammenstellung fast nie auftreten. Die Dauerfestigkeit spielt bei den Straßenbrükken also keine wesentliche Rolle. Bei den Straßenbrücken können daher die hohen Festigkeitseigenschaften des St 52 uneingeschränkt ausgenutzt werden.

Bei den Eisenbahnbrücken mit stärkerem Zugverkehr treten die rechnungsmäßigen Lasten oft auf; bei ihnen spielt deshalb die Dauerfestigkeit eine wesentliche Rolle.

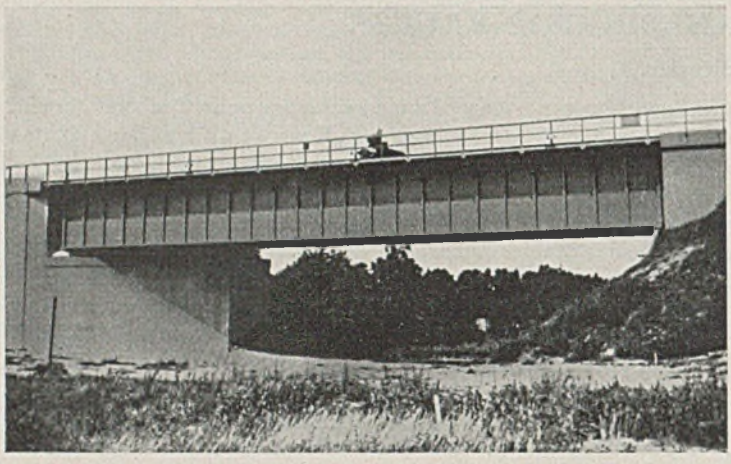

Abb. 4. Geschweißte Eisenbahnbrücke.

Bei kleineren Eisenbahnbrücken, deren Bauglieder im Verhältnis zu den Beanspruchungen aus den Betriebslasten nur geringe Eigengewichtsspannungen haben, ist der Baustahl St 52 nicht am Platze, wohl aber bei großen Eisenbahnbrücken, bei denen die meisten Bauglieder eine hohe Vorlast und nur wenige Bauglieder eine geringe Vorspannung haben. Bei den letzteren muß die zulässige Spannung entsprechend ermäßigt werden.

Bei kleineren Eisenbahnbrücken scheidet der St 52 ebenso wie bei kleineren Straßenbrücken schon aus Gründen der Wirtschaftlichkeit aus, da der St 52 teurer als der St 37 ist und daher erst bei größeren Brücken durch große Gewichtsersparnis dem St 37 wirtschaftlich überlegen ist.

Für große Eisenbahnbrücken und große Straßenbrücken ist der Baustahl St 52 der gegebene Baustoff. Bei diesen Brücken können durch Verwendung des St 52 gegenüber dem St 37 bis zu 15% Kostenersparnis erzielt werden.

Abb. 5. Rahmenbrücke.

Um die Schweißbarkeit des Baustahls St 52 unter allen Umständen zu gewährleisten, d. h. um eine Neigung zum Härten beim Schweißen und zur Rissebildung auszuschließen, wurde neuerdings hinsichtlich seiner chemischen Zusammensetzung vorgeschrieben, daß der C-Gehalt 0,20%, der Si-Gehalt 0,50%, der Mn-Gehalt 1,2% und der Cu-Gehalt 0,55% nicht überschreiten soll. Hierzu werden zusätzlich zugelassen: entweder 0,30% Mn oder 0,40% Cu oder 0,20% Mo. Der Schwefel- und Phosphorgehalt soll höchstens je 0,06%, zusammen höchstens 0,1% betragen.

In Deutschland werden heute an der Stelle von gegliederten Trägern vollwandige Balken soweit ausgeführt, wie es die Wirtschaftlichkeit irgendwie zuläßt. Bei Straßenbrücken sind vollwandige Balkenträger bis zu 110 m Stützweite, bei Eisenbahnbrücken bis zu 54 m Stützweite gebaut worden.

Für die vollwandigen Träger sprechen Gründe der leichteren Unterhaltung und des guten, ruhigen Aussehens. Abb. 4 zeigt eine geschweißte Eisenbahnbrücke mit 34 m weit gestützten vollwandigen Hauptträgern. Die ruhige Flächenwirkung der geschweißten Träger ist ausgezeichnet.

Auch bei Bogen- und Rahmenträgern wird heute der Vollwandträger bevorzugt. Abb. 5 gibt einen vollwandigen Rahmenträger einer Eisenbahnüberführung über eine städtische Straße wieder. Die untere Gurtung des Riegels ist der Krümmung des Straßenquerschnittes angepaßt. Die scharfen Ecken zwischen Riegel und Ständern geben dem Rahmen eine straffe, ansprechende Form.

Bei Fachwerkbalkenträgern zieht man heute aus Gründen des

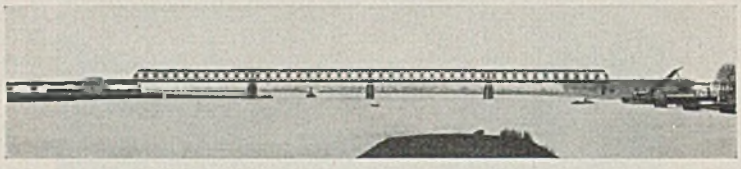

Abb. 6. Rheinbrücke bei Wesel.

guten Aussehens parallele Gurtungen Gebilden mit gekrümmten oberen Gurtungen vor. Abb. 6 zeigt die Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel, von der noch weiter unten die Rede ist.

Bei Brücken, die symmetrisch zur Mitte sind und deren Stützweiten von der Mitte nach den beiden Seiten abnehmen, wird mit Vorliebe der sog. abgestufte Parallelträger ausgeführt (Abb. 7). Von den oberen Gurtungen der höheren Träger über den Öffnungen mit den größeren Stützweiten leiten Schrägstäbe zu den niedrigeren Trägern vermittelnd über. Dadurch entstehen einheitliche, geschlossene Brückenbilder.

Die heute üblichen Ausfachungen der Fachwerkbalkenträger sind in den nächsten Abbildungen dargestellt:

1. Das Strebenfachwerk mit Pfosten (Abb. 8).
2. Das gleiche Fachwerk mit Unterteilung (Abb. 9).
3. Das pfostenlose Strebenfachwerk (Abb. 10).
4. Das Fachwerk mit gekreuzten Streben ohne Pfosten mit Anschluß der Querträger in den unteren Knotenpunkten (Abb. 11).
5. Das gleiche Fachwerk mit Aufhängung der Querträger in den Kreuzungspunkten (Abb. 12).

Eine neue Art von Fachwerküberbauten ist die sog. Dreigurtbrücke, die nur einen Obergurt und zwei Untergurte

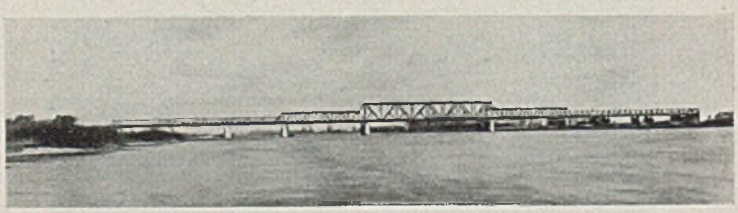

Abb. 7. Abgestufter Parallelträger.

aufweist (Abb. 13). Die Vorzüge dieser Brückenart sind große Wirtschaftlichkeit bei großen Stützweiten und große Verdrehungssteifigkeit. Der obere Windverband und Querverbände entfallen ganz.

Die Brückenbauwerke sollen schlichte, einfache Formen haben und einheitliche, in sich geschlossene, nicht zerrissene Brückenbilder darbieten. Sie sollen sich harmonisch in ihre engere und weitere Umgebung einfügen; ihre Widerlager sollen das Bauwerk würdig abschließen und in die anschließende Nachbarschaft gut überleiten.

Die Überbauten müssen mit den Unterbauten, den Pfeilern, Stützen und Widerlagern gut zusammenklingen. Nach diesen Gesichtspunkten sind auch alle neueren Brückenbauwerke, über die später berichtet wird, ausgeführt worden.

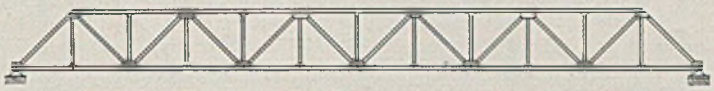

Abb. 8. Strebenfachwerk mit Pfosten.

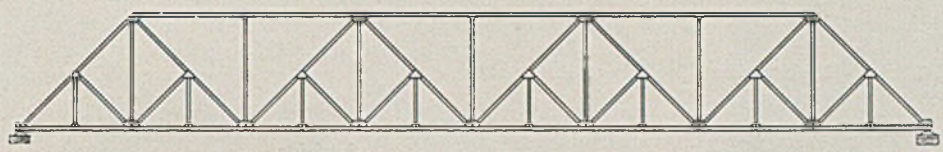

Abb. 9. Strebenfachwerk mit Pfosten und Unterteilung.

Abb. 10. Pfostenloses Strebenfachwerk.

Die Brückenbauwerke sollen keine architektonische Zutaten wie Brückenhäuschen, Pfeileraufbauten, Türme und dgl. erhalten; sie sollen allein durch schöne Durchbildung ihrer Konstruktionsformen, durch gute Abstimmung zwischen Überbau und Unterbau und durch Anpassung an ihre Umgebung wirken.

Abb. 13. Dreigurtbrücke.

In Deutschland hat man neuerdings einige Brückenbauwerke des unnötigen, unschönen architektonischen Beiwerkes entkleidet und sie dadurch außerordentlich in ihrer Wirkung als schöne Ingenieurbauwerke gehoben. Ein sprechendes Beispiel hierfür ist die Rheinbrücke bei Mainz, die in den Abb. 14a und b wiedergegeben ist. In Abb. 14a ist die Brücke in ihrem ursprünglichen Zustande mit Brückenhäuschen und Pfeileraufbauten, in Abb. 14b nach dem Umbau ohne dieses Beiwerk zu sehen. Mit den Aufbauten ist das Brückenbild zerrissen, ohne die Aufbauten ist das Brückenbild einheitlich und geschlossen.

Die Erfolge des Schweißverfahrens im Maschinenbau, im Fahrzeugbau und im Schiffbau ließen vor etwa 10 Jahren die Frage auftauchen, ob nicht auch im Brückenbau das Schweißverfahren mit technischem und wirtschaftlichem Nutzen verwendet werden könnte. Nach eingehenden Vorversuchen und theoretischen Überlegungen wurde im Jahre 1930 die erste ganz geschweißte Eisenbahnbrücke mit vollwandigen Hauptträgern von 10 m Stützweite hergestellt. Sie wurde zunächst in ein außer Betrieb befindliches Gleis eingebaut und hier wiederholter Belastung durch stehende und schnellfahrende schwere Lokomotiven ausgesetzt und

Abb. 11. Fachwerk mit gekreuzten Streben.

Abb. 12. Fachwerk mit gekreuzten Streben.

durch eine Schwingungsmaschine starken und schnell aufeinander folgenden dynamischen Beanspruchungen unterworfen. Nachdem sich die Brücke hierbei glänzend bewährt hatte, wurde sie in eine stark befahrene Schnellzugstrecke eingebaut.

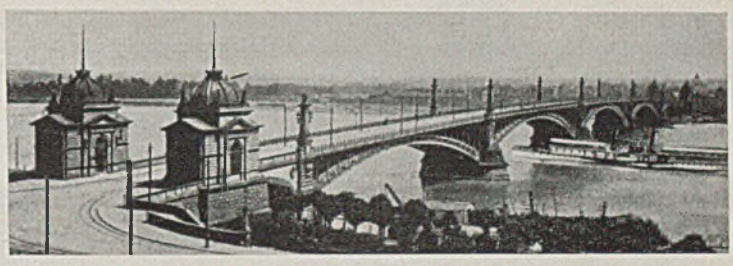

Abb. 14a. Rheinbrücke bei Mainz im alten Zustande.

Abb. 14b. Rheinbrücke bei Mainz im neuen Zustande.

Abb. 15 zeigt den Längsschnitt und den Querschnitt durch den eingleisigen Überbau. Der Baustoff des Überbaues ist St 37; zum Schweißen sind blanke Elektroden verwendet worden. In den gezogenen Gurtungen der Quer- und Hauptträger sind am Anschluß der Längs- und Querträger und am Ende der zweiten Gurtplatte der Hauptträger kräftige, unbearbeitete Quernähte (Kehlnähte) angeordnet worden, die man heute wegen ihrer die Dauerfestigkeit stark vermindernden Kerbwirkung grundsätzlich vermeiden würde.

Der Überbau hat über 6 Jahre im Betrieb gelegen. Er ist in dieser Zeit von 230 000 Zügen befahren worden; die Längs- und Querträger sind schon von mehr als 1 Million schweren Lokomotivachsen und von mehr als 10 Millionen leichteren Wagenachsen beansprucht worden.

Der Überbau wurde vor einiger Zeit zur genauen Untersuchung ausgebaut und ist jetzt bei der Reichsröntgenstelle im Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem mit Durchstrahlung und mit elektrischer Durchflutung in allen Einzelheiten eingehend

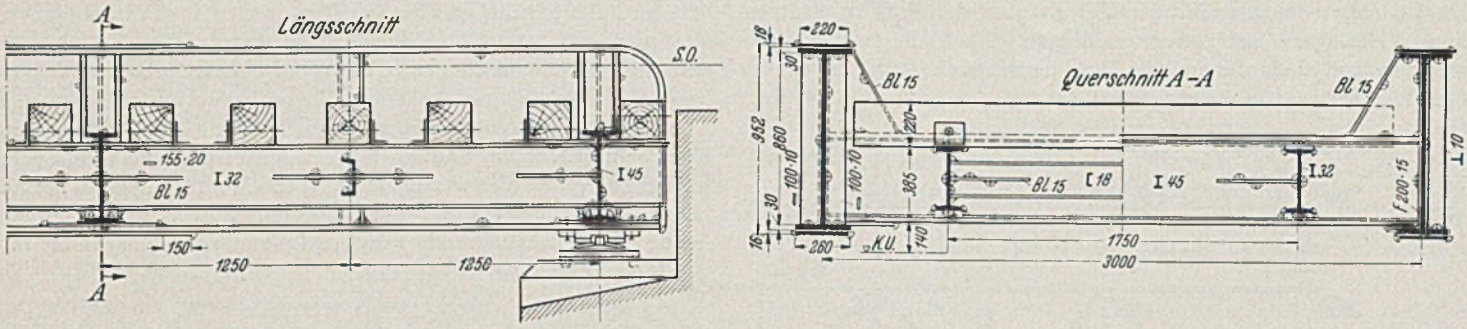

Abb. 15. Erste geschweißte Eisenbahnbrücke.

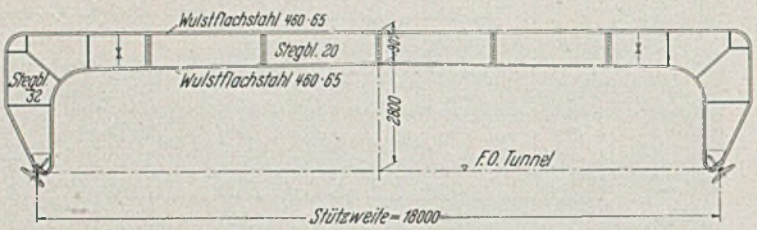

Abb. 16. Geschweißter Rahmenträger.

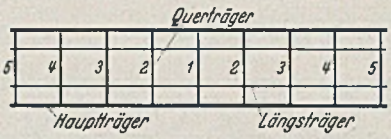

Abb. 18. Grundriß eines Überbaues.

untersucht worden. Trotz der erwähnten baulichen Mängel konnte nicht der geringste Schaden festgestellt werden.

Seit dem Einbau der ersten geschweißten Eisenbahnbrücke sind umfangreiche Dauerfestigkeitsversuche mit geschweißten Verbindungen und ganzen geschweißten Trägern durchgeführt worden, welche die Erkenntnisse über die zweckmäßige Ausbildung geschweißter Brücken so vertieft haben, daß man heute auch weit gestützte Brücken mit voller Sicherheit schweißen kann. Die Deutsche Reichsbahn hat schon 150 geschweißte Eisenbahnbrücken mit vollwandigen Hauptträgern im Betriebe. Die größte Stützweite dieser Brücken beträgt 54 m. Noch mehr geschweißte Brücken mit vollwandigen Hauptträgern sind bei den Reichsautobahnen gebaut worden. Die größte Stützweite der geschweißten Reichsautobahnbrücken beträgt 103 m.

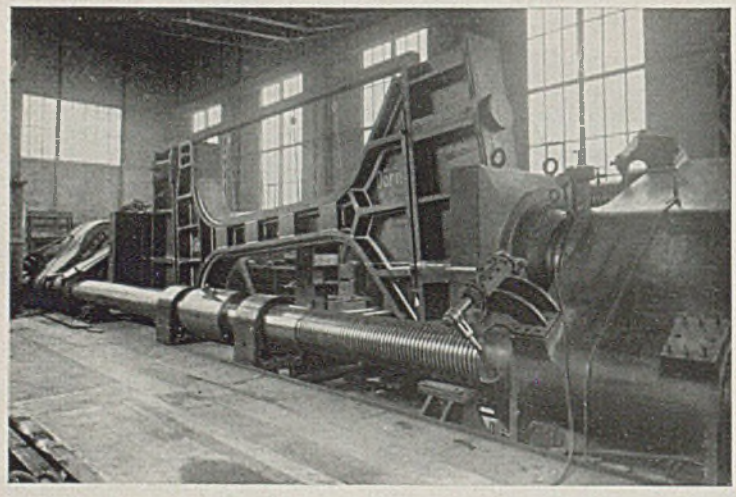

Abb. 17. I-förmige Stütze in der Versuchsmaschine.

In Deutschland sind bisher nur vollwandige Eisenbahn- und Straßenbrücken geschweißt worden. Gegen das Schweißen von Eisenbahnfachwerkbrücken bestehen noch Bedenken, weil die Frage der Herstellung einwandfreier Verbindungen in den Knotenpunkten mit hoher Dauerfestigkeit noch nicht geklärt ist. Straßenfachwerkbrücken kann man heute schon mit Sicherheit schweißen, weil bei ihnen die Dauerfestigkeit eine untergeordnete Rolle spielt.

Beim Schweißen von Vollwandträgern entstehen in den Längsnähten zwischen Gurtungen und Stegblech und in ihrer Umgebung erhebliche Schrumpfspannungen, die Werte von 2000 kg/cm² erreichen können.

Versuche mit großen geschweißten und genieteten Trägern auf Dauerfestigkeit im Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem haben aber zweifelsfrei ergeben, daß die geschweißten Träger mit den hohen Schrumpfspannungen eine erheblich höhere Dauerfestigkeit haben als die von Eigenspannungen freien genieteten Träger. Die Schrumpfspannungen in den Halsnähten und in ihrer Umgebung sind also ungefährlich und spielen bei der Tragfähigkeit der Träger keine Rolle. Die geschweißten Träger verhalten sich in dieser Hinsicht ebenso wie die Walzträger, die nicht unerhebliche Walzspannungen aufweisen und trotzdem ebensoviel tragen, als wenn sie frei von Walzspannungen wären.

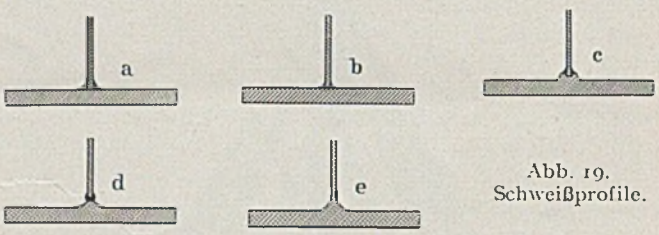

Abb. 19. Schweißprofile.

Die Erklärungen für die Tatsache, daß die hohen Schrumpfspannungen der geschweißten Träger unschädlich sind, sind nicht eindeutig. Die Erklärungen sind wohl darin zu suchen, daß die hochbeanspruchten Teile von Teilen eingeschlossen sind, welche weit geringer beansprucht sind und welche die hohen Spannungen der Nachbarteile abbauen, sobald diese die Streckgrenze überschreiten.

Bei geschweißten Rahmenträgern (Abb. 16) und bei geschweißten I-förmigen Stützen (vgl. Abb. 85 links) entstehen beim Schweißen in den Stegblechen der Ecken Schrumpfspannungen, die in der Größenordnung von 2000—2600 kg/cm² liegen. Durch je einen statischen Versuch an einer Rahmenecke und an einer Stütze in natürlicher Größe wurde neuerdings auch für diese Trägergebilde der Nachweis geführt, daß die Schrumpfspannungen ungefährlich sind. Die Rahmenecke wurde in einer großen Druckmaschine belastet. Hätten sich die hierdurch erzeugten Spannungen mit den Schrumpfspannungen einfach überlagert, so hätte die Ecke, die aus St 37 besteht, bei einer Versuchsspannung von 1200 kg/cm² zu Bruch gehen müssen. Sie ertrug aber sogar 2500 kg/cm² Versuchsspannung, ohne daß sich die geringsten Zerstörungserscheinungen zeigten. Eine höhere Belastung konnte durch die Versuchsmaschine nicht erzielt werden. Die Versuche sollen aber in einer stärkeren Versuchsmaschine fortgesetzt und auch auf genietete Rahmenecken ausgedehnt werden.

Die doppel-T-förmige Stütze (Abb. 17) wurde liegend in der bekannten 3000 t-Presse im Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem in der in der Abbildung mit einer weißen Linie angedeuteten Richtung exzentrisch auf Druck beansprucht, wobei der Druck durch Zwischenstücke in den Punkten eingeleitet wurde, wo im Bauwerk

die Auflager der stählernen Überbauten liegen. In der Stütze, die im regelmäßigen Betriebe etwa eine Last von 330 t erhält, traten bei einem Druck von 860 t die ersten Anrisse in einzelnen Schweißnähten zwischen Stegblechaussteifungen und Gurtungen auf. Die Risse beeinträchtigten aber die Tragfähigkeit der Stütze nicht. Erst bei einem Druck von 1360 t zeigten sich starke bleibende Verformungen, ohne daß Risse in den Hauptnähten oder im Werkstoff entstanden.

Damit dürften alle Zweifel hinsichtlich der Ungefährlichkeit der Schrumpfspannungen in den Halsnähten und in ihrer Umgebung geschweißter Träger und in den Stegblechen der Ecken geschweißter Rahmenträger und verwandter Gebilde endgültig beseitigt sein.

Die Dauerfestigkeitsversuche haben weiter ergeben, daß die Stöße im Stegblech und in den Gurtungen der Vollwandträger am besten durch einfache Stumpfnähte in X-, V- oder U-Form geschlossen werden. Zusatzlaschen zu den Stumpfnähten verbessern die Stöße nicht. Natürlich müssen diese Nähte einwandfrei ausgeführt sein. Sie dürfen nicht von Anfang an Risse in den einzelnen Nahtlagen haben. Durch Röntgenaufnahmen muß man sich von der einwandfreien Beschaffenheit der Stumpfnähte überzeugen.

Stumpfstöße in den Gurtungen werden am besten unter 45° gegen die Längsachse geneigt ausgeführt. Solche Stumpfstöße haben eine höhere Dauerfestigkeit als Stöße, die rechtwinklig zu der Längsachse verlaufen.

Durch Fräsen oder Abschleifen der Übergänge zwischen den Stumpfnähten und dem Mutterwerkstoff werden die Kerben beseitigt, und damit wird die Dauerfestigkeit der Verbindung sehr gehoben.

Die Ungefährlichkeit der Schrumpfspannungen in den Traggebilden selbst dürfte als erwiesen anzusehen sein. Man soll aber bei der Herstellung der Stoßnähte in den Gurtungen und in den Stegblechen und der Anschlußnähte von Längs- und Querträgern und von Windverbandstäben durch geeignete Maßnahmen dafür sorgen, daß die Schrumpfspannungen in diesen Nähten selbst möglichst klein werden.

Zu dem Zwecke geht man z. B. beim Einschweißen der Fahrbahn so vor, daß man zunächst nur einen Querträger in der Mitte des Überbaues (Querträger 1 in Abb. 18) mit den Hauptträgern verschweißt, dann mit diesen und den beiden noch losen benachbarten Querträgern (2 in Abb. 18) die Längsträger verschweißt und dann erst diese beiden losen Querträger mit den Hauptträgern verbindet.

Man fährt so fort bis zu den vorletzten Querträgern 4. Die Ebenen der Endquerträger 5 müssen natürlich genau in den Auflagerpunkten der Hauptträger liegen. Die Endlängsträger müssen daher auf der Baustelle genau abgelängt werden, erst dann werden sie mit dem schon verschweißten vorletzten Querträger 4 und mit dem noch losen Endquerträger 5 verbunden. Schließlich wird der Endquerträger angeschlossen. Beim Verschweißen der Querträger mit den Hauptträgern müssen die letzteren gegenseitig verspannt werden.

Geht man beim Einschweißen der Fahrbahnträger in der geschilderten Weise vor, so können in den Anschlußnähten der Längs- und Querträger keine nennenswerten Schrumpfspannungen in der Richtung der Träger entstehen. Auf die Maßnahmen beim Schweißen großer Stumpfnähte in den Stößen der Gurtung wird noch später eingegangen.

Die Gurtungen geschweißter vollwandiger Träger werden gebildet:

1. aus einfachen Breitflachstählen mit stumpfen Stegblechenden (Abb. 19a);
2. aus einfachen Breitflachstählen mit zugespitzten Stegblechenden (Abb. 19b);
3. aus sog. Nasenprofilen, die in der Mitte des Profils eine Erhöhung und in der Mitte der Erhöhung eine Vertiefung zur Aufnahme des Stegbleches haben (Abb. 19c);
4. aus Wulstprofilen, die in der Mitte des Profils eine dreieckige Erhöhung aufweisen, die mit dem Stegblech durch zwei V-Nähte verbunden wird (Abb. 19d), und
5. aus Profilen, die eine T-Form haben. Die Verbindung zwischen diesen Profilen und dem Stegblech wird durch eine V-Naht hergestellt (Abb. 19e).

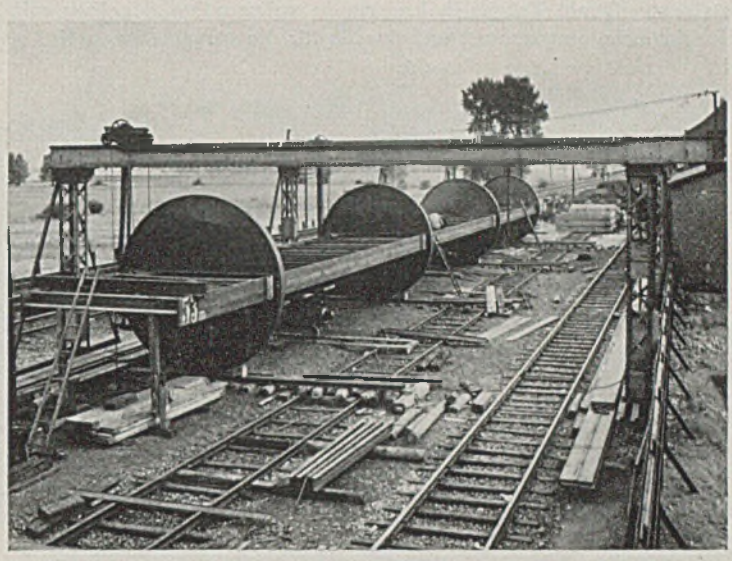

Abb. 20. Drehvorrichtung. Träger in waagerechter Lage.

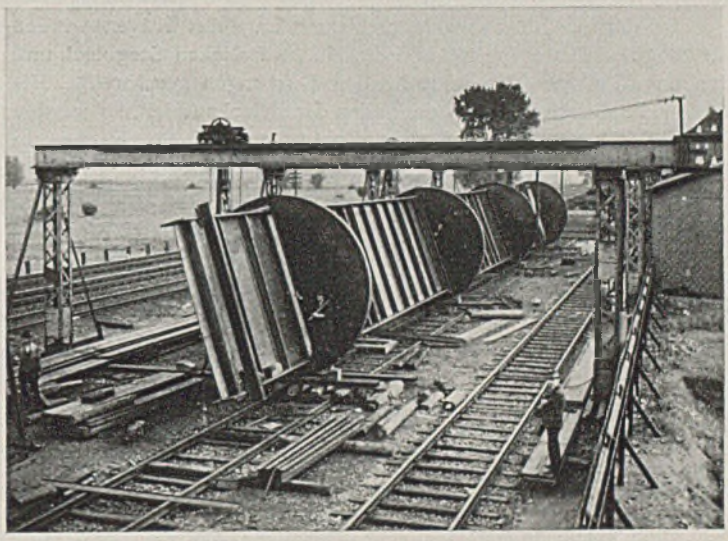

Abb. 21. Drehvorrichtung. Träger in schräger Lage.

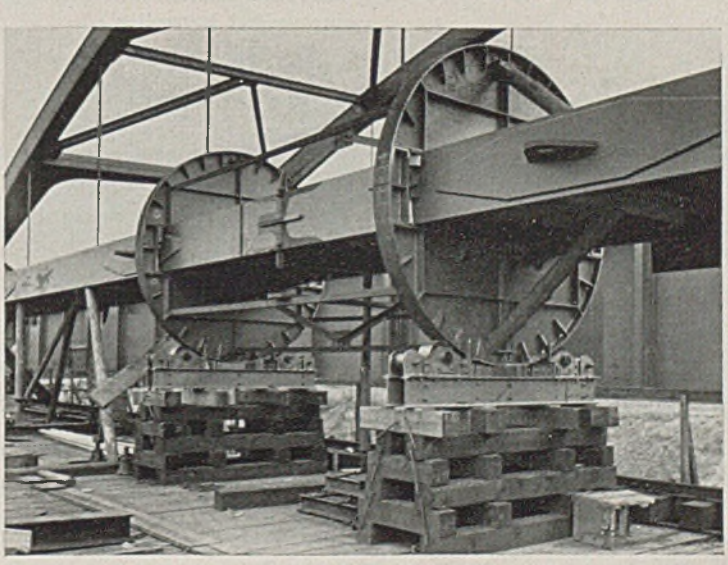

Abb. 22. Drehvorrichtung auf einer Baustelle.

Die Nähte zwischen den Gurtungen und dem Stegblech lassen sich bei den einfachen Breitflachstählen nicht mit Durchstrahlen untersuchen, bei den anderen Profilen ist dies gut durchführbar.

Die Schweißnähte lassen sich am einfachsten und sichersten in waagerechter und in solcher Lage herstellen, daß die Mittelachse des Nahtquerschnittes senkrecht steht. Zu dem Zwecke wird der zu schweißende Träger in kreisrunde vollwandige Scheiben mit Rollkränzen eingespannt und jeweils für die verschiedenen Nähte in die richtige Lage gebracht.

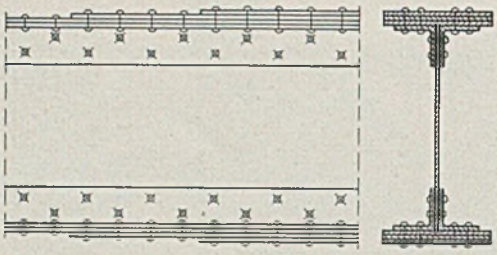

Abb. 23. Genieteter Träger.

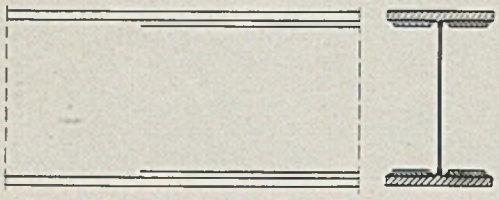

Abb. 24. Geschweißter Träger.

Bei der in Abb. 20 wiedergegebenen Lage des Trägers werden die Stegblechstumpfnähte und die Nähte zwischen Stegblech und den aus Wulstprofilen bestehenden Gurtungen geschweißt. Bestehen die Gurtungen aus einfachen Breitflachstählen, so werden die Verbindungsnähte zwischen Gurtungen und Stegblechen in schräger Lage des Trägers geschweißt (Abb. 21).

Bei der in den Abb. 20 und 21 wiedergegebenen Drehvorrichtung rollen die Scheiben mit ihren Rollkränzen auf waagerechten Unterlagen ab. Auf den Gerüsten von Baustellen werden die Scheiben wegen der Platzbeschränkung mit ihren Rollkränzen auf ortsfesten Rollen gelagert (Abb. 22).

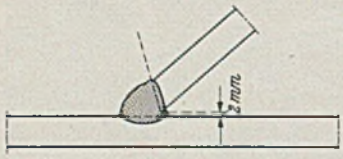

Abb. 25.
Anschluß schiefer Bauteile.

Auf vielen Baustellen lassen sich keine Drehvorrichtungen verwenden. Dann müssen in den Hauptträgern ebenso wie meist beim Einschweißen der Fahrbahn stehende Nähte und auch Überkopfnähte gezogen werden. Geschickte und geübte Schweißer können solche Nähte einwandfrei herstellen.

oder unter einem anderen Winkel gegeneinanderstoßen, unmittelbar durch Schweißnähte und nicht wie beim Nietverfahren durch Winkelstähle miteinander verbunden werden. Gut durchkonstruierte Schweißkonstruktionen sind bis 23% leichter als genietete.

Für Schweißarbeiten gut eingerichtete und im Schweißen erfahrene Stahlbauanstalten stellen trotz der größeren Sorgfalt, die

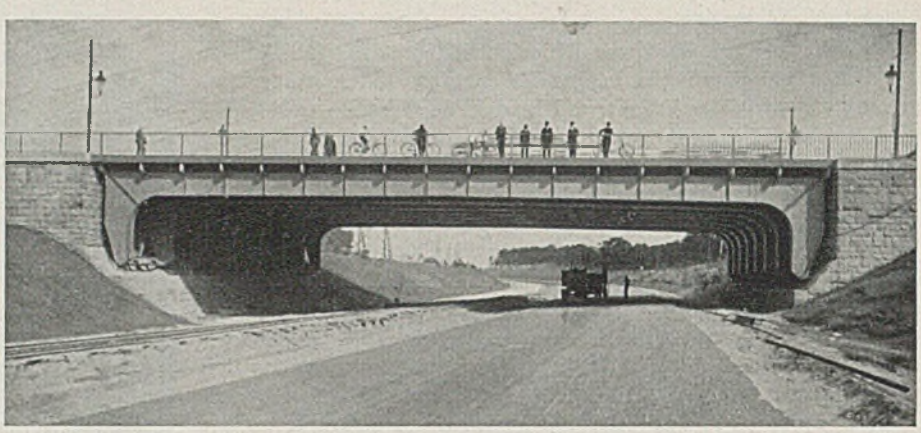

Abb. 27. Reichsautobahnunterführung bei Duisburg.

das Schweißen gegenüber dem Nieten erfordert, trotz der hohen Preise, die für gute Schweißdrähte gezahlt werden, und trotz der Kosten für die Durchstrahlung wichtiger Nähte die geschweißten Konstruktionen zu solchen Preisen her, daß sich die Gewichtsersparnis zum großen Teil auch in einer Kostenersparnis ausdrückt.

2. Bei Straßenbrücken mit Eisenbetonfahrbahntafeln, die auf den Obergurten der Hauptträger oder der Fahrbahnträger oder auch auf beiden liegen, verdienen geschweißte Träger vor genieteten deshalb den Vorzug, weil die unmittelbare Auflagerung der Eisenbetonfahrbahntafel auf geschweißten Trägern ganz unbedenklich ist, während die Lagerung auf genieteten Trägern die dringend erwünschte Möglichkeit, im Laufe des Betriebes lose gewordene senkrechte Niete in den Obergurten auszuwechseln, ausschließt.

3. Rahmen, Portale und Stützen lassen sich in vielen Fällen bei großen Kräften überhaupt nur in geschweißter Form zweckmäßig ausführen.

4. Neben den technischen und wirtschaftlichen Vorzügen sind es Gründe des guten Aussehens, die für die Anwendung des Schweißverfahrens im Brückenbau sprechen.

Geschweißte Hauptträger von Brücken haben eine sehr gute

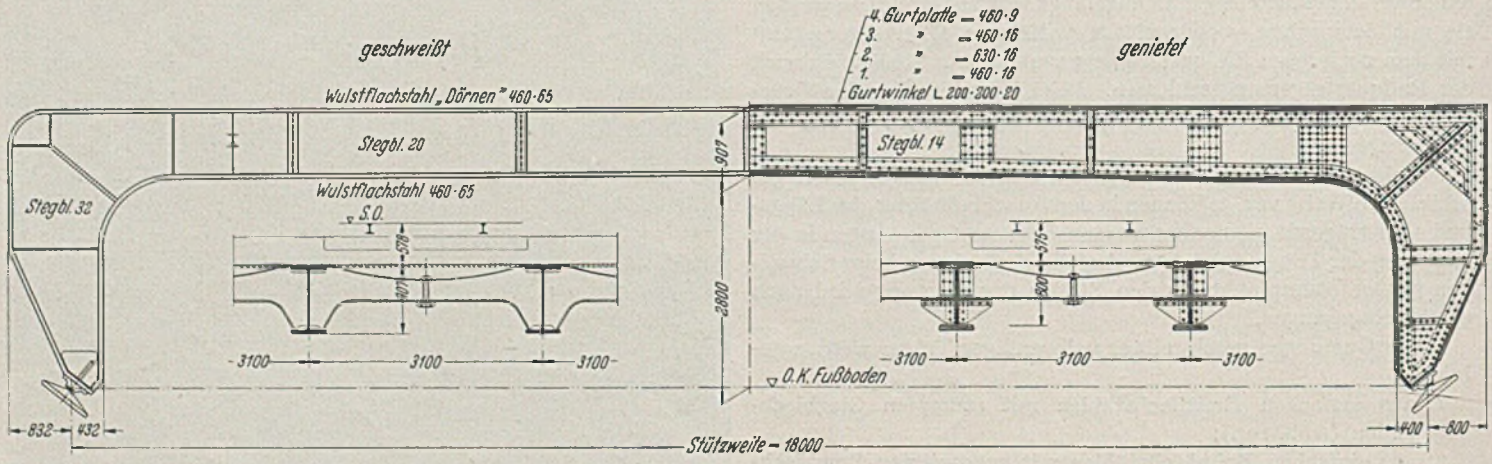

Abb. 26. Rahmenträger.

Die hauptsächlichsten Gründe, die für das Schweißen sprechen, sind folgende:

1. Geschweißte Konstruktionen sind erheblich leichter als genietete, weil in den gezogenen und auf Biegung beanspruchten Teilen der Nietlochabzug fortfällt und weil Teile, die unter 90° Flächenwirkung, sie sehen weit besser aus als genietete Hauptträger. Größere genietete Träger erfordern das Hinzufügen weiterer Gurtplatten beim Obergurt oben und beim Untergurt unten. Hierdurch und auch durch die Anordnung von Gurtstößen entstehen Abtreppungen, die unruhig aussehen (Abb. 23). Bei ge-

schweißten Trägern kann man durch Ausführung von Stumpfstößen und durch Hinzufügen geteilter Gurtplatten auf der unteren Fläche der Gurtplatten des Obergurtes und auf der oberen Fläche der Gurtplatten des Untergurtes vollkommen ebene äußere Flächen der Gurtungen erzielen (Abb. 24).

Abb. 28. Unterführung der Leibnizstraße in Berlin.

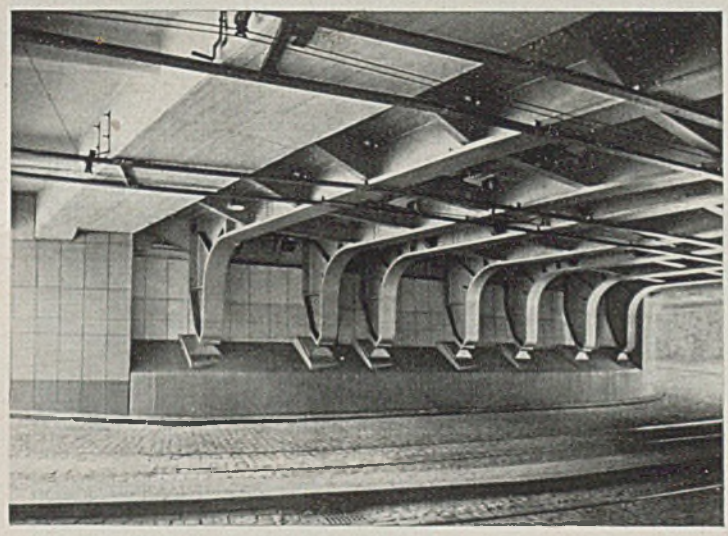

Abb. 29. Straßenunterführung in Bonn.

5. Bei schiefen Überbauten ist es oft aus Gründen des guten Aussehens erwünscht, die Querträger gleichlaufend zu den Widerlagern anzuordnen. Die schiefen Anschlüsse der Querträger an die Hauptträger lassen sich im Schweißverfahren in einfachster Weise ausführen (Abb. 25), während sie im Nietverfahren in technischer und schönheitlicher Hinsicht sehr zu wünschen übriglassen.

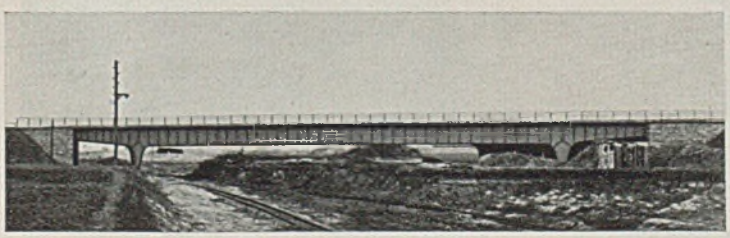

Abb. 30. Überführung der Reichsautobahn über den Elster-Saale-Kanal.

Nun sollen einzelne Brückenbauten im Bilde vorgeführt und erläutert werden, zunächst einige vollwandige Rahmenträger. In der Abb. 26 ist einer der 18 m weit gestützten Rahmenträger im Personentunnel des Duisburger Bahnhofes wiedergegeben, links in geschweißter, rechts in genieteter Ausführung. Der Personentunnel wurde in einzelnen, zeitlich in langen Abständen voneinander liegenden Abschnitten ausgeführt. In den ersten Abschnitten wurden die Rahmen noch genietet, in den folgenden geschweißt. Die geschweißten Rahmen sind 26% leichter als die genieteten.

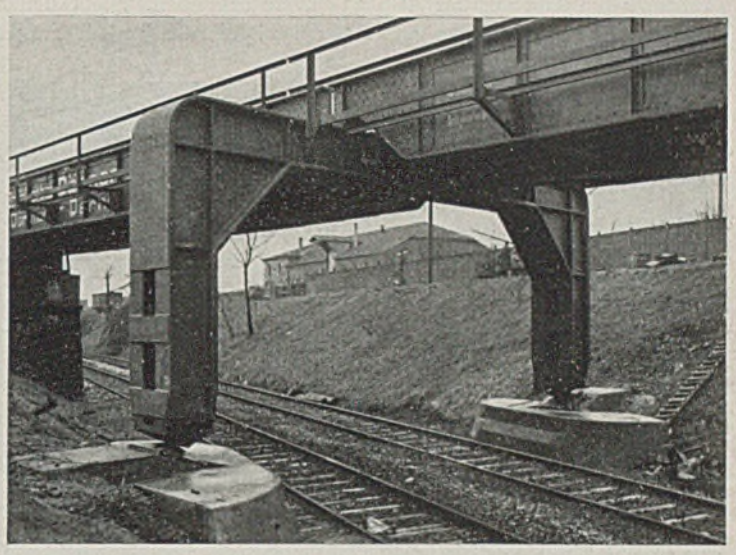

Abb. 31. Geschweißter Zweigelenkrahmen.

Abb. 27 zeigt die Überführung einer Straße über die Reichsautobahn bei Duisburg. Die Rahmen sind genietet und 33 m weit gespannt. In der Abb. 28 ist die Unterführung der Leibnizstraße unter der Stadt- und Fernbahn in Berlin wiedergegeben. Die Hauptträger sind vollwandige genietete Zweigelenkrahmen über dem Fahrdamm, die mit kurzen Kragarmen in die Seitenöffnungen über den Bürgersteigen vorkragen und hier kurze eingehängte Träger stützen. Die Stützweiten betragen 4,8—14,8 — 4,8 m. Die Formen der Hauptträger, der Konsolen und der Geländer sind einfach und straff. Das Brückenbild ist recht wirkungsvoll.

Abb. 29 stellt die Unterführung einer Straße unter der Eisenbahn in Bonn dar. Die vollwandigen 15 m weit gestützten Zweigelenkrahmen sind hier geschweißt.

Ein sehr großer, 56 m weit gespannter Zweigelenkrahmen ist bei der Überführung der Reichsautobahn über den im Bau begriffenen Elster-Saale-Kanal ausgeführt worden (Abb. 30). Er kragt auf beiden Seiten des Kanals 9,7 m aus und überbrückt

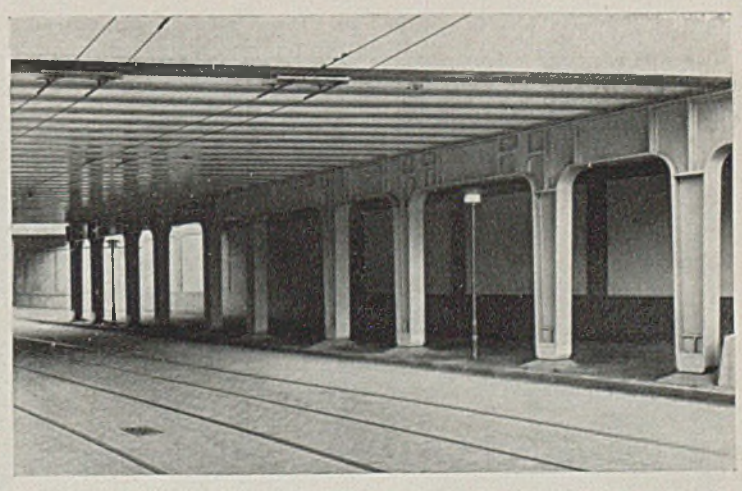

Abb. 32. Geschweißter Zweigelenkrahmen mit eingehängten Zwischenträgern.

hier noch zwei Seitenwege. Er besteht aus Baustahl St 52 und ist ganz geschweißt.

Die Rahmenträger sind dort am Platze, wo die Bauhöhe sehr gering ist. Sie geben gute Brückenbilder. Abb. 31 zeigt einen ge-

schweißten Zweigelenkrahmen als Unterstützung der stählernen Überbauten eines Kreuzungsbauwerkes. In Abb. 32 sind geschweißte Zweigelenkrahmen mit gelenkig eingehängten Zwischenträgern dargestellt. Sie bilden die Zwischenstützen von einbetonierten geschweißten Trägern über einer Straßenunterführung Einzelheiten sind aus der Abb. 33 gut zu erkennen. Die Gelenke sind aus Stahlgußkörpern gebildet, die mit den Stegen der Träger verschweißt sind. Wie aus der Abb. 34 zu sehen ist, wird das Stahlgußstück in einem ausgehobelten Spalt über das Stegblech des Rahmenriegels übergeschoben und dann verschweißt.

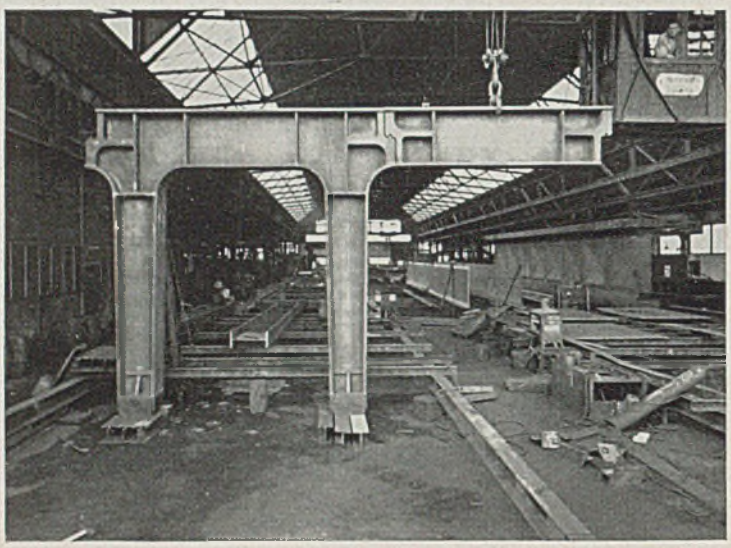

Abb. 33. Geschweißter Zweigelenkrahmen nach Abb. 32 in der Werkstatt.

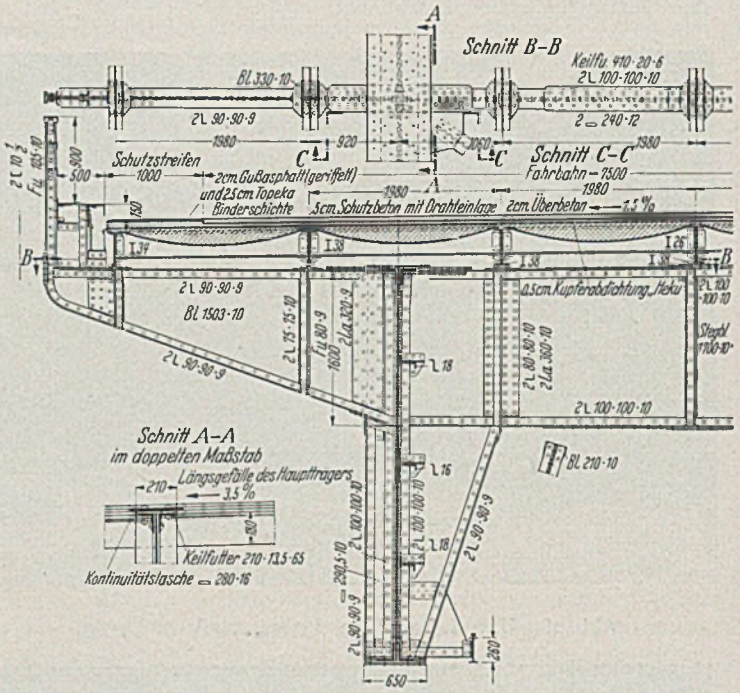

Abb. 36. Talübergang bei Bergen.

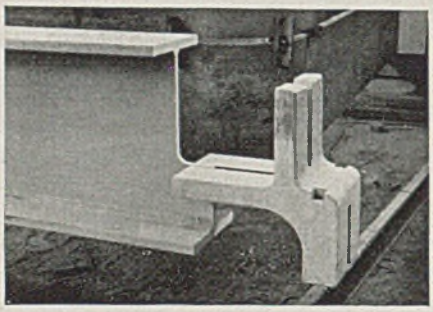

Abb. 34. Gelenk.

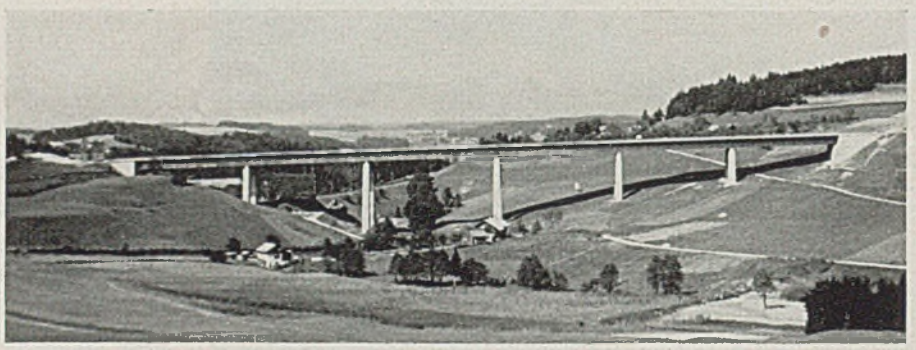

Abb. 35. Talübergang bei Bergen.

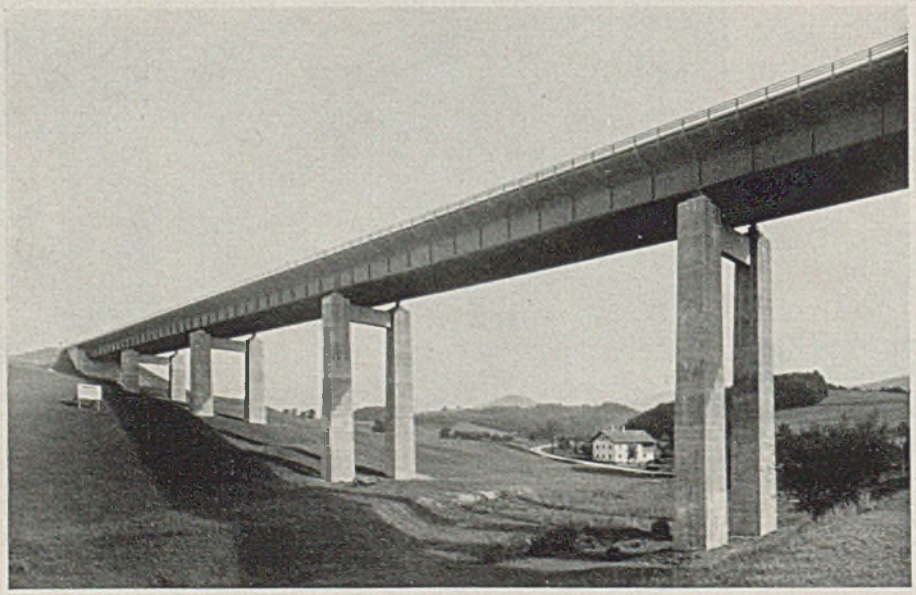

Abb. 37. Talübergang bei Bergen.

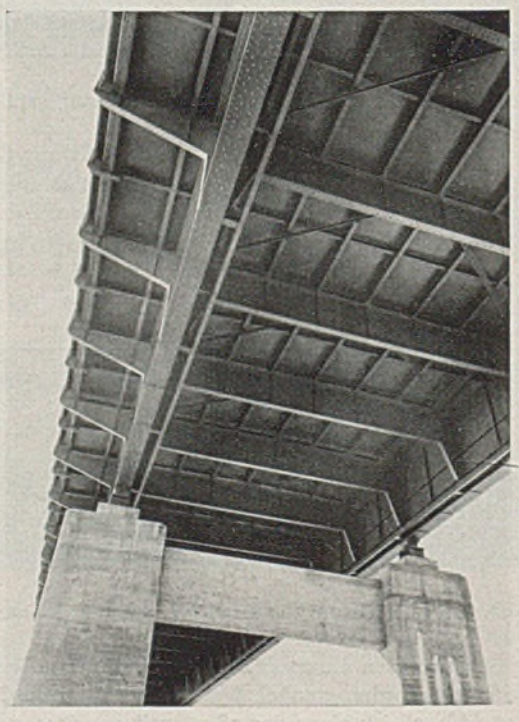

Abb. 38. Talübergang bei Bergen. Unteransicht der Brücke.

Der Reichsautobahnviadukt bei Bergen in der Nähe von München überbrückt ein sehr schönes Tal der bayerischen Voralpen mit einem stählernen Überbau in sechs Öffnungen (Abb. 35). Der Überbau hat zwei vollwandige Hauptträger, die 14 m voneinander entfernt sind. Die Stützweiten betragen 55—60—65—60—55

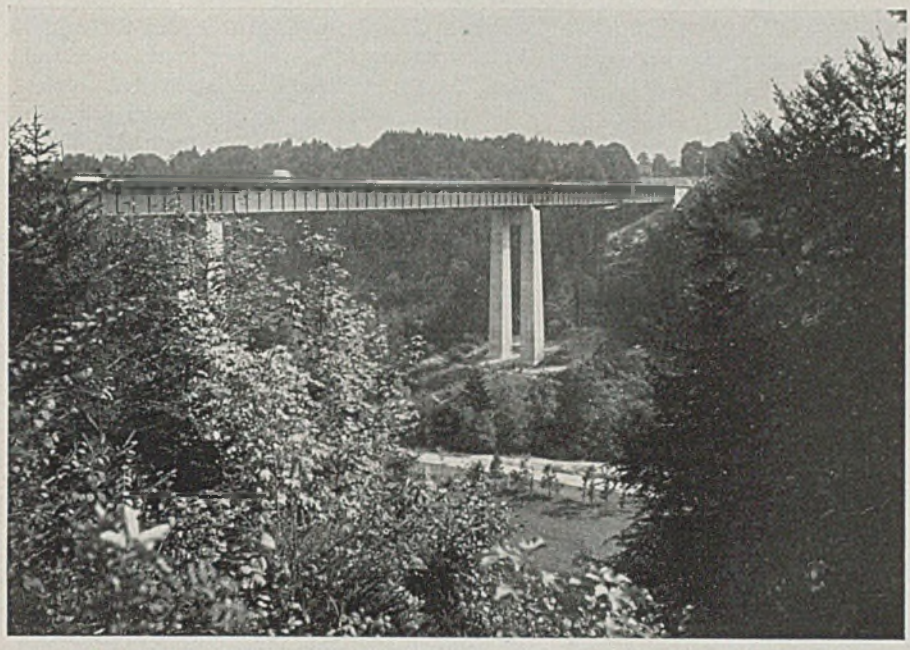

Abb. 39. Brücke über das Mangfalltal.

—50 m. Die Querträger und die Konsolen (Abb. 36) liegen mit ihrer Oberkante bündig mit der Oberkante der Hauptträger, sie sind mit Laschen durch den Obergurt des Hauptträgers hindurch miteinander verbunden. Die Längsträger liegen auf den Querträgern und den Konsolen, sie tragen im Verein mit Zwischenquerträgern die aus Buckelblechen bestehende Fahrbahntafel. Die Fahrbahn entwässert nach den beiden Seiten in stählerne Rinnen.

Wie schön sich die Brücke in die herrliche Landschaft einfügt, zeigt Abb. 35. Die Pfeiler bestehen aus zwei vollen Betonsäulen, die oben durch einen Querriegel aus Eisenbeton verbunden sind (Abb. 37). Wie aus der Unteransicht der Brücke (Abb. 38) zu ersehen ist, bilden die rahmenartigen Querträger, die straffen, weit ausladenden Konsolen, die Längsträger, die Zwischenquerträger und die stählerne Fahrbahntafel eine harmonische Einheit.

Eine ähnliche Brücke, aber mit größeren Abmessungen ist die Reichsautobahnbrücke über das Mangfalltal bei München (Abb. 39). Das tief eingeschnittene, wildromantische Tal wird in drei Öffnungen von einem stählernen Überbau mit zwei vollwandigen, parallelgurtigen, 5,5 m hohen Hauptträgern überbrückt. Die Stützweiten betragen 90—108—90 m. Die Fahrbahn liegt 70 m über dem Wasser der Mangfall.

Der Brückenquerschnitt ist aus der Abb. 40 zu ersehen. Die Querträger, die Konsolen und die Längsträger sind ähnlich angeordnet wie bei der eben erläuterten Brücke bei Bergen. Die Fahrbahntafel besteht aber aus Eisenbeton. Die Fahrbahn entwässert nach der Mitte, wo unter einem Rost eine stählerne Rinne liegt. Die Pfeiler bestehen aus zwei Eisenbetonhohlkörpern, die oben durch einen Eisenbetonriegel miteinander verbunden sind.

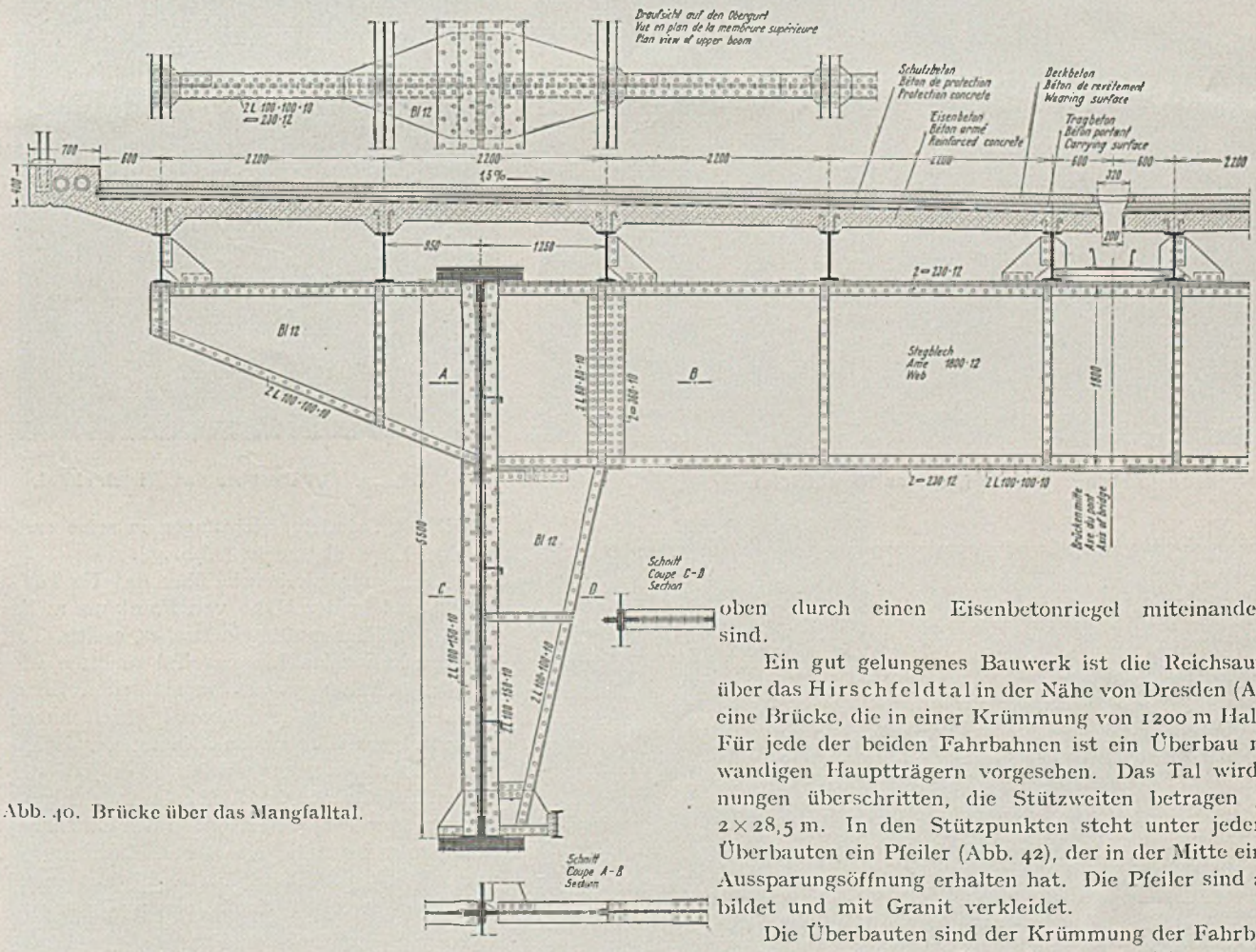

Abb. 40. Brücke über das Mangfalltal.

Ein gut gelungenes Bauwerk ist die Reichsautobahnbrücke über das Hirschfeldtal in der Nähe von Dresden (Abb. 41). Es ist eine Brücke, die in einer Krümmung von 1200 m Halbmesser liegt. Für jede der beiden Fahrbahnen ist ein Überbau mit zwei vollwandigen Hauptträgern vorgesehen. Das Tal wird in fünf Öffnungen überschritten, die Stützweiten betragen 3 × 33,25 und 2 × 28,5 m. In den Stützpunkten steht unter jedem der beiden Überbauten ein Pfeiler (Abb. 42), der in der Mitte eine überwölbte Aussparungsöffnung erhalten hat. Die Pfeiler sind aus Beton gebildet und mit Granit verkleidet.

Die Überbauten sind der Krümmung der Fahrbahnachse entsprechend schräg gestellt (Abb. 43). Die Hauptträger, die Fahrbahnrandträger und die Geländer folgen der Krümmung der Fahrbahnachse. Die Hauptträger kamen nicht gekrümmt, sondern gerade zur Baustelle. Die Krümmung der Träger wurde dadurch

hergestellt, daß ein provisorischer Windverband eingezogen wurde, welcher der Krümmung entsprach. Nach dem Einnieten der aus Buckelblechen bestehenden Fahrbahntafel, deren Löcher auf der Baustelle aufgerieben wurden, wurde der Windverband wieder entfernt. Das Bauwerk fügt sich sehr gut dem schönen Tal ein (Abb. 41).

Abb. 41. Brücke über das Hirschfeldtal.

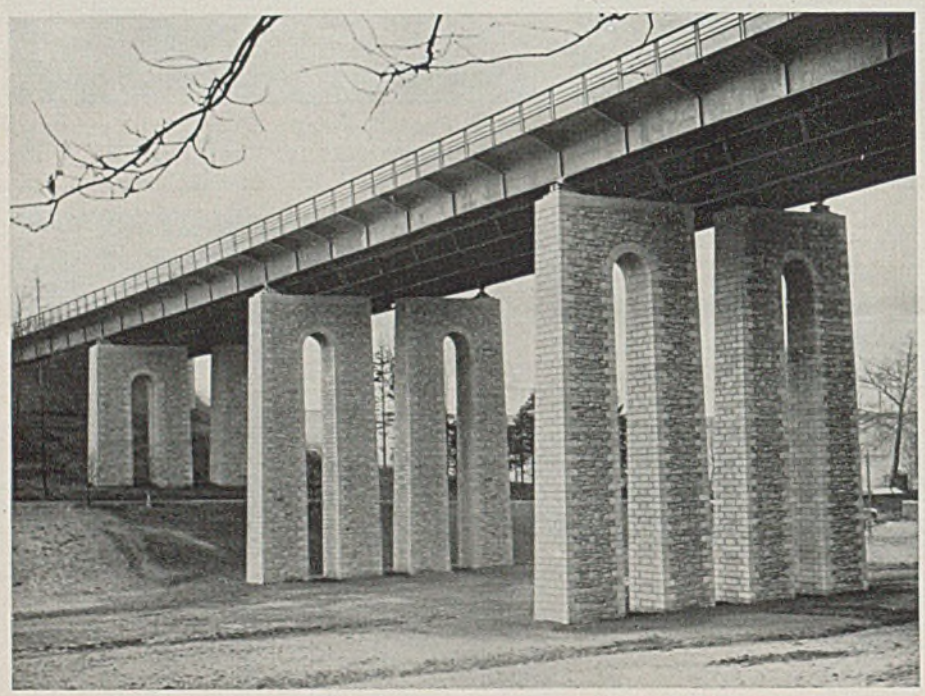

Abb. 42. Brücke über das Hirschfeldtal.

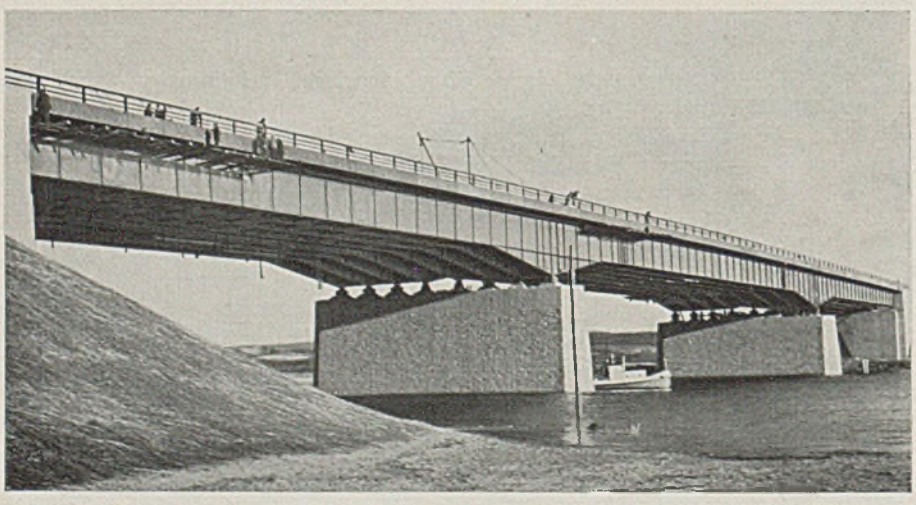

Abb. 44. Brücke über die Oder bei Stettin.

Die Reichsautobahnbrücke über die Oder bei Stettin (Abb. 44) hat drei Öffnungen, die von einem stählernen Überbau überbrückt werden. Die vollwandigen Hauptträger, von denen acht nebeneinander liegen, sind auf den aus Beton hergestellten Endwiderlagern und auf zwei mit Granit verkleideten Strompfeilern gelagert. In der Mittelöffnung haben die Hauptträger zwei Gelenke. Die unteren Gurtungen sind über den Strompfeilern voutenartig heruntergezogen, wodurch die Hauptträger die für Auslegeträger charakteristische straffe, rassige Form erhalten. Die Stützweiten sind 63—99—63 m. Die Fahrbahn liegt 16,2 m über dem Wasserspiegel.

Die Überbauten über den Seitenöffnungen konnten auf festen, gerammten Gerüsten zusammengebaut werden. Der zwischen den Gelenken der Mittelöffnung liegende Teil wurde auf dem einen der seitlichen Überbauten zusammengebaut (Abb. 45), dann an seinem freien vorderen Ende von einer schwimmenden Rüstung gefaßt und hinübergezogen (Abb. 46). Wenn das freie Ende den gegenüberliegenden Überbauteil erreicht hatte, wurde der Mittelteil mit Spindelvorrichtungen in seine endgültige Lage abgesenkt (Abb. 46).

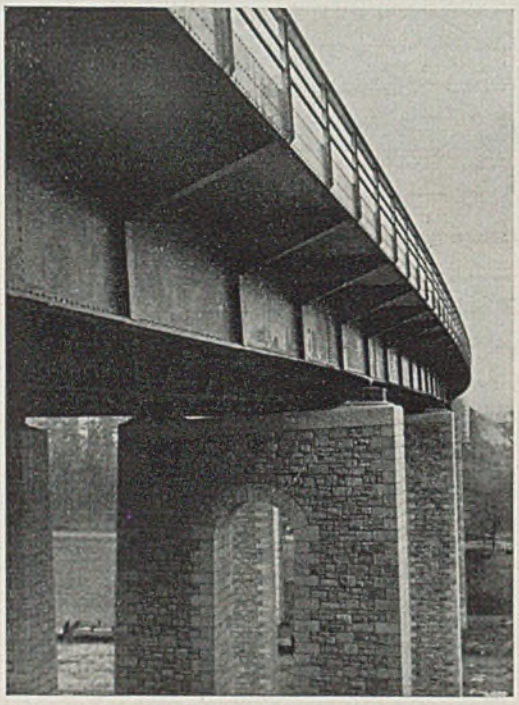

Abb. 43. Brücke über das Hirschfeldtal.

Reichsautobahnbrücke über das Urselbachtal in der Nähe von Frankfurt a. M. (Abb. 47). Hier mußte ein flaches, weites Tal überbrückt werden. Um das Tal so offen wie möglich zu halten, wurde ein stählerner Überbau mit vollwandigen, überall gleich hohen Hauptträgern über sieben Öffnungen auf stählernen Pendelrahmen gewählt. Für jede der beiden Fahrbahnen der Autobahn wurden zwei Hauptträger vorgesehen, die in den Zwischenstützpunkten von je einem Pendelrahmen getragen werden. Diese bestehen aus zwei Pfosten, die oben durch einen Querriegel verbunden sind.

Die Stützweiten in den sieben Öffnungen betragen 45 m. Die Querträger liegen zwischen den Hauptträgern, die 6,8 m voneinander entfernt sind (Abb. 48). Die Konsolen kragen 2,1 m

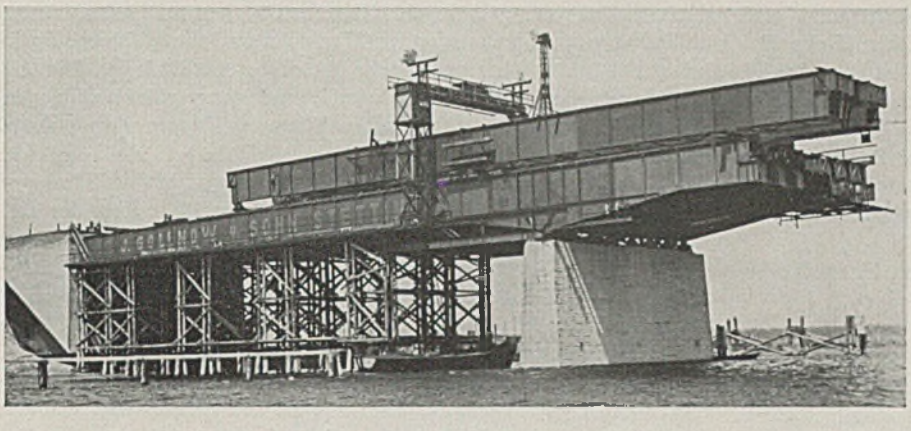

Abb. 45. Oderbrücke bei Stettin (Montage).

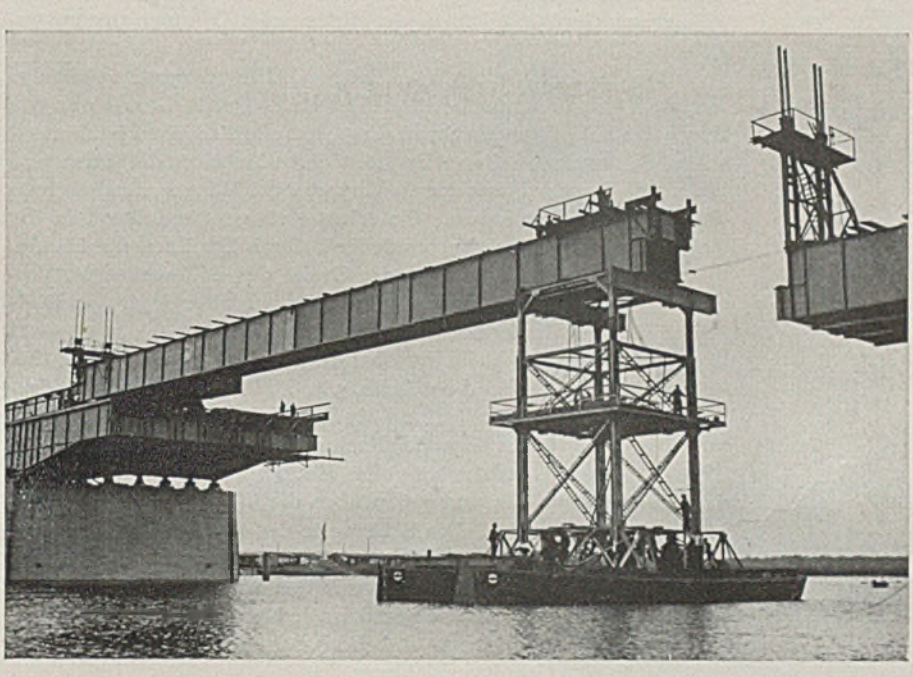

Abb. 46. Oderbrücke bei Stettin (Montage).

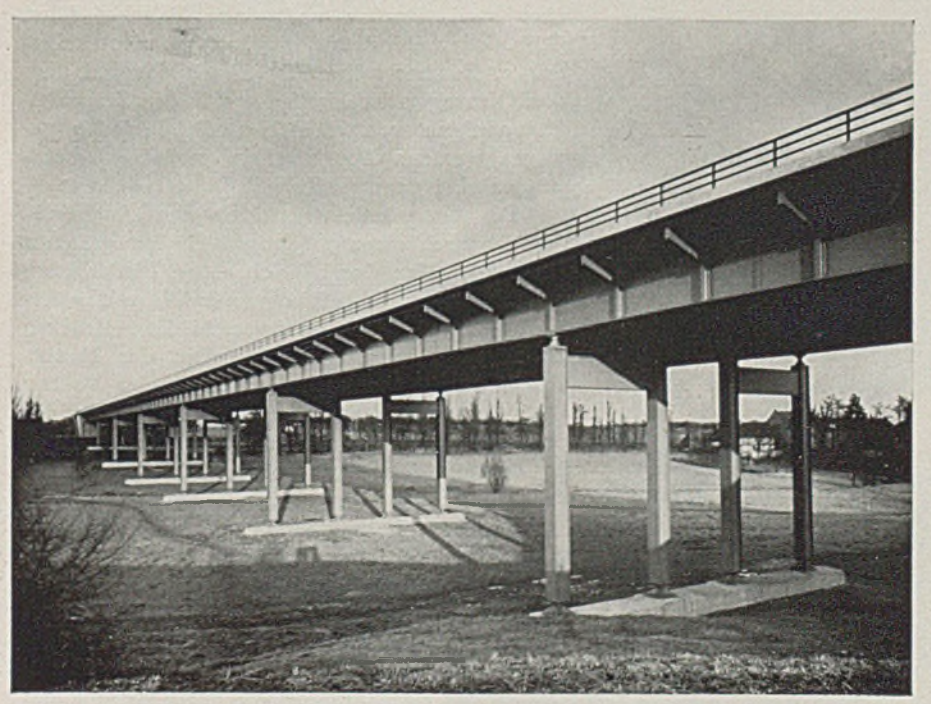

Abb. 47. Brücke über das Urselbachtal.

aus, sie sind über die Hauptträger hinweg mit den Eckblechen der Querträger verbunden. Die Längsträger, die auf den Querträgern und den Konsolen liegen, tragen die Eisenbetonfahrbahntafel. Abb. 49 zeigt die bauliche Ausbildung der Pendelrahmen. Pfosten und Querriegel haben Kastenquerschnitt. Die Stegbleche der Querriegel fassen in die Pfosten hinein. Das Bild der fertigen Brücke (Abb. 47) zeigt, wie wenig das Tal durch die stählernen Pendelrahmen verdeckt wird.

Eine Brücke ganz aus Stahl ist auch der Sulzbachviadukt der Reichsautobahn in der Nähe von Stuttgart (Abb. 50). Er überschreitet das schöne Tal in sieben Öffnungen und in einer Höhe von 40 m über der Talsohle. Die Stützweiten klingen von 63,8 m in der Mitte nach beiden Seiten auf 40,6 m ab. Der Überbau hat nur zwei vollwandige Hauptträger, die 13 m Mittenabstand haben (Abb. 51). Die stählernen Zwischenstützen sind dementsprechend einfache Pendelrahmen mit zwei Pfosten, die oben durch einen vollwandigen Querriegel zusammengeschlossen sind.

Die Querträger, die zwischen den Hauptträgern angeordnet sind, liegen mit ihrer Oberkante bündig mit den Oberkanten der Hauptträger (Abb. 52). Die vollwandigen Konsolen sind über die Obergurte der Hauptträger hinweg mit den Obergurten der Querträger verbunden. Auf den Querträgern liegen die Längsträger, welche die aus Tonnenblechen bestehende Fahrbahntafel tragen. Die Tonnen-

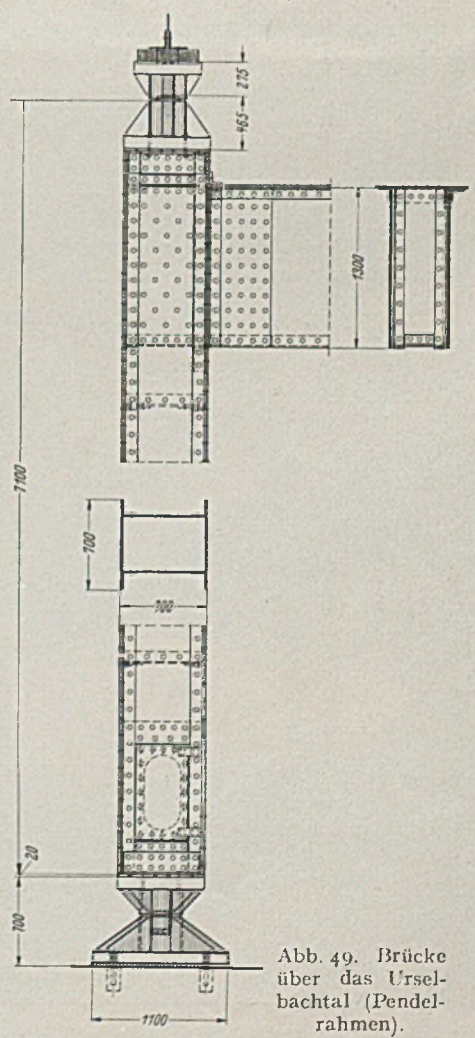

Abb. 49. Brücke über das Urselbachtal (Pendelrahmen).

bleche sind durch eingeschweißte Flacheisen ausgesteift und mit Beton ausgefüllt. Auf den Füllbeton ist die 4 cm dicke Betonverschleißschicht aufgebracht. Die Fahrbahn ist sehr leicht, sie wiegt nur 450 kg pro m². Sie entwässert nach der Mitte in eine Rinne, die von einem Gitterrost überdeckt ist.

Das Bauwerk wurde im freien Vorbau unter Zuhilfenahme eines stählernen Gerüstturmes in der Mitte jeder Öffnung zusammengebaut (Abb. 53). Hier stellt der Vorbaukran gerade einen Pendelrahmen auf.

Die schlanken Pendelrahmen, die vollwandigen Hauptträger,

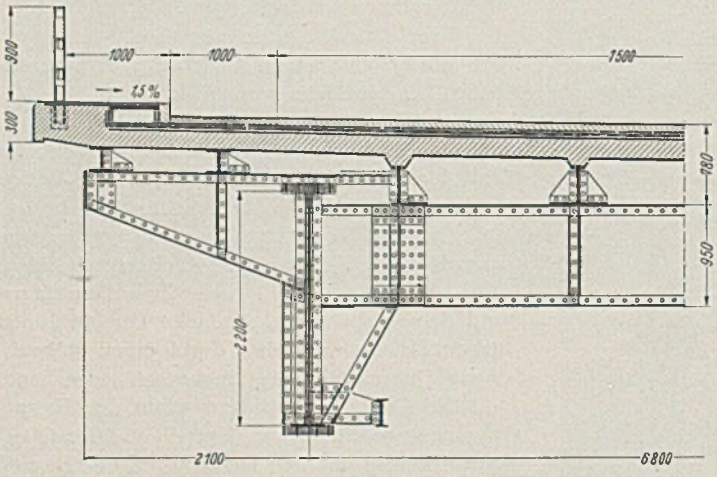

Abb. 48. Brücke über das Urselbachtal (Querschnitt).

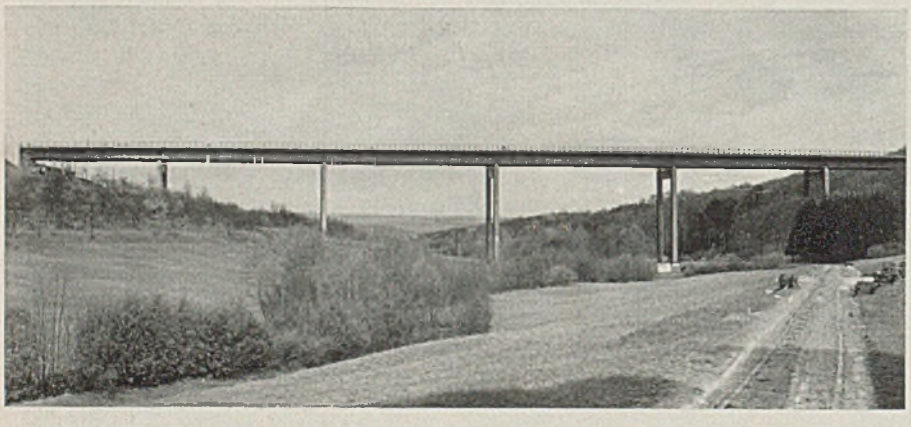

Abb. 50. Sulzbachviadukt.

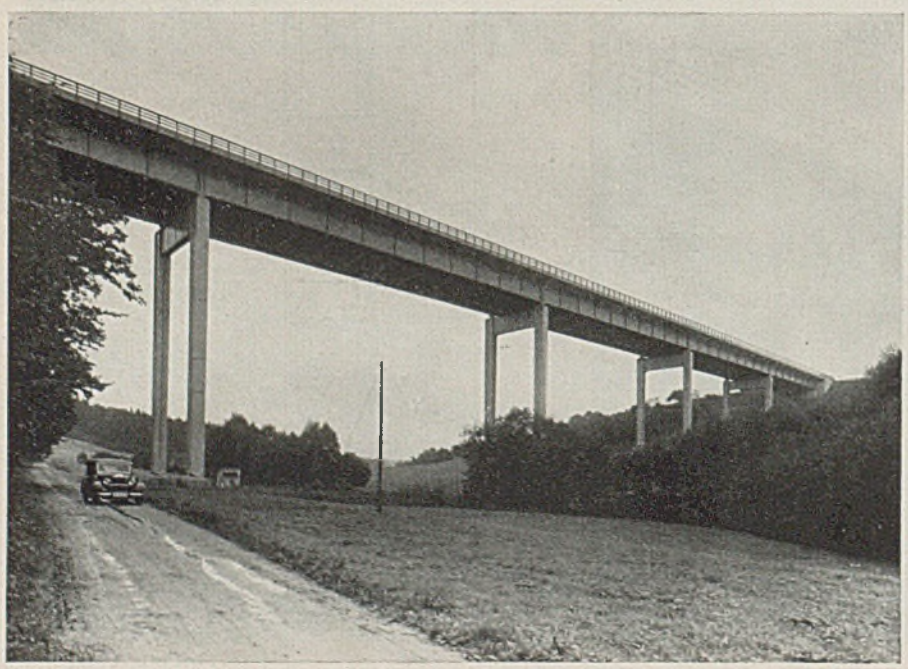

Abb. 51. Sulzbachviadukt.

deren Höhe von 3,7 m in der Mitte auf 2,77 m an beiden Enden abnimmt, die weit ausladenden Konsolen und die stählerne Fahrbahntafel bilden eine organische, geschlossene Einheit. Die Abmessungen der einzelnen Bauteile sind sehr glücklich gegeneinander abgestimmt. Das ganze Bauwerk ist ein Baudenkmal neuzeitlicher Brückenbaukunst.

Reichsautobahnbrücke über das Werratal in der Nähe von Kassel (Abb. 54). Die Autobahn wird in 61 m Höhe über der Talsohle in fünf Öffnungen auf Fachwerküberbauten, die ganz unter der Fahrbahn liegen, über das Tal geführt. Die Stützweiten betragen 80—96—96—80—64 m. Die Träger, von denen vier nebeneinander liegen, sind 8 m hoch. Die Pfeiler sind vollwandig, sie bestehen aus Beton mit schöner Sandsteinverkleidung.

Die Querträger liegen gelenkig auf den Obergurten der Hauptträger (Abb. 55). Die Fahrbahntafel ist aus Eisenbeton gebildet. Der Abstand von Geländer zu Geländer beträgt 21,5 m. Die Überbauten wurden im freien Vorbau unter Zuhilfenahme je eines stählernen Gerüstpfeilers in der Mitte jeder Öffnung zusammengebaut (Abb. 56).

Wie das Bild der fertigen Brücke (Abb. 54) zeigt, macht das Bauwerk einen überaus leichten Eindruck. Der Pfeiler, der an der durch das Tal führenden Straße liegt, hat einen schönen bildhauerischen Schmuck erhalten. Er stellt einen Arbeiter der Stirn und einen Arbeiter der Faust dar als Vertreter der Männer, die das große Bauwerk errichtet haben. Sie sehen sich verständnisvoll in die Augen und zeigen ihre Verbundenheit durch Berühren der Hände. Abb. 57 zeigt die Größe des Bildwerkes im Vergleich zu einem Menschen. Hier legt der Bildhauer die letzte Hand an sein Werk.

Reichsautobahnbrücke über die Elbe bei Dresden (Abb. 58). Die Elbe und das beiderseitige Vorland sind von einem, unter der Fahrbahn liegenden Fachwerküberbau überbrückt. Der Überbau hat vier Hauptträger, die in gleicher Höhe von 5,6 m über die fünf Öffnungen durchlaufen. Die Stützweite des Stromüberbaues mißt 130 m. Abb. 59 zeigt den Stromüberbau in größerem Maßstabe mit den weit ausladenden Konsolen, die einen öffentlichen Fußsteig tragen. Die Widerlager und Pfeiler bestehen aus Beton mit Granitverkleidung.

Auf der einen Seite schließt sich an die Elbebrücke ein Bauwerk an, das die Reichsautobahn über zwei Straßen und einen Bahnhof führt (Abb. 60). Auch dieser Überbau hat vier Hauptträger, die aber vollwandig ausgebildet sind, über drei Öffnungen durchlaufen und in den Zwischenstützpunkten von stählernen Pendelsäulen getragen werden. Der Überbau und die Pendelstützen sind ganz geschweißt.

Die Hauptbrücke ist von der Anschlußbrücke durch einen mächtigen Pfeiler getrennt (Abb. 61). Nur durch solch einen Pfeiler kann in architektonisch befriedigender Weise die Verbindung zwischen zwei ganz verschiedenen Brücken hergestellt werden. Der Überbau der Hauptbrücke mußte über dem Strom im freien Vorbau (Abb. 62) zusammengebaut werden, weil wegen der Schiffahrt keine Gerüste im Strom errichtet werden durften. Die ganze Brücke ist in der kurzen Zeit von 12 Monaten gebaut worden.

Reichsautobahnviadukt bei Kalkberge in der Nähe von Berlin (Abb. 63). Das flache Tal wird von einem 740 m langen Brückenzuge in dreizehn Öffnungen überquert. Für jede der beiden Fahrbahnen der Autobahn ist je ein ganz geschweißter Überbau mit zwei vollwandigen, überall gleich hohen Hauptträgern, die 7 m Mittenabstand haben, angeordnet. Die Stützweiten betragen 4 × 47 und 9 × 61,2 m.

Die Querträger haben rahmenartige Form (Abb. 64). Die Eisenbeton-Fahrbahntafel ruht auf den Obergurten der Haupt- und Querträger auf. Abb. 65 zeigt einen Blick in den Überbau während der Aufstellung. Die rahmenartige Ausbildung der Querträger und das Fehlen jeder Querverbindung in der Ebene der Untergurte verleiht der Brücke eine außerordentlich schöne Unteransicht.

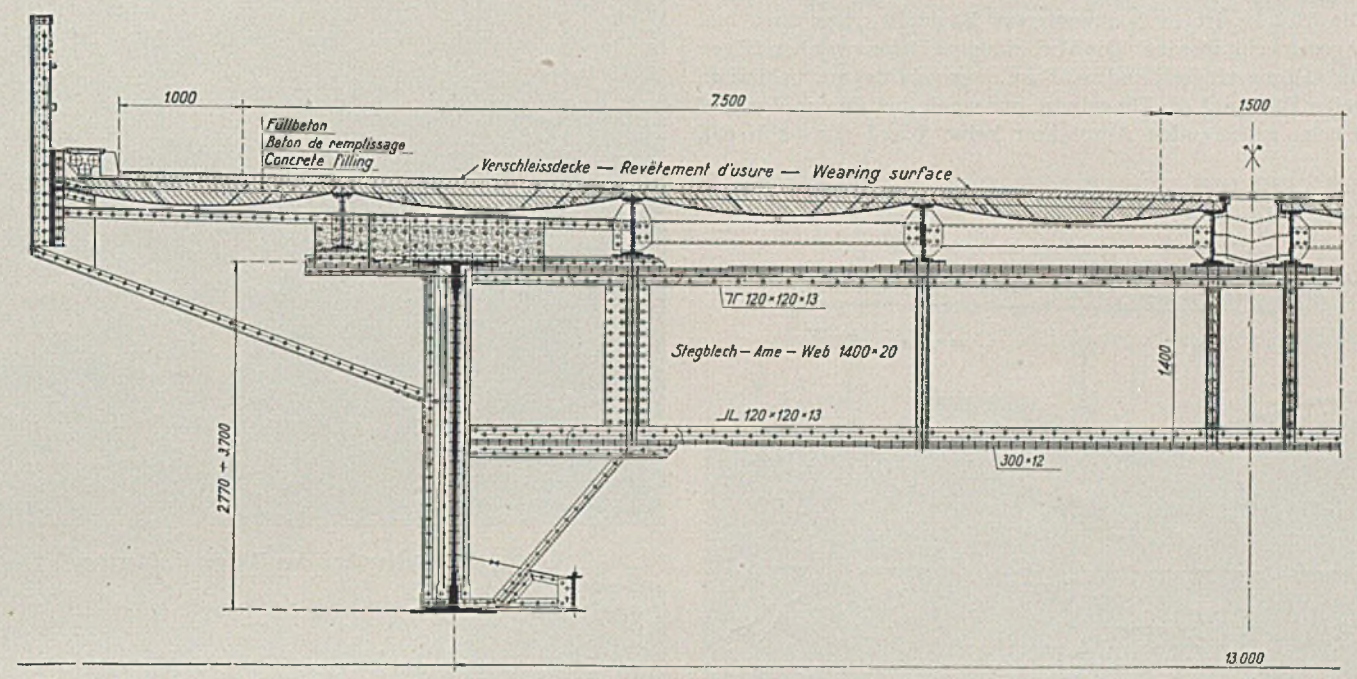

Abb. 52. Sulzbachviadukt (Querschnitt).

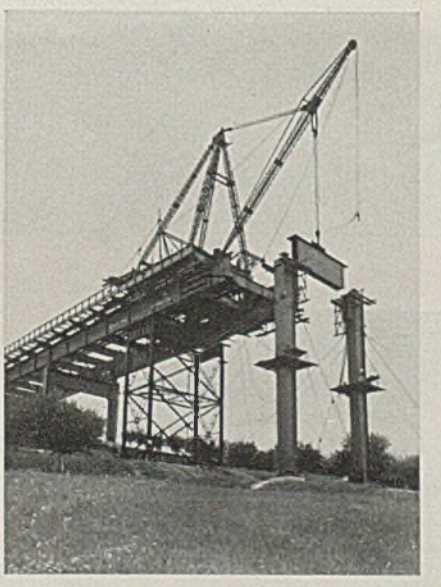

Abb. 53. Sulzbachviadukt (Montage).

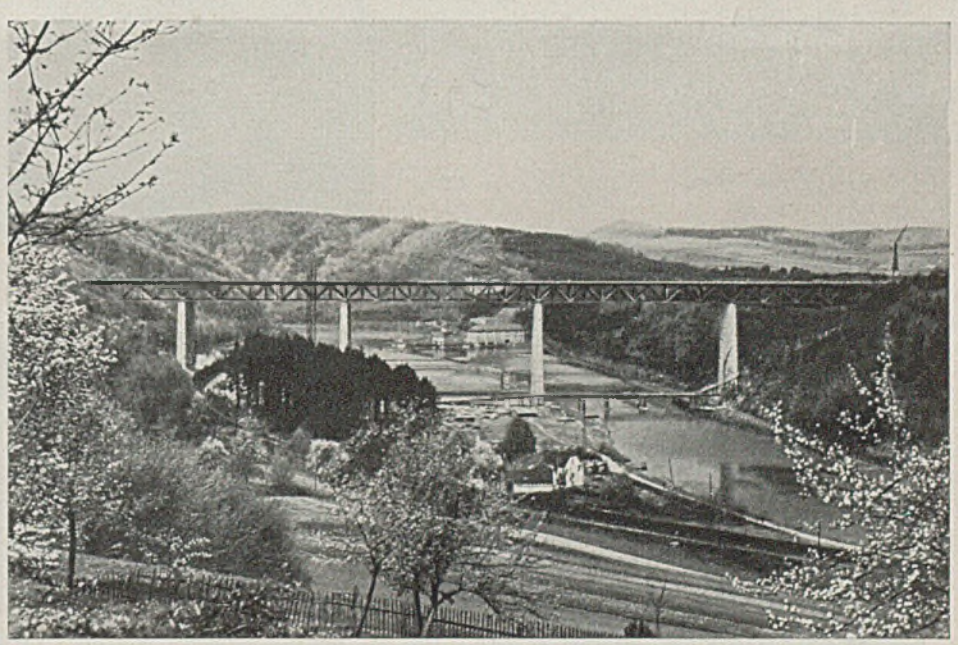

Abb. 54. Brücke über das Werratal.

Der Baustoff des Überbaues ist St 52. Die Gurtlamellen sind Wulstprofile 660-44. Die Baustellenstöße des Stegbleches und der Gurtlamellen liegen ungefähr an ein und derselben Stelle, und zwar in den Momentennullpunkten. Sie sind reine Stumpfstöße (ohne zusätzliche Decklaschen) (Abb. 66), und zwar in den Gurtungen in Form von U-Nähten, im Stegblech in Form einer X-Naht. Die Gurtstöße sind unter 45° gegen die Längsachse des Überbaues angeordnet.

Die Träger wurden auf festen Gerüsten zusammengebaut. Die Schweißung wurde in der hierdurch bedingten senkrechten Lage der Träger vorgenommen. Der Schweißvorgang der Baustellenstöße war folgender: Zunächst wurden in beiden Gurtnähten zu gleicher Zeit fünf Raupen gelegt. Dann wurde auf der einen Seite die X-Naht des Stegbleches von der Mitte nach oben und unten im Pilgerschritt geschweißt, gleichzeitig wurde in beiden Nähten der Gurtung die Schweißung fortgesetzt. Wenn die eine Seite der X-Naht des Stegbleches fertig war, wurde auf der anderen Seite ebenfalls im Pilgerschritt von der Mitte nach oben und unten geschweißt.

Die Zeitdauer und Zeitfolge der einzelnen Schweißungen waren so bemessen, daß alle drei Nähte zu gleicher Zeit fertig wurden. Beim Schweißen der Baustellenstöße lagen die Hauptträger auf Rollen, so daß sie dem Schrumpfen der Nähte folgen konnten. Die rollende Reibung wurde durch Anziehen leichter Winden überwunden.

In der Nähe von Duisburg am Kaiserberg kreuzt die Reichsautobahn die Reichsbahnanlagen (Abb. 67). Zwischen den Gleisen durften keine Zwischenstützen angeordnet werden.

Die Reichsautobahn mußte deshalb mit einem 103 m weit gestützten Überbau über die Eisenbahn geführt werden. Dies konnte bei den vorliegenden Höhenverhältnissen nur mit einer Brücke geschehen, deren Hauptträger über der Fahrbahn liegen. Aus Schönheitsgründen wurden hier durch Vollwandträger versteifte Stabbögen gewählt, die in den Tragebenen nur senkrechte Verbindungsglieder zwischen Bögen und Versteifungsträgern haben.

Die Brücke ist in hochwertigem Baustahl ausgeführt und g a n z geschweißt worden. Die Verbindungsglieder zwischen Bögen und Versteifungsträgern sind aus Rundeisen gebildet und behindern den freien Blick auf die Umgebung nur wenig und bieten dem auf die Brücke zufahrenden Autofahrer keine Wand dar (Abb. 68).

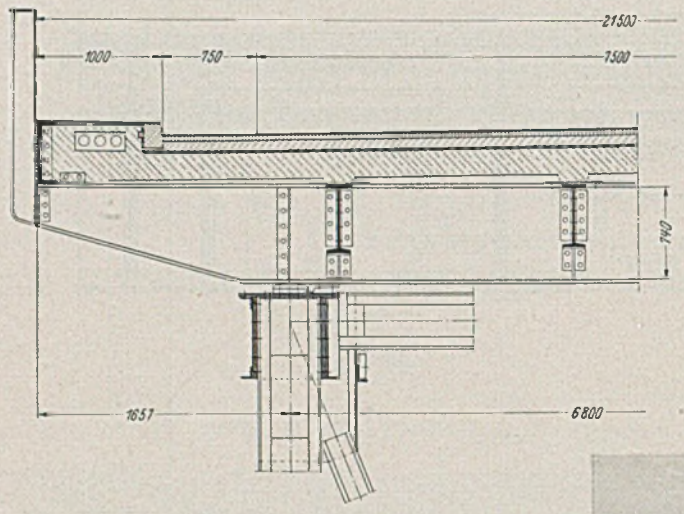

Abb. 55. Brücke über das Werratal (Fahrbahnquerschnitt).

Für jede der beiden Fahrbahnen der Autobahn ist ein Überbau angeordnet. Die beiden Bögen jedes Überbaues sind durch einen Fachwerkwindverband miteinander verbunden, der seine Kräfte durch liegende Portale an die Widerlager abgibt. Die Hauptträger sind auf dem Gerüst in Drehvorrichtungen geschweißt worden

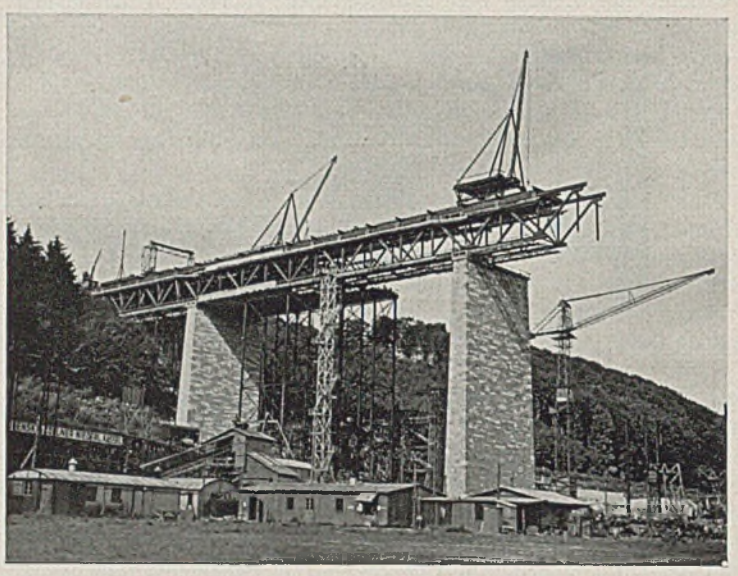

Abb. 56. Brücke über das Werratal (Montage).

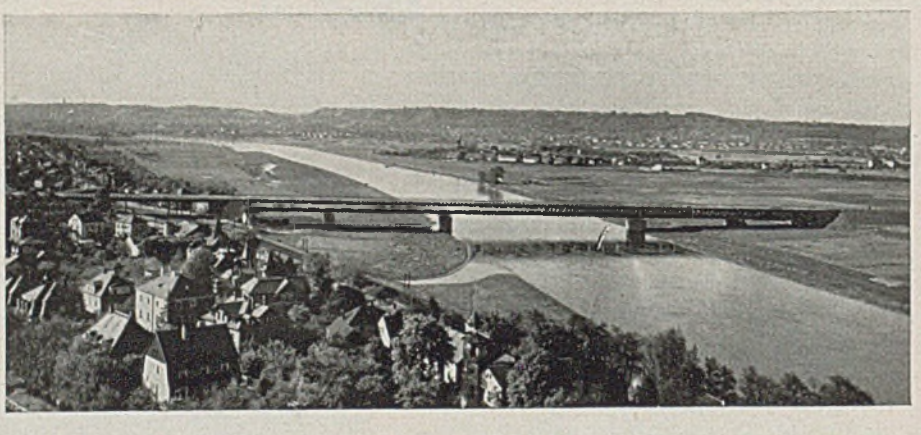

Abb. 58. Brücke über die Elbe bei Dresden.

Abb. 57. Bildwerk an der Werrabrücke.

Abb. 59. Brücke über die Elbe bei Dresden (Stromüberbau).

(Abb. 69). Auf diesem Bilde sieht man rechts den einen fertigen Überbau und links die in die Drehvorrichtungen eingespannten Hauptträger des anderen Überbaues.

Die Ausbildung des Auflagerpunktes ist in Abb. 70 dargestellt. Ein gemeinschaftliches Blech faßt in den einwandigen Versteifungsträger und in den zweiwandigen Bogen hinein, mit dessen Wänden

Abb. 60. Anschlußbrücke.

Abb. 61. Trennungspfeiler.

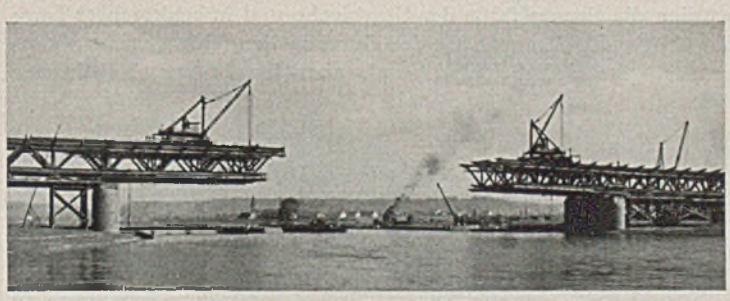

Abb. 62. Brücke über die Elbe bei Dresden (Montage).

Abb. 63. Viadukt bei Kalkberge.

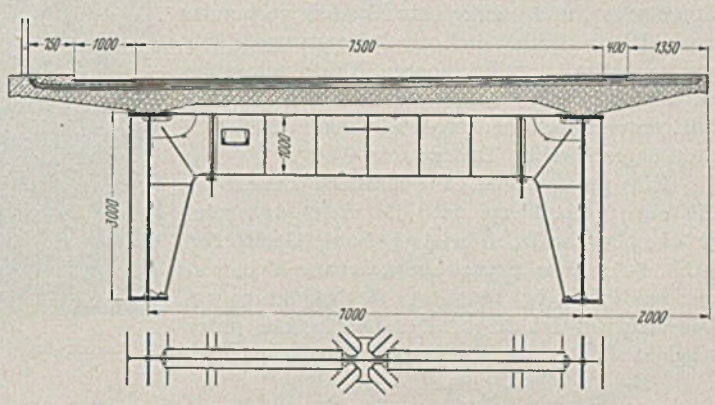

Abb. 64. Viadukt bei Kalkberge (Querschnitt).

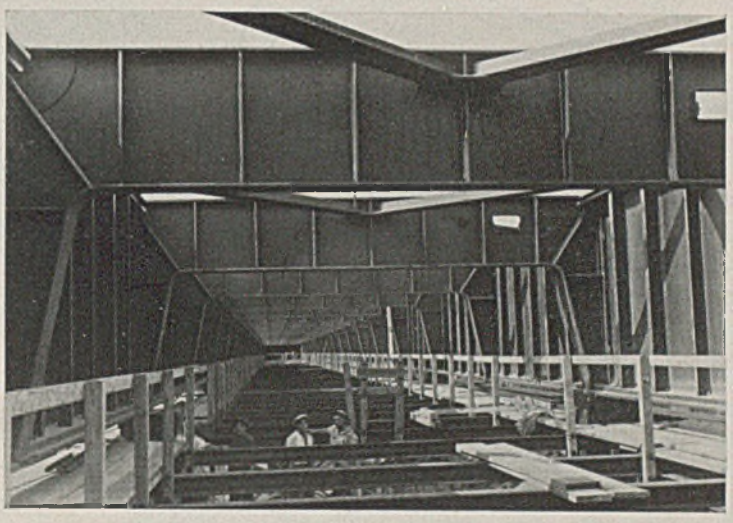

Abb. 65. Blick in den Überbau während der Montage.

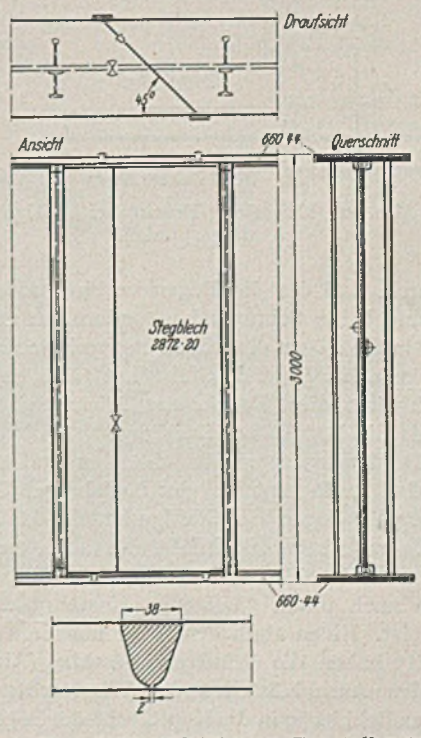

Abb. 66. Viadukt bei Kalkberge (Baustellenstoß).

es durch Querbleche verbunden ist. Außen auf den Wänden des Bogens liegen Bleche, die über den Versteifungsträger greifen und mit dessen Stegbleche durch senkrechte Steifen verbunden sind. Diese Bleche sind mit Aussparungsöffnungen versehen, um die inneren Nähte schweißen zu können. Die Brücke macht einen leichten, luftigen und doch mächtigen Eindruck. Sie ist die größte geschweißte Brücke der Welt.

Eine geschweißte, ganz ähnliche Brücke wie die eben geschilderte ist die Reichsautobahnbrücke über den Lech bei Augsburg (Gersthofen) (Abb. 71). Ihre Stützweite ist etwas kleiner als die der Brücke bei Duisburg, sie beträgt 93,5 m. Der Baustoff ist St 37. Die Lechbrücke unterscheidet sich von der Duisburger Brücke vor allem

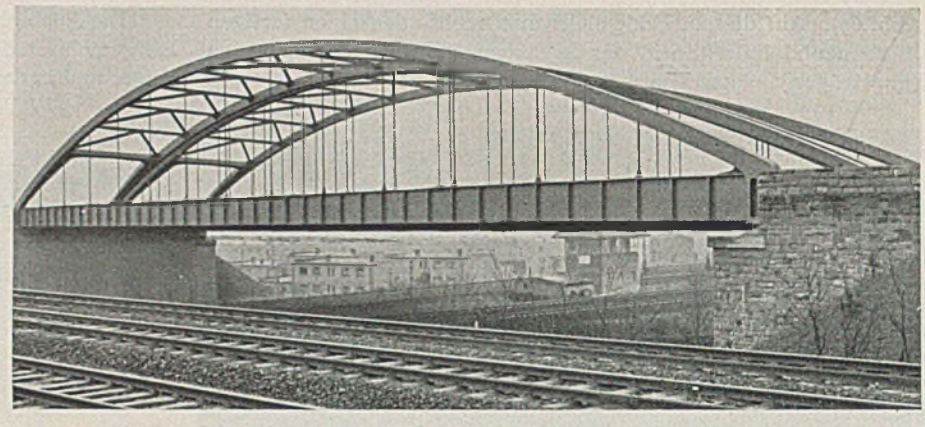

Abb. 67. Kaiserberg-Brücke bei Duisburg.

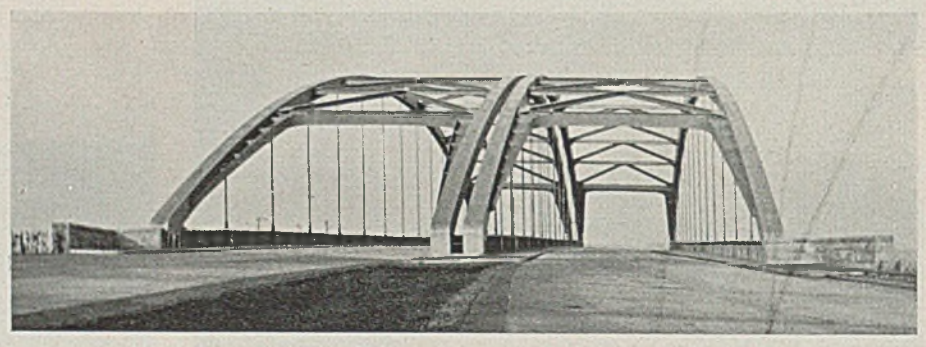

Abb. 68. Kaiserberg-Brücke bei Duisburg.

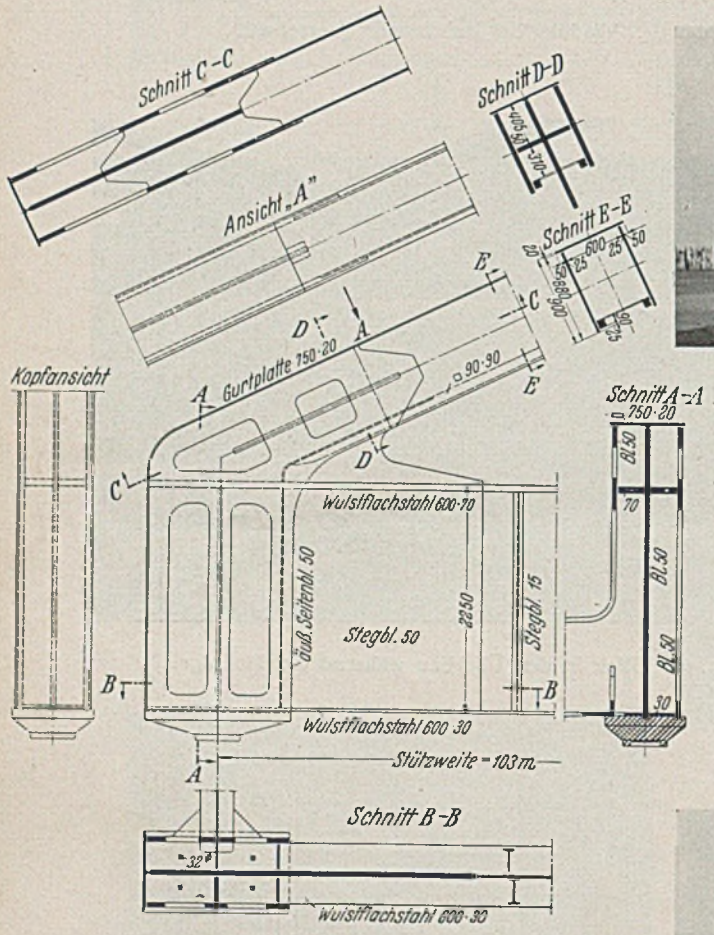

Abb. 70. Kaiserberg-Brücke bei Duisburg (Auflagerpunkt).

dadurch, daß der die Bogen verbindende Windverband keine Schrägstäbe, sondern nur rahmenartig in die Bögen eingebundene, rechtwinklig zur Brückenachse liegende Stäbe hat (Abb. 72). Dadurch wirkt diese Brücke noch leichter und luftiger als die Brücke bei Duisburg.

Der Auflagerpunkt ist einfacher und straffer als der Auflagerpunkt der Duisburger Brücke (Abb. 73). Gegen ein Stahlgußstück, das in den Versteifungsträger hineinfaßt und mit dessen Stegblech verschweißt ist, stützt sich der Bogen, der einen nach unten geöffneten Kastenquerschnitt aufweist. Einen ähnlichen, aber kleineren Querschnitt haben die Windverbandstäbe (Abb. 74). An den Anschlußstellen der Windverbandstäbe greifen Eckbleche in die Kopfbleche der Bögen und der Windverbandstäbe hinein. Die aus 65 mm dicken Rundeisen gebildeten Hängestangen (Abb. 75) haben am oberen und unteren Ende ausgeschmiedete Ösen. Durch die untere kreisrunde Öse und zwei Bleche, die mit dem Stegblech des Versteifungsträgers verbunden sind und die obere Gurtung durchdringen, greift ein Bolzen. Durch die längliche obere Öse greifen zwei Keile, deren unterer auf einem Flachblech ruht, das von zwei senkrechten Schotten getragen wird.

Das Schweißen vollzog sich folgendermaßen: Die Versteifungsträger wurden in ganzer Länge in den auf festen Gerüsten liegenden Drehvorrichtungen eingespannt. In waagerechter Lage der Träger wurden die Stumpfstöße der Stegbleche und in senkrechter Lage der Träger die Stumpfstöße der Gurtlamellen (Dörnensche Wulstprofile) geschweißt. Dabei wurde aber immer umschichtig nur

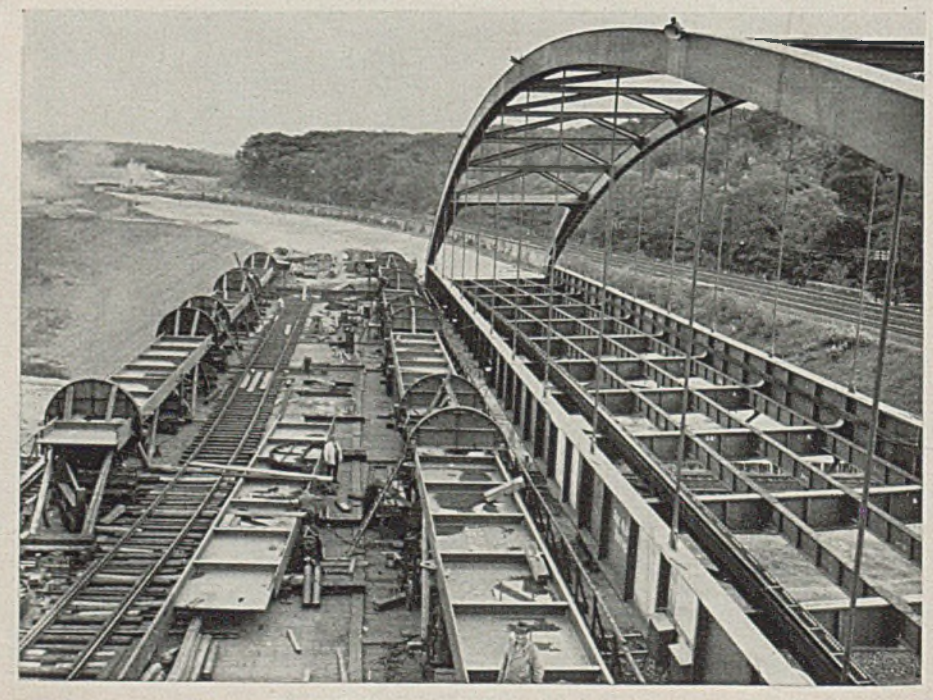

Abb. 69. Kaiserberg-Brücke bei Duisburg (Montage).

ein Teil der Stegblech- und Gurtstumpfstöße geschweißt. Dann wurden in waagerechter Lage der Träger die Halsnähte zwischen dem Stegblech und den Gurtlamellen gezogen.

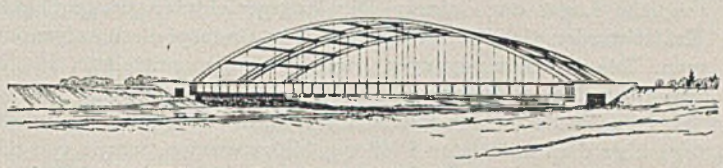

Abb. 71. Lechbrücke bei Gersthofen.

Nachdem die Fahrbahn eingebaut war, wurde das stählerne Gerüst für das Aufstellen und Schweißen der Bögen aufgestellt. Dann wurden die vier Bogenendstücke aufgelegt und mit den vorhin erwähnten Stahlgußstücken über den Auflagern verschweißt;

Abb. 72. Lechbrücke bei Gersthofen.

hierauf wurden weitere Bogenstücke eingebaut, mit den vorher aufgebrachten verschweißt und mit den Windverbandquerriegeln verbunden. Schließlich wurden die mittleren Bogenpaßstücke genau abgelängt und verschweißt. Nach Fertigstellung aller Bogen-

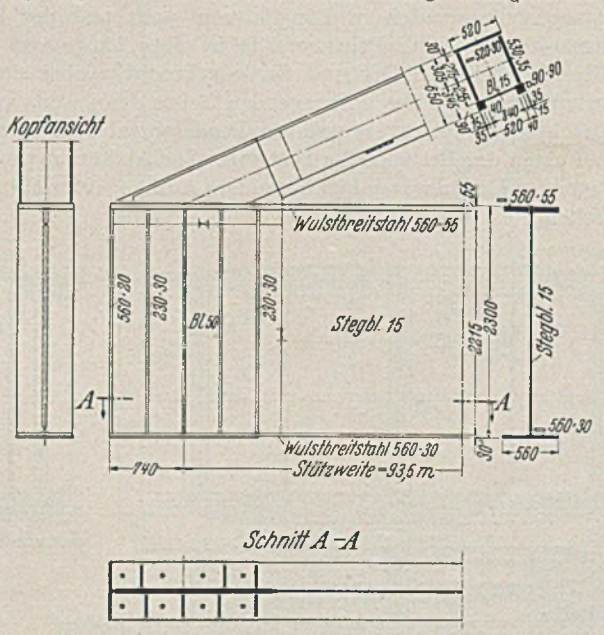

Abb. 73. Lechbrücke bei Gersthofen (Auflagerpunkt).

stöße und Querriegelanschlüsse wurden die Bögen freigesetzt und dann die Hängestangen eingebaut. Schließlich wurde der ganze Überbau ausgerüstet.

Im Zuge des Rügendammes zwischen dem Festlande und der Insel Rügen liegen zwei Brücken, die Ziegelgrabenbrücke und die Strelasundbrücke.

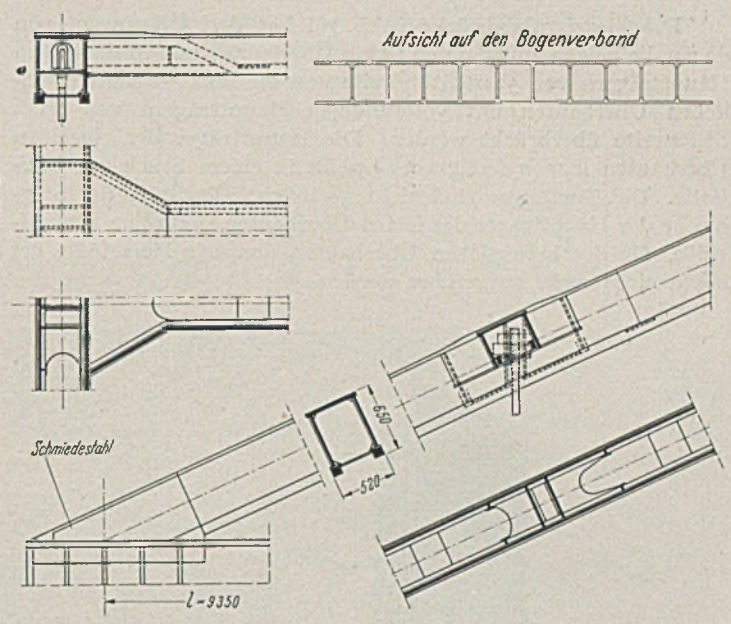

Abb. 74. Lechbrücke bei Gersthofen (Bogenwindverband).

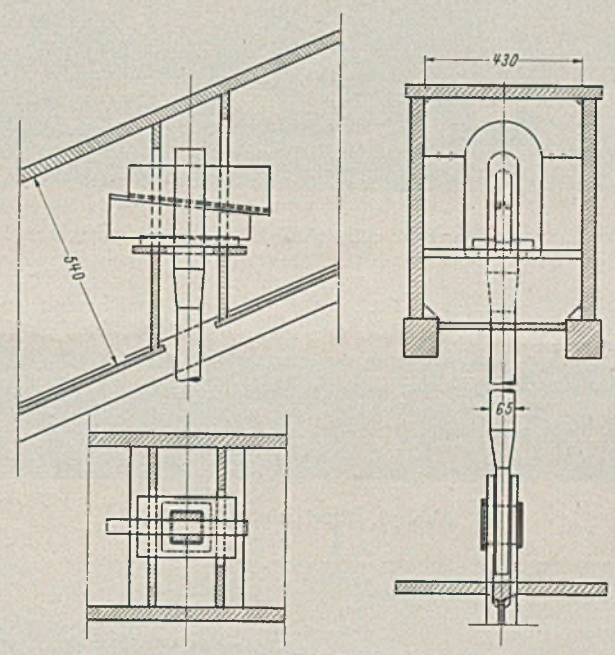

Abb. 75. Lechbrücke bei Gersthofen. Anschluß der Hängestangen.

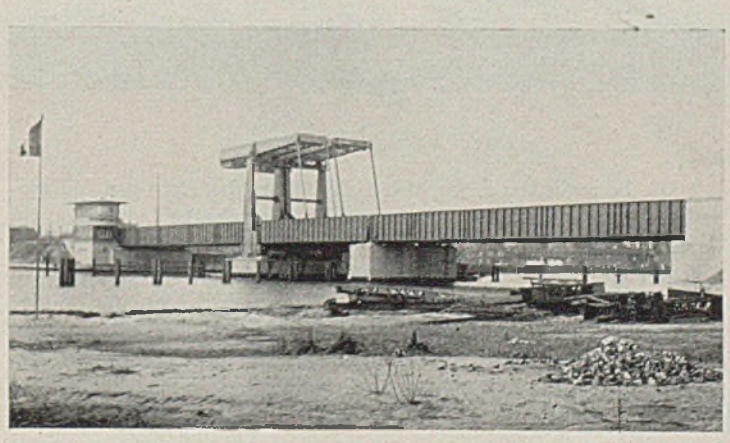

Abb. 76. Ziegelgrabenbrücke.

Beide Brücken dienen dem Eisenbahn- und Straßenverkehr. Die Unterbauten sind gemeinsam; die Überbauten sind aber für den Eisenbahn- und Straßenverkehr getrennt. Die Straßenüberbauten sind genietet, die im folgenden näher erläuterten Eisenbahnüberbauten sind geschweißt.

Die Ziegelgrabenbrücke (Abb. 76) hat drei Öffnungen, von denen die beiden äußeren von festen Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern von 52 m Stützweite und die mittlere von beweglichen Überbauten mit vollwandigen Hauptträgern von 29 m Stützweite überbrückt werden. Die Hauptträger der einzelnen Überbauten kamen fertig verschweißt in einem Stück zur Baustelle. Die Gurtungen sind nicht gestoßen. Die Stöße der Stegbleche der Hauptträger der festen Überbauten sind reine Stumpfstöße, die der beweglichen Überbauten doppelte Herzstöße, die heute nicht mehr ausgeführt werden.

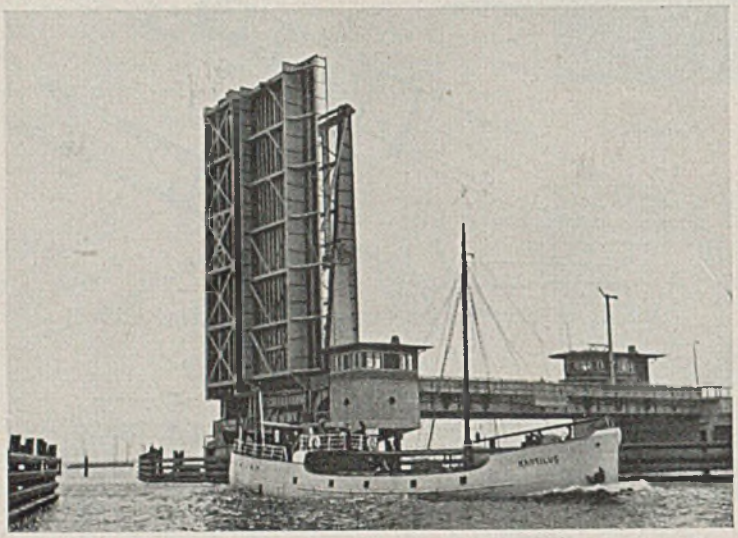

Abb. 77. Ziegelgrabenbrücke. Klappbrücke geöffnet.

Abb. 78. Strelasundbrücke.

Abb. 79. Strelasundbrücke.

Die beweglichen Überbauten sind Klappbrücken mit Waagebalken. Die vollwandigen Türme und Waagebalken verleihen im Verein mit den vollwandigen, hohen Hauptträgern den Klappbrücken eine straffe, wuchtige, schlichte Form; sie zeigen auch dem Laien deutlich die Zweckbestimmung der Klappbrücken an. Die gewählte Form der Klappbrücken ist von allen Klappbrückenarten, die hier in Frage gekommen wären, die ansprechendste. Abb. 77 zeigt die Klappbrücke im geöffneten Zustande.

Die Strelasundbrücke überbrückt in zehn Öffnungen einen 540 m langen Teil des Strelasundes (Abb. 78). Jeder der beiden Überbauten für Eisenbahn und Straße hat zwei vollwandige Hauptträger, die über je fünf Öffnungen ohne Gelenke durchlaufen. Die Stützweiten betragen 54 m. Von den neun Pfeilern sind (von links in der Abb. 78 gerechnet) der dritte und siebente als Bremspfeiler massiv bis dicht unter den Überbau geführt. Auf ihnen liegen die festen Lager. Alle anderen Pfeiler sind nur so weit über das Wasser geführt, daß ihre Oberfläche hochwasserfrei ist (Abb. 79). Auf ihnen stehen geschweißte Pendelportale, die die Eisenbahn- und Straßenbrücke stützen. Auch auf den Widerlagern sind bewegliche Lager angeordnet. Die längsgerichteten waagerechten Kräfte werden also allein von den beiden Bremspfeilern aufgenommen. Die Ausdehnungsfugen liegen über dem mittelsten Pfeiler und über den Widerlagern.

Die eine der beiden Brückenhälften, die durch die Dehnungsfuge über dem mittelsten Pfeiler gebildet werden, wurde von der Firma Dörnen in Dortmund, die andere von der Firma Friedrich Krupp, Rheinhausen, hergestellt.

Die Firmen wählten grundverschiedene Arten der Aufstellung der Überbauten. Die Firma Dörnen, die den nach der Insel

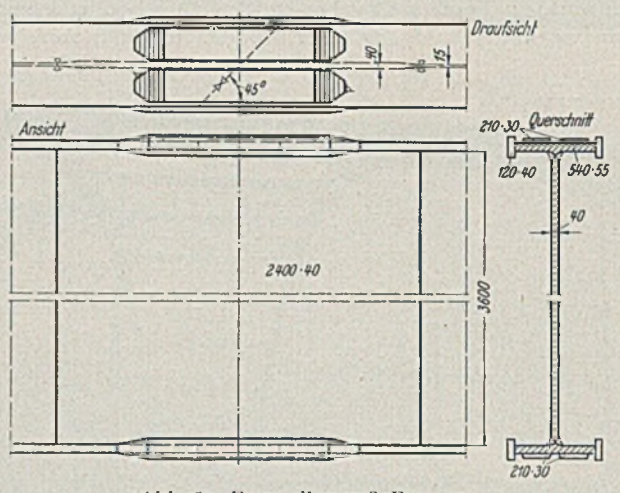

Abb. 80. Baustellenstoß Dörnen.

Rügen zu gelegenen Teil der Überbauten ausführte, verfuhr bei den Aufstellungsarbeiten folgendermaßen:

Sie schaffte die an das Widerlager angrenzenden beiden Hauptträger in einer in der Werkstatt fertig verschweißten Länge von 61 m mit der Eisenbahn bis Stralsund-Hafen, von dort mit dem Schwimmkran zur Baustelle und setzte sie auf das Widerlager und das Pendelportal des benachbarten Pfeilers ab. Die Hauptträger kragten also 7 m in die Nachbaröffnung vor. Die nächsten drei Hauptträgerteile wurden in Längen von 54 m und der letzte Hauptträgerteil vor der Brückenmitte in einer Länge von 47 m auf dieselbe Weise an Ort und Stelle gebracht, wobei sie sich einzeln auf das Ende des vorkragenden Teiles des jeweils vorher eingebrachten Hauptträgers und ein Pendelportal oder in einem Fall auf einen der Bremspfeiler stützten. Zur Abstützung an den vorkragenden Enden waren hier besondere Aufhängevorrichtungen vorgesehen.

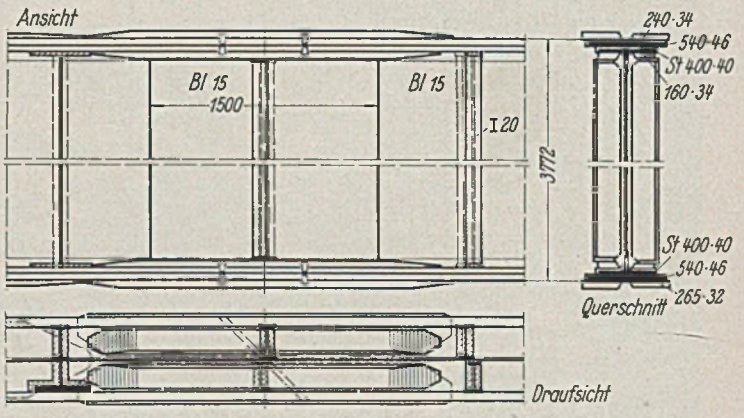

Abb. 81. Baustellenstoß Krupp.

Einer der Baustellenstöße des von der Firma Dörnen hergestellten Teiles ist in Abb. 80 dargestellt. An der Stoßstelle ist ein 40 mm dicker und 2,4 m langer Stegblechteil in das sonst 15 mm dicke Stegblech eingefügt, um an der Stoßstelle die Span-

nungen in den Gurtlamellen (Dörnensche Wulststähle) zu vermindern. Zwischen den beiden durch diese Anordnung entstehenden Stegblechstößen, die als reine Stumpfstöße in X-Form ausgeführt sind, liegt der Stoß der Gurtungen.

Dieser ist folgendermaßen ausgebildet: Die Wulststähle sind durch X-Stumpfnähte, die unter 45° verlaufen, verbunden. Der Stoß ist außerdem außen an den Seiten der Wulststähle durch

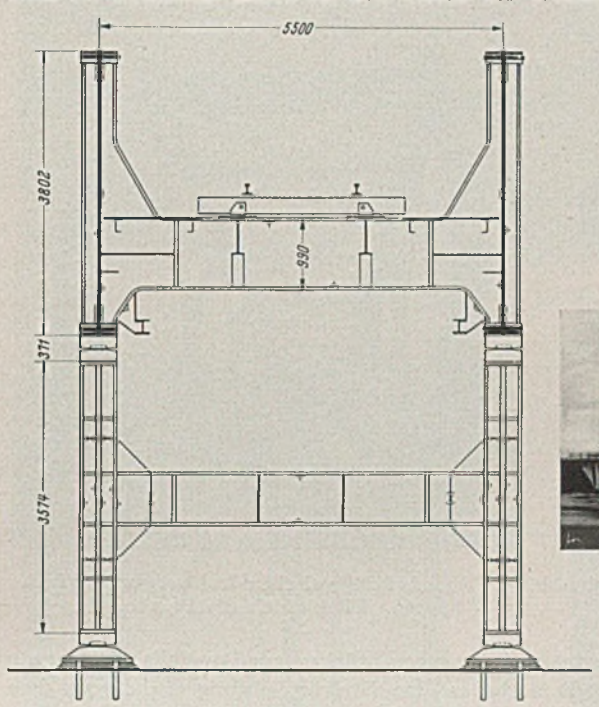

Abb. 82. Strelasundbrücke (Querschnitt).

Der Schweißvorgang war folgender: Zuerst wurden zu gleicher Zeit im Ober- und Untergurt die oberen Hälften der X-Stumpfnähte

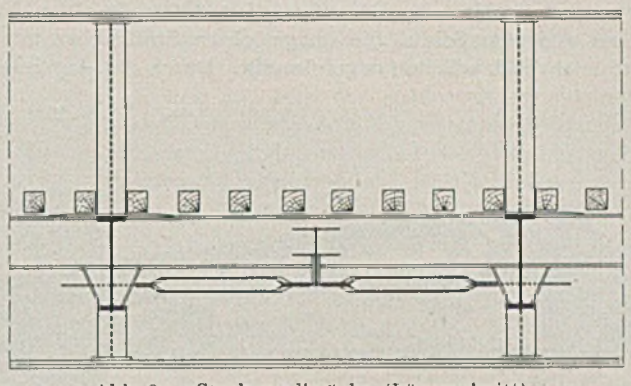

Abb. 83. Strelasundbrücke (Längsschnitt).

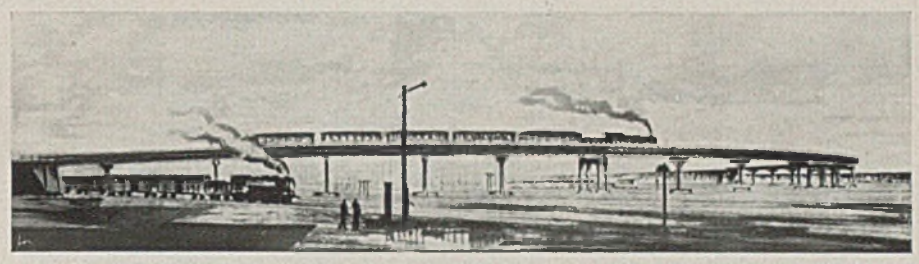

Abb. 84. Kreuzungsbauwerk auf Bahnhof Altona.

bis zur halben Höhe geschweißt, dann die unteren Hälften über Kopf in gleichem Umfange. Bei diesen Schweißarbeiten wurden die Gurtungen durch Flaschenzüge mit einer Kraft von etwa 10 t zusammengezogen. Der dickere Stegblechteil war an einer Seite

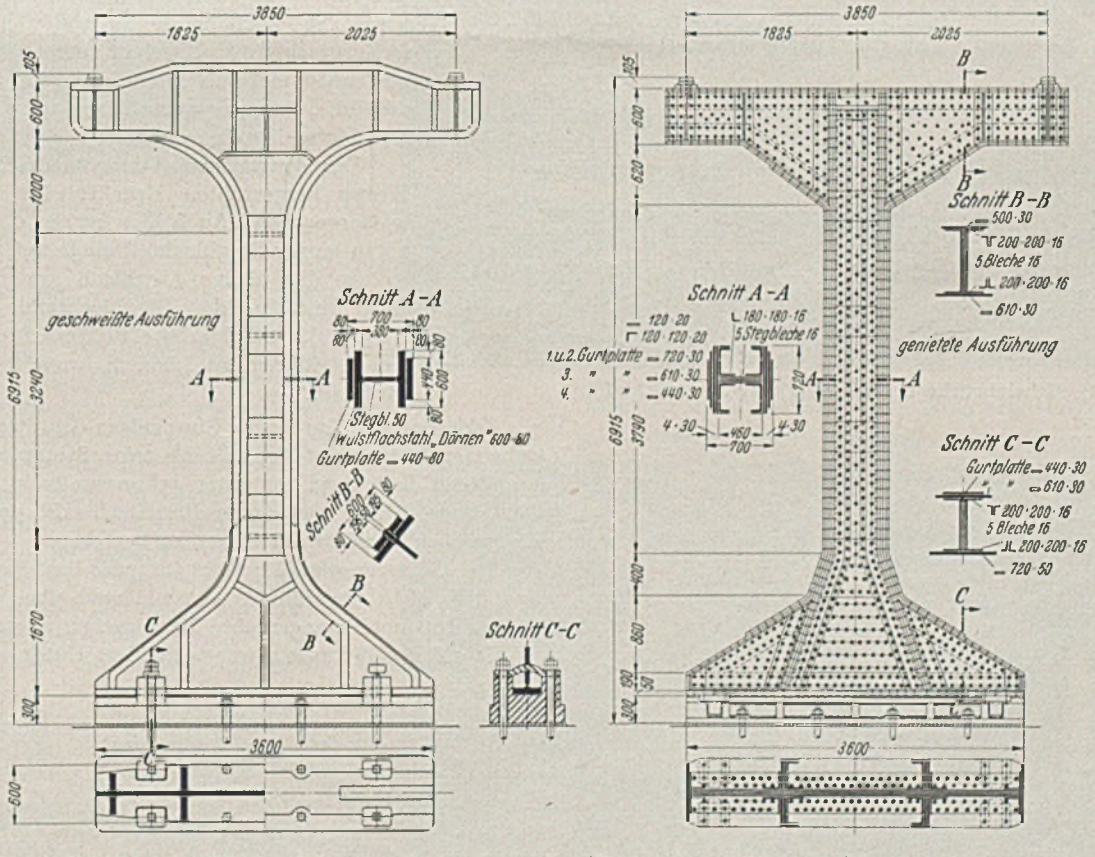

Abb. 85. I-förmige Stütze in geschweißter und genieteter Ausführung.

senkrecht stehende kleine Laschen 140 · 20 und durch waagerechte Laschen 210 · 30, die im Obergurt oben und im Untergurt unten liegen, gedeckt. Diese Zusatzdeckungen wurden mit Rücksicht auf die starke dynamische Beanspruchung durch die Eisenbahnbetriebslasten gewählt.

bereits in der Werkstatt mit dem dünneren anschließenden Stegblech durch eine X-Naht verbunden. Der andere Stumpfstoß wurde im Anschluß an die genannten Gurtschweißungen ganz verschweißt. Hierauf wurden die Stumpfstöße in den Gurtungen fertig geschweißt, wobei die durch die Flaschenzüge ausgeübte

Kraft bis auf 20 t gesteigert wurde. Weiter wurden die an der Stoßstelle noch offengelassenen Halsnähte zwischen Stegblech und Gurtungen geschlossen. Darauf wurden die senkrechten Randlaschen und zum Schluß die waagerechten Stoßlaschen von der Mitte nach beiden Seiten angeschweißt. Durch das Anschweißen dieser senkrechten und waagerechten Laschen wurde der Stumpfstoß zusammengedrückt, wodurch die beim Schweißen des Stumpfstoßes etwa entstandenen Zugschrumpfspannungen vermindert wurden.

Die Firma Friedrich Krupp schaffte auch die Hauptträger in längeren Stücken zur Baustelle, sie spannte diese aber in eine Drehvorrichtung ein, die auf dem anschließenden Damme errichtet war. Nach dem Verschweißen der Baustellenstöße der Hauptträger wurde die Fahrbahn eingeschweißt. Dann wurde der fertig geschweißte Überbau zuerst einige Meter quer und weiter mehr als 270 m in der Längsrichtung über die fünf Öffnungen verschoben und schließlich mehrere Meter in seine endgültige Lage abgesenkt.

Abb. 86. Rheinbrücke bei Wesel.

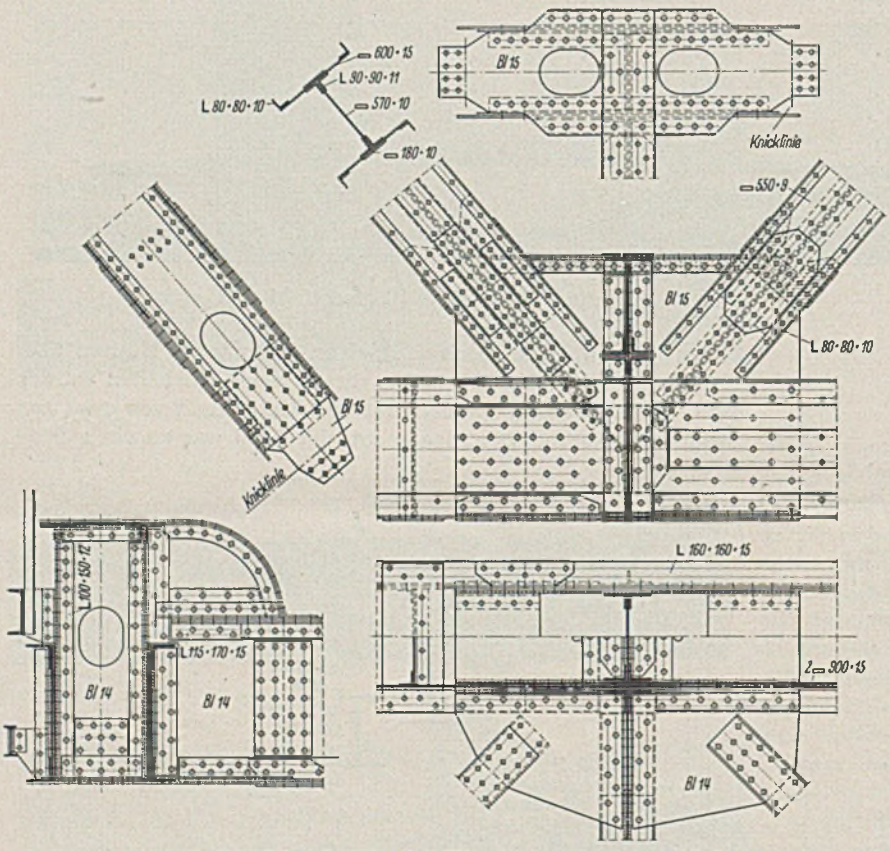

Abb. 87. Rheinbrücke bei Wesel (Querträgeranschluß).

Abb. 90. Rheinbrücke zwischen Duisburg und Rheinhausen. Blick durch die Brücke.

Der Baustellenstoß des von der Firma Friedrich Krupp hergestellten Brückenteiles ist in Abb. 81 wiedergegeben. Auch hier ist an der Stoßstelle ein 1,5 m langer Stegblechteil eingefügt, der aber ebenso wie das übrige Stegblech nur 15 mm dick ist. Das Einfügen des Stegblechteiles hat hier den Zweck, die Stegblechstoßnähte schrumpfspannungsfrei ausführen zu können, wovon gleich noch die Rede ist.

Zwischen den durch das Einschalten des Stegblechteiles entstehenden Stegblechstößen, die als reine Stumpfstöße in V-Form ausgeführt sind, liegt der unter 45° verlaufende Stumpfstoß der Gurtungen, die je aus einem Breitflachstahl 540.46 und einem Kruppschen Sonderstahl St 400.40 bestehen.

Der Gurtstumpfstoß besteht für jedes Profil aus einer U-Naht. Aus dem oben angeführten Grunde sind über und unter dem Stumpfstoß noch waagerechte Decklaschen angeordnet.

Der Schweißvorgang war folgender: Unter vorläufiger Fort-

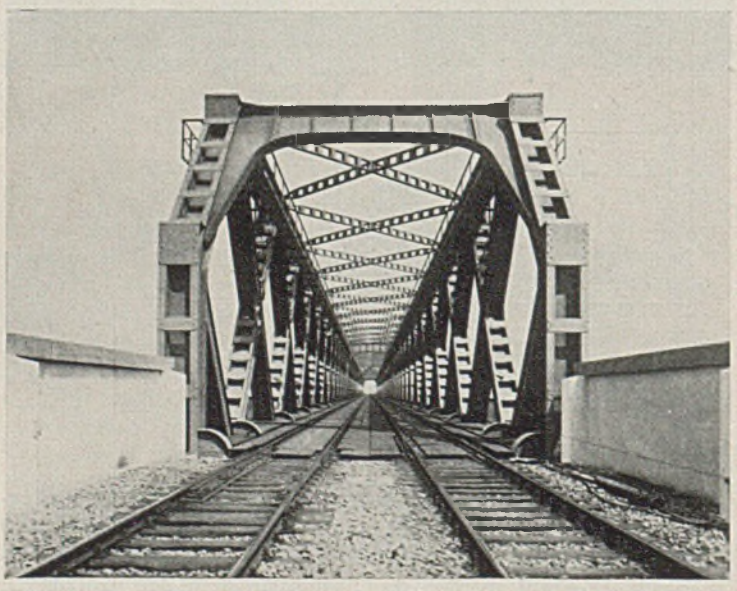

Abb. 88. Rheinbrücke bei Wesel. Blick durch die Brücke.

Abb. 89. Rheinbrücke zwischen Duisburg und Rheinhausen.

lassung des Stegblechteiles am Stoß wurden zuerst bei senkrechter Stellung des Hauptträgers im Ober- und Untergurt die unteren Hälften der oberen U-Nähte geschweißt. Dann wurden nach einer Drehung des Trägers um 180° die Wurzeln dieser Nähte ausgekreuzt und die nun oben liegenden zweiten U-Nähte vollständig verschweißt. Nach einer weiteren Drehung des Trägers um 180° wurden die zweiten Hälften der zuerst gezogenen U-Nähte ganz verschweißt. Um die Schrumpfspannungen der U-Nähte möglichst zu vermindern, wurden die Träger auf kleinen Rollen längsbeweglich gelagert.

Dann wurde der Träger in die waagerechte Lage gebracht und der 1,5 m lange Stegblechteil eingesetzt, der durch V-Nähte mit dem Stegblech und dem Kruppschen Sonderstahl St 400.40 der Gurtungen verbunden wurde. Er hatte in der Längsrichtung eine geringe Wölbung, die beim Schrumpfen der V-Nähte zwischen Einsatzteil und Stegblech verschwand und infolge der so erzielten Nachgiebigkeit das Auftreten von Schrumpfspannungen in diesen Nähten verhinderte. Nach dem Schweißen dieser Nähte wurden die V-Nähte zwischen dem Stegblechteil und den Gurtungen gezogen. Nach einer Drehung des Trägers um 180° wurden die Wurzeln der V-Nähte nachgeschweißt.

Abb. 91. Rheinbrücke bei Krefeld.

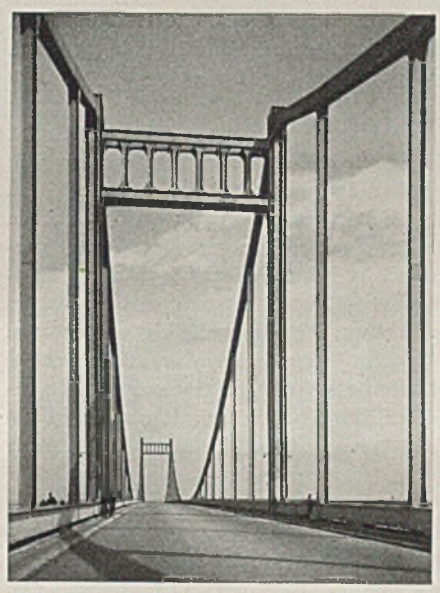

Abb. 92. Rheinbrücke bei Krefeld. Blick durch die Brücke.

Die waagerechten Decklaschen der Gurtungen konnten aus Gründen des Baufortschrittes erst nach dem Einschweißen der Fahrbahn aufgebracht werden. Die untenliegenden dieser Laschen mußten daher über Kopf angeschweißt werden.

Aus der Abb. 82 sind der Querschnitt der Brücke und eines der geschweißten Pendelportale zu ersehen, welche die Überbauten stützen. Die Querträger sind rahmenartig nach oben und unten ausgebildet und bis an die Gurtungen geführt. Der Mittenabstand der Hauptträger beträgt 5,5 m, ihre Höhe 3,8 m. Die Form der Pendelportale geht klar aus der Abbildung hervor. Der Querriegel liegt in halber Höhe der Pfosten. Eckbleche greifen in die Pfosten und den Querriegel hinein.

Aus dem Längsschnitt (Abb. 83) sind die Anschlüsse der Längsträger an den Querträgern zu ersehen. Unter die Längsträger sind Konsolen geschweißt, die bis auf die Untergurte der Querträger reichen. Oben sind die benachbarten Längsträger durch angeschweißte Laschen miteinander verbunden. Aus Abb. 83 ist auch die Lage des Windverbandes zu ersehen.

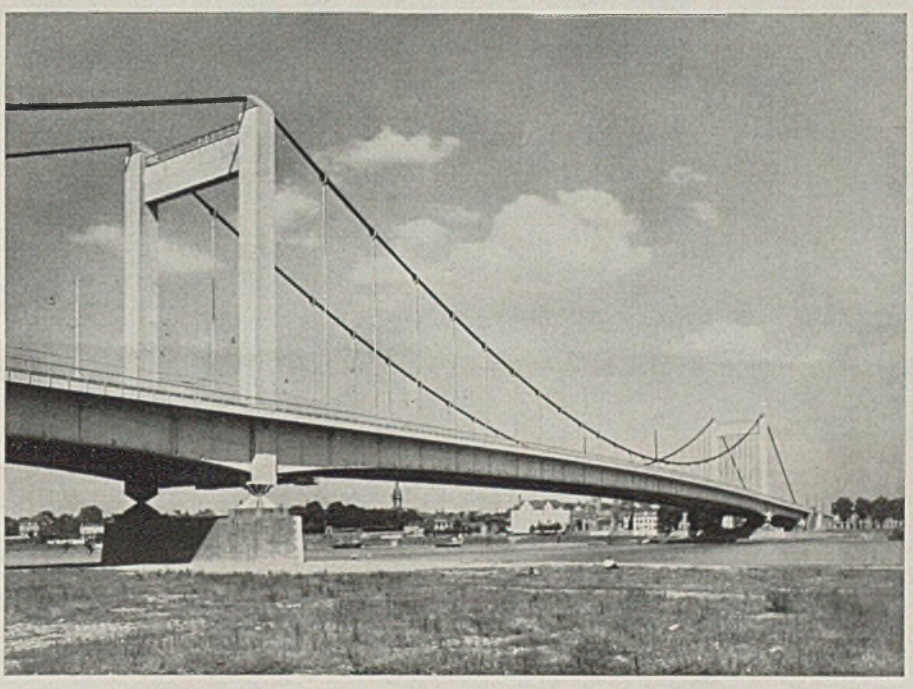

Abb. 93. Rheinbrücke zwischen Köln und Mülheim.

Abb. 94. Rheinbrücke zwischen Neuwied und Weißenthurm.

Ein großes, ganz geschweißtes Bauwerk ist auch das im Bau begriffene Kreuzungsbauwerk auf dem Bahnhof Altona (Abb. 84), das ein stark befahrenes Personenzuggleis über einen Güterbahnhof führt. Das Personenzuggleis liegt in einer Krümmung von 350 m Halbmesser. Die meisten der Zwischenstützen sind einstielige doppel-I-förmige Pendelrahmen, von denen schon oben die Rede war (Abb. 85 links).

Man war zweifelhaft, ob man die Stützen genietet oder geschweißt ausführen sollte. Die nähere Durcharbeitung hat aber ergeben, daß genietete Stützen (in Abb. 85 rechts) sehr schwer auszuführen waren. Geschweißte Stützen (in Abb. 85 links) boten weit geringere Schwierigkeiten.

Abb. 95. Rheinbrücke zwischen Neuwied und Weißenthurm. (Blick durch die Brücke).

Zum Schluß sollen einige neuere Rheinbrücken im Bilde gezeigt und kurz erläutert werden.

Die zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel (Abb. 86) überschreitet in vier Öffnungen mit parallelgurtigen Fachwerkträgern, die über zwei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufen, den Strom. Die Stützweiten betragen 4×104 m. Die Ausfachung der Hauptträger besteht aus gekreuzten Streben ohne Pfosten. Die Querträger sind in den unteren Dreieckspitzen angeschlossen. Damit die Einspannungsmomente der Querträger einwandfrei aufgenommen und weitergeleitet werden, sind folgende Maßnahmen getroffen (Abb. 87):

In den Querträger faßt ein Eckblech hinein, das die Höhe der Knotenbleche hat und seine Fortsetzung in dem senkrechten Schott zwischen den Knotenblechen findet. Oben sind Eckblech und Schott durch ein Flacheisen unmittelbar verbunden. In der Ebene der Oberkante der Knotenbleche liegt ein waagerechter Träger, welcher an den Stegen der Streben angeschlossen ist. Die Stege der Streben sind mit geknickten Laschen an dem senkrechten Schott zwischen den Knotenblechen angeschlossen. Auf diese Weise wird das Einspannungsmoment des Querträgers einwandfrei in die Streben und von diesen in den unteren und oberen Windverband geleitet.

Der obere Windverband hat das gleiche System wie die Hauptträger (Abb. 88). An den Enden der Brücke werden die Windkräfte durch schräg liegende Portale in die kurzen Endpfosten und von hier zu den Lagern geleitet. Der Blick durch die Brücke ist frei von Querverbänden.

Die Straßenbrücke über den Rhein zwischen Duisburg und Rheinhausen (Abb. 89) überquert den Strom in zwei ungleich großen Öffnungen, die sich in architektonisch befriedigender Weise nur von parallelgurtigen überall gleich hohen Trägern überspannen lassen. Hier sind es Fachwerkträger mit sich kreuzenden Streben, in deren Kreuzungspunkten kurze Hängepfosten angeschlossen sind, welche die Querträger tragen. Die Stützweiten betragen 153,45 und 255,75 m. Der Blick durch die Brücke (Abb. 90) wird durch Querrahmen oder Querverbände nicht gestört.

Die Straßenbrücke über den Rhein bei Krefeld (Abb. 91) hat eine Hängebrückenform, sie ist aber keine eigentliche Hängebrücke, sondern eine Auslegerbrücke mit Hängegurten. Die Stützweiten betragen 125—250—125 m. Ein 6,5 m hoher parallelgurtiger Fachwerkträger schwingt sich über den ganzen Strom. Er ist durch Hängegurte, die sich in Kettenform von den 36 m hohen Pylonen über den Strompfeilern nach beiden Seiten auf 100 m Länge bis auf die Obergurte der Fachwerkträger erstrecken, versteift. In der Mittelöffnung ist zwischen den Endpunkten der Hängegurte ein 50 m weit gestütztes Stück des Fachwerkträgers gelenkig eingehängt.

Abb. 92 gibt einen Blick durch die Brücke und Einzelheiten der Windportale über den Strompfeiler wieder. Die Pfosten der Portale sind die Pylonen, die Querriegel sind Rahmenträger mit sechs Pfosten.

Die Straßenbrücke über den Rhein zwischen Köln und Mülheim (Abb. 93) ist dagegen eine reine Kabelhängebrücke mit vollwandigen Versteifungsträgern über drei Öffnungen. Die Stützweiten betragen 91—315—91 m. Die Windportale über den Strompfeilern werden hier von den Pylonen und von vollwandigen oberen Querriegeln gebildet.

Die Straßenbrücke über den Rhein zwischen Neuwied und Weißenthurm (Abb. 94) überschreitet zwei Rheinarme, die durch eine Insel getrennt sind. Die Rheinarme sind verschieden breit; die Insel ist nur schmal. Hier ist die einzige Lösung, die ein architektonisch befriedigendes Bild gibt, auch die parallelgurtige Fachwerkbrücke, die in gleicher Höhe über beide Rheinarme und die Insel hinweggeht. Die Stützweiten betragen 212—66—178 m. Die Fachwerkträger haben pfostenloses Strebenfachwerk. Der obere Windverband (Abb. 95) hat nur sich kreuzende Streben, auch hier fehlen die Pfosten. Der Blick durch die Brücke ist luftig und frei, durch keine Querverbände verbaut.

Der deutsche Stahlbrückenbau hat in den letzten Jahren durch eifrige Forschungsarbeiten auf der Grundlage des Überlieferten Neues und Besseres geschaffen. Daß die Ergebnisse dieser Arbeiten aber in so weitgehendem Maße angewendet werden konnten und daß der deutsche Stahlbrückenbau einen so gewaltigen Auftrieb erfuhr, das verdanken wir dem Bau der Straßen unseres Führers, der Reichsautobahnen.

VEREINFACHTES VERFAHREN ZUR BERECHNUNG VON HOLZSTÜTZEN GEGEN KNICKUNG NACH DIN 1052.

Von **F. Kaufmann**, Stuttgart[1].

Übersicht: Die Knickspannungen von hölzernen Vollstäben, zweiteiligen und vierteiligen Stäben nach DIN 1052 können nach Berechnung des Verhältnisses Stablänge (Knicklänge) : Stabdicke unmittelbar berechnet oder aus einer Linientafel entnommen werden.

Nach DIN 1052 (in der Fassung vom Juli 1933) ist für gegliederte Stützen das Trägheitsmoment

$$J_w = J_o + \frac{J_1 - J_o}{4} \tag{a}$$

einzusetzen. Dabei ist J_o das Trägheitsmoment des Querschnitts, wenn die Spreizung nicht berücksichtigt wird und J_1 das Trägheitsmoment mit voller Berücksichtigung der Spreizung. Dieses Verfahren erfordert bei unmittelbarer Anwendung der Gl. (a) eine größere Rechenarbeit, da zunächst die Trägheitsmomente J_o, J_1 und J_w, der Trägheitsradius $i = \sqrt{\frac{J_w}{F}}$ und der Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{l}{i}$ berechnet werden müssen. Für λ kann dann aus einer Zahlentafel die Knickspannung σ_k und der Wert ω entnommen werden, mit dem die zulässige Spannung σ_{zul} dividiert wird, um die zulässige Knickspannung $\sigma_{d\,zul}$ zu erhalten. Im folgenden wird ein Verfahren angegeben, das auf kürzerem Wege zum gleichen Ziele führt.

Die Gleichungen wurden folgendermaßen umgeformt.

a) Vollstab (Abb. 1).

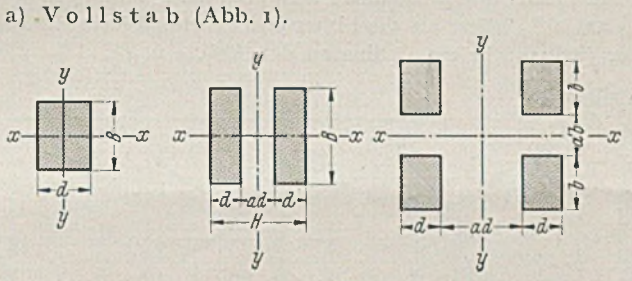

Abb. 1. Vollstab. Abb. 2. Zweiteiliger Stab. Abb. 5. Vierteiliger Stab.

Für die Achse y — y erhält man:

$$J_e = \frac{B d^3}{12} \quad \text{und} \quad i_e = \sqrt{\frac{J_e}{F_e}} = \sqrt{\frac{B d^3}{12\,Bd}} = \frac{d}{3{,}464}.$$

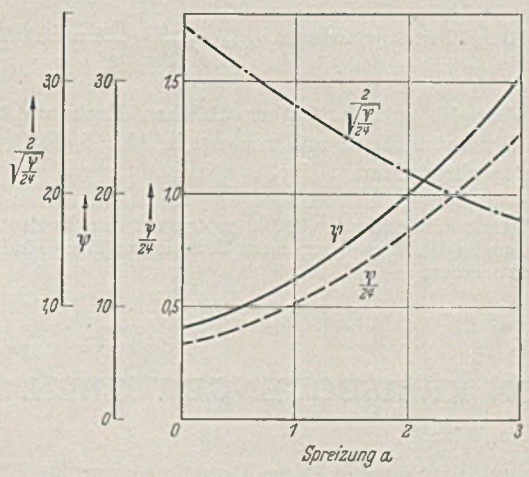

Abb. 3. Werte für ψ, $\frac{\psi}{24}$ und $\frac{2}{\sqrt{\frac{\psi}{24}}}$.

Mit l = Knicklänge (Stablänge) wird $\lambda_e = 3{,}464\,\frac{l}{d}$. Die Knickspannung beträgt dann für $\lambda_e \leq 100$ entsprechend

$$\frac{l}{d} \leq \frac{100}{3{,}464} \leq 28{,}8$$

nach Tetmajer

$$\sigma_{ke} = 300 - 2\,\lambda_e = 300 - 2 \cdot 3{,}464\,\frac{l}{d} = 300 - 6{,}928\,\frac{l}{d}\ \text{kg/cm}^2 \text{ und}$$

$$\text{bei } \frac{l}{d} \geq 28{,}8 \text{ nach Euler } \sigma_{ke} = \frac{106}{(\lambda_e)^2} = \frac{0{,}0833 \cdot 10^6}{\left(\frac{l}{d}\right)^2}. \tag{1}$$

Um die zulässigen Spannungen zu erhalten sind diese Werte mit dem Sicherheitsfaktor ν zu dividieren.

Für die x — x-Achse wird statt $\frac{l}{d}$ der Wert $\frac{l}{B}$ eingesetzt (vgl. Beispiel a).

Beim runden Vollstab, mit d = Durchmesser, wird für

$$\frac{l}{d} \leq 25, \quad \sigma_{ke} = 300 - 8\,\frac{l}{d}$$

und für

$$\frac{l}{d} \geq 25, \quad \sigma_{ke} = \frac{0{,}0625 \cdot 10^6}{\left(\frac{l}{d}\right)^2}.$$

b) Zweiteilige Stäbe (Abb. 2).

Für die stofffreie Achse y — y errechnet sich:

$$J_e = \frac{B\,(2\,d)^3}{12} = \frac{8\,B\,d^3}{12}; \qquad J_1 = \frac{B}{12}\,[H^3 - a^3\,d^3]$$

und damit

$$J_w = \frac{8}{12}\,Bd^3 + \frac{B}{4 \cdot 12}\,H^3 - \frac{B}{4 \cdot 12} \cdot a^3\,d^3 - \frac{8}{4 \cdot 12}\,B\,d^3$$

$$J_w = \frac{1}{48}\,B\,[24\,d^3 + H^3 - a^3\,d^3] \tag{2}$$

für a	0	0,5	1,0	1,5	2,0
beträgt $J_w =$	$\frac{8\,B\,d^3}{12}$	$\frac{39{,}5\,B\,d^3}{48}$	$\frac{50\,B\,d^3}{48}$	$\frac{63{,}5\,B\,d^3}{48}$	$\frac{80\,B\,d^3}{48}$,

entsprechend

$$J_w = 8\,J_e \quad 9{,}875\,J_e \quad 12{,}5\,J_e \quad 15{,}875\,J_e \quad 20\,J_e,$$

bzw.

$$J_w = \psi \cdot J_e, \tag{3}$$

mit $\psi = 1{,}5\,a^2 + 3\,a + 8$ (Abb. 3).

Der Schlankheitsgrad $\lambda_w = \frac{l}{i}$ wird mit

$$i^2 = \frac{J_w}{F} = \frac{\psi \cdot J_e}{F} = \frac{\psi \cdot B\,d^3}{12 \cdot 2 \cdot B \cdot d} = \frac{\psi}{24} \cdot d^2,$$

$$\lambda_w = \frac{1}{\sqrt{\frac{\psi}{24}}} \cdot \frac{l}{d}.$$

Die Knickspannungen betragen dann nach Tetmajer

$$\sigma_{k_w} = 300 - 2\,\lambda_w = 300 - \frac{2}{\sqrt{\frac{\psi}{24}}} \cdot \frac{l}{d}, \tag{4}$$

nach Euler

$$\sigma_{k_w} = \frac{10^6}{\lambda_w^2} = \frac{\psi}{24} \cdot \frac{10^6}{\left(\frac{l}{d}\right)^2} \tag{5}$$

Die Eulergleichung gilt für $\lambda_w \geq 100$, und zwar

bei a =	0	0,5	1	1,5	2,0
für $\frac{l}{d} \geq 100 \cdot \sqrt{\frac{\psi}{24}} =$	57,7	64,2	72,2	81,3	91,3.

Es ist hiernach möglich, ohne Ermittlung der Trägheitsmomente J_o, J_1 und J_w, des Trägheitsradius i und des Schlankheitsgrads λ_w die Knickspannung σ_k unmittelbar aus dem Verhältnis $\frac{l}{d}$ und den Werten $\frac{2}{\sqrt{\frac{\psi}{24}}}$ bzw. $\frac{\psi}{24}$ (Abb. 3) zu berechnen.

[1] Mitteilungen aus dem Institut für die Materialprüfungen des Bauwesens an der Technischen Hochschule Stuttgart.

Für den praktischen Gebrauch ist es bequemer mit einer Linientafel zu arbeiten. Aus Abb. 4 können die Knickspannungen σ_k nach Ermittlung von $\frac{l}{d}$ entnommen werden. Zwischenwerte der Spreizung sind zu interpolieren.

Für die Stoffachse x — x wird statt $\frac{l}{d}$ der Wert $\frac{l}{B}$ bestimmt und sonst wie beim Vollstab gerechnet. Die Knickspannungen σ_k sind in Abb. 4 der Linie für den Vollstab zu entnehmen (vgl. Beispiel b).

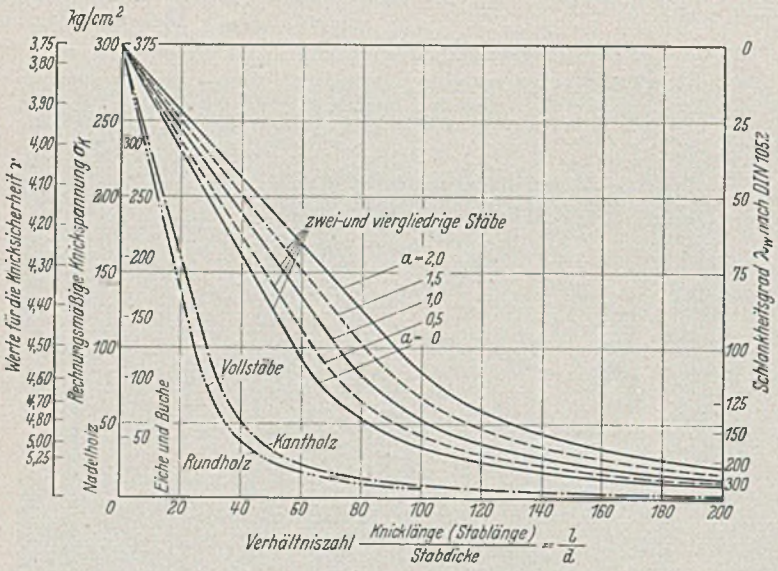

Abb. 4. Linientafel zur Ermittlung der Knickspannungen σ_k nach DIN 1052.

c) Vierteilige Stäbe (Abb. 5).

Die Knickspannungen werden für beide Achsen wie bei zweiteiligen Stäben ermittelt [vgl. die Gl. (4) u. (5), bzw. die Abb. 4]. Für die Achse y — y ist $\frac{l}{d}$ und a einzusetzen; für die Achse x — x ist $\frac{l}{b}$ und a′ einzusetzen (vgl. Beispiel c)

Beispiele (für Nadelholz).

a) Vollstab (Abb. 1).

$$d = 12\text{ cm}, \quad B = 15\text{ cm}, \quad l = 420\text{ cm}.$$

Für die Achse y — y ist

$$\frac{l}{d} = \frac{420}{12} = 35$$

und die Knickspannung σ_k aus Abb. 4 (Linie Vollstab-Kantholz) = 68 kg/cm².

Für die Achse x — x beträgt

$$\frac{l}{B} = \frac{420}{15} = 28$$

und σ_k aus Abb. 4 (Linie Vollstab-Kantholz) = 106 kg/cm².

b) Zweiteiliger Stab (Abb. 2).

$$d = 7{,}0\text{ cm}, \quad a = 1{,}0, \quad B = 21\text{ cm}, \quad l = 525\text{ cm}.$$

Für die stofffreie Achse y — y ist

$$\frac{l}{d} = \frac{525}{7} = 75$$

und die Knickspannung σ_k aus Abb. 4 (Linie a = 1) = 93 kg/cm². Für die Stoffachse x — x ist

$$\frac{l}{B} = \frac{525}{21} = 25$$

und die Knickspannung σ_k aus Abb. 4 (Linie Vollstab-Kantholz) = 127 kg/cm².

c) Vierteiliger Stab (Abb. 5).

$$d = 9\text{ cm}, \quad a = 2{,}0\text{ cm}, \quad b = 12\text{ cm}, \quad a' = 0{,}75, \quad l = 720\text{ cm}.$$

Für die Achse y — y ergibt sich

$$\frac{l}{d} = \frac{720}{9} = 80$$

und σ_k aus Abb. 4 (Linie a = 2,0) = 125 kg/cm²; für die Achse x — x mit

$$\frac{l}{b} = \frac{720}{12} = 60,$$

wird σ_k gemäß Abb. 4 (Linie a = 0,75 interpoliert) = 124 kg/cm².

Nach DIN 1052 sind die Knickspannungen σ_k mit der Sicherheitszahl ν zu dividieren, um die zulässige Spannung $\sigma_{d\,zul}$ zu erhalten. Für Nadelhölzer sind die entsprechenden Werte $\sigma_{d\,zul}$ aus Abb. 6 in der gleichen Weise wie bei Abb. 4 zu entnehmen[2].

Für Hölzer aus Eiche und Buche sind die Spannungen σ_k und $\sigma_{d\,zul}$ um 25% höher als die bisher berechneten Werte für Nadelhölzer (vgl. die linken Ordinaten der Abb. 4 u. 6).

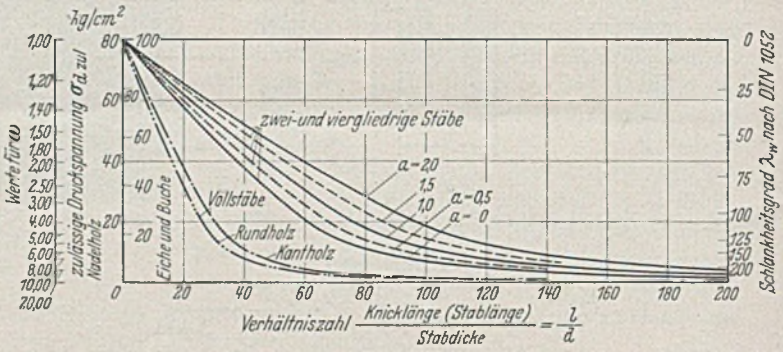

Abb. 6. Zulässige Druckspannungen $\sigma_{d\,zul} = \frac{\sigma_k}{\nu} = \frac{\sigma_{zul}}{\omega}$ nach DIN 1052.

Zum Vergleich mit der bisher üblichen Rechnung sind in Abb. 4 die Ordinaten für λ_w und ν, ferner in Abb. 6 die Ordinaten für λ_w und ω eingezeichnet.

[2] Die Tafeln können in der Größe 50 × 30 cm vom Institut für die Materialprüfungen des Bauwesens an der Technischen Hochschule Stuttgart bezogen werden.

DIE BERECHNUNG DER VERSTÄRKUNG VON KREISBOGENGEWÖLBEN.

Von Dr.-Ing. **Friedrich Schweda**, Wien.

Übersicht: Für die Berechnung des in den letzten Jahren vielfach geübten Einbaues eines neuen Eisenbetonringes unter bestehenden Kreisgewölben mit großem Pfeil wird ein kurzes, aus der Elastizitätstheorie abgeleitetes Verfahren angegeben.

Die ältesten gewölbten Brücken unserer heutigen Verkehrswege sind fast ausnahmslos nach einem Kreis geformt. Die Regel bildet der volle Halbkreis, seltener sind Kreisbogensegmente anzutreffen.

In den letzten Jahren mehren sich die Berichte von Umgestaltungen derartiger Bauwerke, deren Ursache zum größten Teil der zerstörenden Wirkung der Witterungseinflüsse zuzuschreiben ist. Ein vollständiger Neubau größerer solcher Brücken erfordert wegen der meist unabänderlichen Trassenführung nicht nur einen erheblichen Aufwand an Geldmitteln, sondern ist, besonders bei Eisenbahnen, im Hinblick auf die Notwendigkeit der Aufrechterhaltung des Verkehrs, von großen technischen Schwierigkeiten begleitet. Man trachtet daher das Abtragen des vorhandenen Mauerwerkes zu vermeiden und hat in der in Abb. 1 dargestellten Art des Einbaues eines neuen Gewölbes unter dem bestehenden (gestrichelt

angedeutet) eine technisch und wirtschaftlich gleichermaßen befriedigende Lösung gefunden[1].

Die statische Berechnung solcher Einbauten begegnet manchen Schwierigkeiten. Bei kleinen, flachen Bogen begnügt man sich vielfach mit der Annahme eines Dreigelenkbogens. Bei größeren oder steilen Bogen jedoch wird man auf die Mithilfe der Elastizitätstheorie im allgemeinen nicht verzichten können. Die Berechnung eines eingespannten Bogens ist trotz mancherlei Vereinfachungen und fertig vorliegender Zahlentafeln noch immer recht zeitraubend. Das Ideal ist ein kurzer Ausdruck, mit dessen Hilfe Momente und Normalkräfte im ungünstigsten Querschnitt rasch ermittelt werden können.

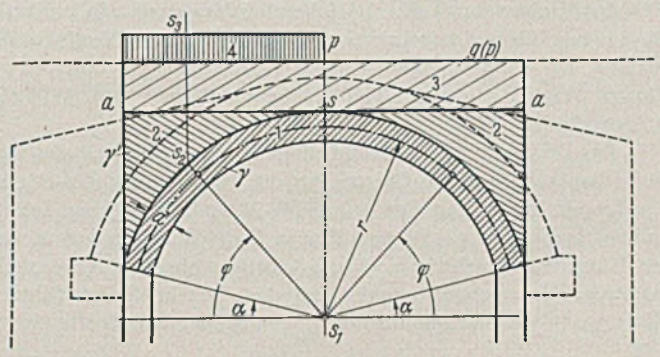

Abb. 1. Schematische Darstellung des Einbaues, Bezeichnungen und Belastungsfälle.

Die Eigenart des hier gestellten Problems läßt dies in der Tat zu: Daß die Verkehrslast nicht als Einzellastenzug, sondern als gleichmäßig verteilte Last in Rechnung gestellt werden kann, ist in unserem Fall umsomehr berechtigt, als die bei den vorhandenen Gewölben an und für sich schon meist reichliche Überschüttung durch das bestehenbleibende alte Mauerwerk noch weiter vergrößert wird. Dieser Umstand aber im Verein mit der Unmöglichkeit, die verspannende Wirkung der Übermauerung zahlenmäßig zu erfassen, hat zur Folge, daß man auf die Ermittlung und Auswertung der Einflußlinien verzichten und sich nur auf zwei Laststellungen: Vollbelastung und halbseitige Belastung beschränken kann. Ob man dem alten Gewölbe noch eine gewisse Tragfähigkeit zumuten darf, hängt sowohl von seinem Erhaltungszustand, als auch von der Art der Baudurchführung ab. Es ist heute üblich, den neuen Eisenbetonring einfach an das vorhandene Mauerwerk anzuschließen, ohne dieses irgendwie zu verändern und die zwischen altem und neuem Bestand entstehende Fuge mit Zementmörtel auszupressen. Bei dieser Art bleibt der ursprüngliche Bogen wohl noch tragfähig; man kann aber annehmen, daß seine Wirkung ebenso wie die der Übermauerung im Laufe der Zeit verloren gehen. Es dürfte daher angebracht sein, dem neuen Einbau gleich von vornherein alle Last zuzuweisen.

Von diesem Gesichtspunkt aus kommen demnach als Belastungsfälle in Betracht (s. Abb. 1):

1. Das Eigengewicht des neuen Bogens mit dem Einheitsgewicht γ.

2. Das Gewicht der Gewölbeübermauerung, zu der auch ein Teil des bestehenden Bogens gehört und die wir durch eine Waagerechte a—s—a im Scheitel der Außenlaibung des neuen Bogens begrenzen (mittleres Einheitsgewicht γ').

3. Das gleichmäßig über die ganze Brückenlänge verteilte über der Geraden a—s—a liegende Eigengewicht g (für die Flächeneinheit), in welches auch ein Teil des bestehenden Bogens hineinfällt oder die gleichmäßig über die ganze Brückenlänge verteilte Verkehrslast p (für die Flächeneinheit).

4. Die über die halbe Brückenlänge aufgebrachte Verkehrslast p (für die Flächeneinheit).

5. Die Wirkung einer Temperaturänderung (Schwindung).

Da die Achse des Bogens durch die Kreisform festliegt und sein Querschnitt als unveränderlich vorausgesetzt wird, so können für die statisch unbestimmten Größen und für die aus ihnen abgeleiteten, zur Spannungsermittlung notwendigen Biegungsmomente

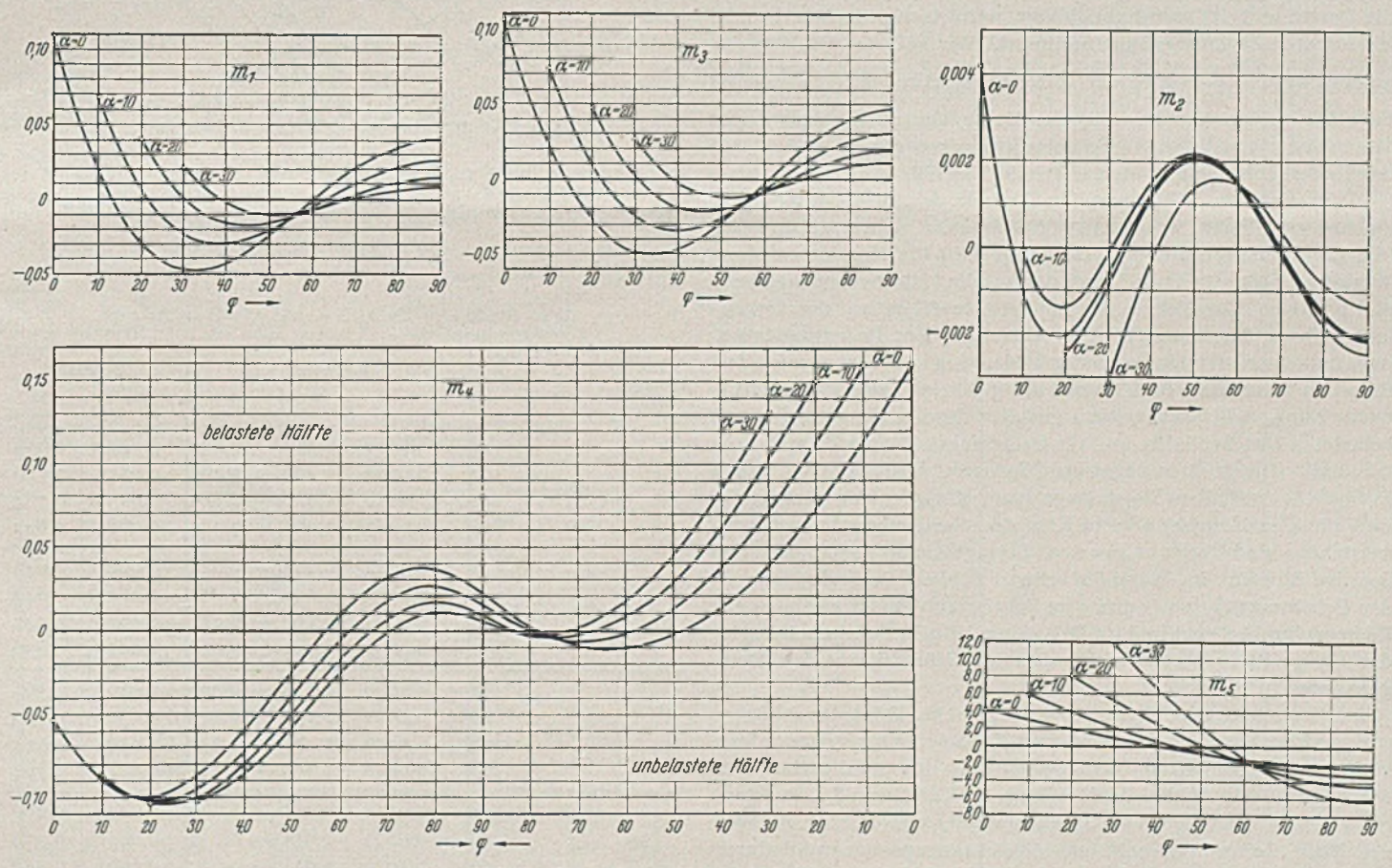

Abb. 2. Verlauf der Momentenbeiwerte m.

[1] Beispiele und Literaturangaben derartiger Einbauten siehe Handbuch für Eisenbeton, IV. Auflage, 11. Band.

(M) und Normalkräfte (N), ferner für die Querkräfte (Q), geschlossene Ausdrücke aufgestellt werden.

Bezeichnen wir (s. Abb. 1) mit:

r = den Halbmesser der Bogenachse,
d = die Dicke des neuen Bogens,
I = dessen Trägheitsmoment, bezogen auf die Breiteneinheit,
α = den Neigungswinkel der Kämpferfuge gegen die Waagrechte,
φ = den Neigungswinkel eines beliebigen Gewölbequerschnittes gegen die Waagrechte in den Grenzen von α bis $\frac{\pi}{2}$,
E = den Elastizitätsmodul des Betons,
ω = seine Wärmedehnziffer,
$\pm \Delta t$ = den Temperaturunterschied und das Äquivalent zur Erfassung des Schwindeinflusses,

berücksichtigen wir ferner nur den Einfluß der Momente, so vermag man für jeden der oben angeführten fünf Belastungsfälle Biegungsmoment, Normal- und Querkraft an beliebiger Stelle φ bei der durch die gebrochene Linie $s_1 - s_2 - s_3$ gekennzeichneten Schnittführung in der Form:

$$(1) \qquad M = A \cdot m, \qquad N = \frac{A}{r} \cdot n, \qquad Q = \frac{A}{r} \cdot q$$

anzugeben, in welcher A einen von den Abmessungen und Lasten abhängigen Ausdruck vorstellt, während m, n und q nur Funktionen von α und φ allein sind.

Von einer Wiedergabe der Ableitung dieser Beziehungen wird abgesehen und nur erwähnt, daß in den Belastungsfällen 2, 3 und 4 die Darstellung (1) erst dann gelingt, wenn man zwischen d und r einen festen Zusammenhang annimmt. Wir haben dafür die Voraussetzung $d = \frac{r}{10}$ verwendet, die den praktischen Verhältnissen ungefähr entspricht; die mögliche kleine Veränderlichkeit dieses Wertes hat jedoch, wie Vergleichsrechnungen gezeigt haben, auf das Endergebnis so gut wie gar keinen Einfluß.

Um sich ein Bild über den Verlauf der Biegungsmomente machen zu können, wurden in der Abb. 2 die Beiwerte m_1 bis m_5 (die Zeiger entsprechen dem Belastungsfall) für vier verschiedene Winkel α (α = 0°, 10°, 20°, 30°) dargestellt. Hierbei kennzeichnet ein positives Vorzeichen ein Moment, welches an der Bogeninnenlaibung Zug erzeugt. Abgesehen von dem Belastungsfall 2, der von keiner ausschlaggebenden Bedeutung ist, erkennt man, daß für jeden Wert von α im Kämpfer das größte positive Moment auftritt. Für den Belastungsfall 4 gilt dies für den Kämpfer der unbelasteten Brückenhälfte und für Belastungsfall 5 für Temperaturzunahme. Die größten negativen Momente, die im Falle 1 und 3 in etwa ⅓ der halben Bogenlänge (vom Kämpfer weg gerechnet), im Falle 4 im Kämpfer oder in Kämpfernähe der belasteten Hälfte entstehen, sind ihrem absoluten Betrage nach kleiner als das positive Moment im Kämpfer selbst. Schließlich findet man in den Belastungsfällen 1, 3 und 5 im Scheitel (im Belastungsfall 5 für Temperaturabnahme) und im Belastungsfall 4 in Scheitelnähe wieder ein positives Moment, das aber an Größe die beiden Erstgenannten nicht erreicht.

Die wechselnden Momente verlangen eine Doppelbewehrung. Aus praktischen Gründen wird man diese symmetrisch anordnen und überdies bei kleinen Lichtweiten über den ganzen Bogen in unveränderlicher Stärke durchführen. Bei größeren Lichtweiten, etwa von 10 m an, wird es sich schon empfehlen, die Stahleinlagen dem Momentenverlauf wenigstens teilweise anzupassen, was dadurch erreicht wird, daß man die für den Scheitel und Kämpferquerschnitt ermittelten Bewehrungen bis in die Viertelpunkte des Bogens reichen läßt. Die Abb. 2 läßt erkennen, daß dann genügend Momentendeckung vorhanden ist.

Diese theoretischen Feststellungen und praktischen Erwägungen führen daher zu dem Ergebnis, daß es immer genügt, nur den Scheitel- und Kämpferquerschnitt zu untersuchen. Dazu dient die nachfolgende Zahlentafel, in welcher die Werte A, m und n übersichtlich zusammengestellt sind. Mit ihrer Hilfe ist man in der Lage, die zwischen Bogenstärke und Bewehrung notwendige Abstimmung rasch zu erreichen.

Über die Wahl des Kämpferwinkels α bei vollen Halbkreisgewölben soll noch eine Bemerkung Platz finden: Für die Querschnittsbemessung ist fast immer die Größe des Momentes maßgebend. Betrachtet man nur Scheitel- und Kämpferquerschnitt, so erkennt man aus der Abb. 2, daß für wachsende Winkel α die Momente in den Belastungsfällen 1, 3 und 4 (in der unbelasteten Hälfte) ab-, im Belastungsfall 5 aber zunehmen (Fall 2 ist von geringer Bedeutung). Bezüglich der lotrechten Lasten wäre also α möglichst groß zu halten; hinsichtlich der Temperaturwirkung ist das Gegenteil erwünscht. Im allgemeinen kann gesagt werden, daß der Einfluß der lotrechten Lasten überwiegt. Läßt es daher die bauliche Durchführung zu, den in der Nähe des Kämpfers gelegenen Teil des Einbaues mit dem bestehenden Mauerwerk in innige Verbindung zu bringen, so wird man auch bei vollen Halbkreisgewölben nicht α = 0, sondern einen höheren Wert annehmen und den unter diesem Winkel gelegenen Teil des neuen Bogens zum Widerlager hinzurechnen.

Zur Bestimmung des Stützlinienverlaufes innerhalb der Widerlager benötigt man die Grenzlagen des Kämpferdruckes der nach Größe, Richtung und Ort durch M, N und Q gegeben ist. Wir haben deshalb in der vorerwähnten Tafel den Werten m und n im Kämpferquerschnitt noch die Werte q hinzugefügt, wobei ein positives Vorzeichen besagt, daß die Querkraft im Sinne der Abb. 3a, in welcher die auf den Bogen wirkenden Kräfte eingetragen sind, von innen nach außen gerichtet ist. Der Angriffsort des Kämpferdruckes ergibt sich sodann aus $e = \frac{M}{N}$, seine Größe und Richtung folgen aus der Zusammensetzung von N und Q (s. Abb. 3b).

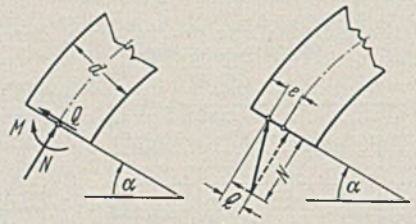

Abb. 3a. Abb. 3b. Kräfte im Kämpferquerschnitt.

$$M = A \cdot m, \qquad N = A \frac{1}{r} n, \qquad Q = A \frac{1}{r} q.$$

Belastungsfall	A	α	Kämpfer m	Kämpfer n	Kämpfer q	Scheitel m	Scheitel n
1	$\gamma d r^2$	0	+ 0,1096	1,571	— 0,639	+0,0409	0,639
		10	+ 0,0692	1,499	— 0,463	+0,0259	0,716
		20	+ 0,0410	1,416	— 0,319	+0,0153	0,784
		30	+ 0,0223	1,328	— 0,205	+0,0084	0,842
2	$\gamma\left(r + \frac{d}{2}\right)^3$	0	+ 0,00423	0,204	— 0,043	—0,00216	0,043
		10	— 0,00010	0,196	— 0,011	—0,00242	0,044
		20	— 0,00244	0,164	+ 0,014	—0,00207	0,042
		30	— 0,00315	0,122	+ 0,028	—0,00134	0,036
3	$g\left(r^2 - \frac{d^2}{4}\right)$	0	+ 0,1066	1,050	— 0,560	+0,0465	0,560
		10	+ 0,0741	1,129	— 0,449	+0,0312	0,638
		20	+ 0,0476	1,171	— 0,333	+0,0195	0,714
		30	+0,0278	1,179	— 0,224	+0,0111	0,784
4 belastete Hälfte	$p\left(r^2 - \frac{d^2}{4}\right)$	0	— 0,0528	0,906	— 0,280	+0,0232	0,280
		10	— 0,0861	0,954	— 0,156	+0,0156	0,319
		20	— 0,1030	0,955	— 0,032	+0,0097	0,357
		30	— 0,1036	0,913	+ 0,075	+0,0055	0,392
4 unbelastete Hälfte		0	+ 0,1594	0,144	— 0,280		
		10	+ 0,1602	0,175	— 0,293		
		20	+ 0,1506	0,216	— 0,301		
		30	+ 0,1314	0,266	— 0,299		
5	$EI\omega$ $(+\Delta t)\frac{1}{r}$	0	+ 4,278	0,0	— 6,72	—2,447	6,72
		10	+ 5,881	1,92	—10,89	—3,259	11,06
		20	+ 8,225	6,59	—18,09	—4,445	19,26
		30	+11,845	18,11	—31,37	—6,267	36,22

EISENBETONSÄULEN MIT EINFACHER BÜGELBEWEHRUNG.

Von **Jürgen Staack**, Hamburg.

Die Bemessung von Eisenbetonsäulen mit einfacher Bügelbewehrung ist zwar eine einfache, aber eine in jedem technischen Büro recht häufig vorkommende Arbeit, so daß es mitunter zweckmäßig und zeitsparend ist, sie an Hand einer übersichtlichen Zahlentafel vorzunehmen.

Die folgenden Zahlentafeln gestatten die Bemessung in kurzer Weise für alle häufigeren Fälle der Praxis. Die Zahl v gibt den Prozentsatz der Längsbewehrung an und durch b bzw. b′ ist das Verhältnis $\frac{\sigma_s}{K_b}$ für Handelseisen bzw. für hochwertigen Stahl St. 52 ausgedrückt worden. Die Zahlen b und b′ stehen in der Zahlentafel II über den c-Werten. Für $\sigma_b \leq 50$ kg/cm² ist $b = n = 15$. Im übrigen wird auf die in den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses von 1932 gewählten Bezeichnungen verwiesen. Die c-Werte ergeben sich in folgender einfacher Weise:

Die Säulenlast P ist in t einzusetzen.

$$1000\,P = \sigma_b \left(1 + \frac{b\,v}{100}\right) \cdot F_b\,.$$

Bezeichnet man den Klammerwert mit α, so ist:

$1000\,P = \sigma_b \cdot \alpha \cdot F_b$, und $F_b = \frac{1000}{\sigma_b \cdot \alpha}\,P$, d. i. $= c \cdot P$, wenn

$$\boxed{c = \frac{1000}{\sigma_b \cdot \alpha}}$$

Der Gebrauch der Zahlentafeln wird an einigen Beispielen erläutert, welche hinter den Zahlentafeln folgen.

Die besonderen Bedingungen des § 29 Ziff. 2 werden nicht erfüllt.

Zahlentafel I.

$\boxed{F_b = c \cdot P_t}$ $\quad \frac{h_s}{d} \geq 10\,.$ $\quad \boxed{F_e = \frac{F_b}{100} \cdot v\,.}$

$\alpha = 1 + \frac{b\,v}{100}$ $\qquad c = \frac{1000}{\sigma_b \cdot \alpha}\,.$

v	$\sigma_b = 35$ c	$\sigma_b = 40$ c	$\sigma_b = 45$ c	$\sigma_b = 50$ c	α	v
0,8	25,51	22,32	19,84	17,86	1,120	0,8
0,9	25,17	22,03	19,58	17,62	1,135	0,9
1,0	24,84	21,74	19,32	17,39	1,150	1,0
1,1	24,52	21,46	19,07	17,17	1,165	1,1
1,2	24,21	21,19	18,83	16,95	1,180	1,2
1,3	23,91	20,92	18,60	16,74	1,195	1,3
1,4	23,62	20,66	18,37	16,53	1,210	1,4
1,5	23,32	20,41	18,14	16,33	1,225	1,5
1,6	23,04	20,16	17,92	16,13	1,240	1,6
1,7	22,77	19,92	17,71	15,94	1,255	1,7
1,8	22,50	19,69	17,50	15,75	1,270	1,8
1,9	22,23	19,46	17,29	15,56	1,285	1,9
2,0	21,98	19,23	17,09	15,38	1,300	2,0
2,1	21,73	19,01	16,90	15,21	1,315	2,1
2,2	21,[illegible]	18,80	16,71	15,04	1,330	2,2
2,3	21,24	18,59	16,52	14,87	1,345	2,3
2,4	21,01	18,38	16,34	14,71	1,360	2,4
2,5	20,78	18,18	16,16	14,55	1,375	2,5
2,6	20,56	17,99	15,99	14,39	1,390	2,6
2,7	20,34	17,79	15,82	14,23	1,405	2,7
2,8	20,12	17,61	15,65	14,08	1,420	2,8
2,9	19,91	17,42	15,49	13,94	1,435	2,9
3,0	19,70	17,24	15,33	13,79	1,450	3,0

Der Säulenbeton genügt den Anforderungen der Tafel III Ziff. c.

Zahlentafel II.

$\boxed{F_b = c \cdot P_t\,.}$ $\quad \frac{h_s}{d} \geq 10\,.$ $\quad \boxed{F_e = \frac{F_b}{100} \cdot v\,.}$

Die senkrechten Spalten unter b gelten für Handelseisen und die senkrechten Spalten unter b′ für hochwertigen Stahl St 52.

	auch für d < 40 cm				nur für d > 40 cm						
	$K_b =$ 165 kg/cm²		$K_b =$ 180 kg/cm²		$K_b =$ 195 kg/cm²		$K_b =$ 210 kg/cm²		$K_b =$ 225 kg/cm²*		
	b 14,545	b′ 21,818	b 13,333	b′ 20,000	b 12,308	b′ 18,462	b 11,429	b′ 17,143	b 10,667	b′ 16,000	
v	c	c	c	c	c	c	c	c	c	c	v
0,8	16,29	15,48	15,06	14,37	14,01	13,40	13,09	12,56	12,29	11,82	0,8
0,9	16,08	15,20	14,88	14,12	13,85	13,19	12,95	12,38	12,16	11,66	0,9
1,0	15,87	14,93	14,71	13,89	13,70	12,99	12,82	12,20	12,05	11,49	1,0
1,1	15,67	14,66	14,54	13,66	13,55	12,79	12,69	12,02	11,93	11,34	1,1
1,2	15,48	14,41	14,37	13,44	13,40	12,59	12,56	11,85	11,82	11,19	1,2
1,3	15,29	14,16	14,20	13,23	13,26	12,41	12,44	11,69	11,71	11,04	1,3
1,4	15,11	13,93	14,04	13,02	13,12	12,22	12,32	11,52	11,60	10,89	1,4
1,5	14,93	13,70	13,89	12,82	12,99	12,05	12,20	11,36	11,49	10,75	1,5
1,6	14,75	13,49	13,74	12,62	12,85	11,88	12,08	11,21	11,39	10,62	1,6
1,7	14,58	13,26	13,59	12,44	12,72	11,71	11,96	11,06	11,29	10,48	1,7
1,8	14,41	13,05	13,44	12,25	12,59	11,55	11,85	10,92	11,19	10,35	1,8
1,9	14,25	12,85	13,30	12,08	12,47	11,39	11,73	10,77	11,09	10,22	1,9
2,0	14,08	12,66	13,16	11,90	12,35	11,24	11,63	10,64	10,99	10,10	2,0
2,2	13,77	12,29	12,89	11,57	12,11	10,94	11,42	10,37	10,80	9,86	2,2
2,4	13,48	11,93	12,63	11,26	11,88	10,66	11,21	10,12	10,62	9,63	2,4
2,5	13,33	11,76	12,50	11,11	11,76	10,53	11,11	10,00	10,53	9,52	2,5
2,6	13,19	11,60	12,38	10,96	11,66	10,40	11,01	9,88	10,44	9,42	2,6
2,8	12,92	11,29	12,14	10,68	11,44	10,14	10,82	9,65	10,26	9,21	2,8
3,0	12,66	10,99	11,90	10,42	11,24	9,90	10,64	9,44	10,10	9,01	3,0
3,2	12,41	10,71	11,68	10,16	11,04	9,67	10,46	9,23	9,94	8,82	3,2
3,4	12,17	10,44	11,47	9,92	10,85	9,45	10,29	9,03	9,78	8,64	3,4
3,5	12,05	10,31	11,36	9,80	10,75	9,35	10,20	8,93	9,71	8,55	3,5
3,6	11,93	10,18	11,26	9,69	10,66	9,24	10,12	8,83	9,63	8,46	3,6
3,8	11,71	9,94	11,06	9,47	10,48	9,04	9,96	8,65	9,49	8,29	3,8
4,0	11,49	9,71	10,87	9,26	10,31	8,85	9,80	8,47	9,35	8,13	4,0
4,2	11,29	9,49	10,68	9,06	10,14	8,67	9,65	8,31	9,21	7,97	4,2
4,4	11,09	9,28	10,50	8,87	9,98	8,49	9,51	8,14	9,07	7,82	4,4
4,5	10,99	9,17	10,42	8,77	9,90	8,40	9,43	8,06	9,01	7,75	4,5
4,6	10,89	9,07	10,33	8,68	9,82	8,32	9,36	7,99	8,94	7,68	4,6
4,8	10,71	8,88	10,16	8,50	9,67	8,16	9,23	7,84	8,82	7,54	4,8
5,0	10,50	8,70	10,00	8,33	9,52	8,00	9,09	7,69	8,70	7,41	5,0
5,2	10,35	8,52	9,84	8,17	9,38	7,85	8,96	7,59	8,58	7,28	5,2
5,4	10,18	8,35	9,69	8,01	9,24	7,70	8,83	7,42	8,46	7,15	5,4
5,5	10,10	8,26	9,62	7,94	9,17	7,63	8,77	7,35	8,40	7,09	5,5
5,6	10,02	8,18	9,54	7,86	9,11	7,56	8,71	7,29	8,35	7,03	5,6
5,8	9,86	8,03	9,40	7,72	8,98	7,43	8,59	7,16	8,24	6,92	5,8
6,0	9,71	7,87	9,26	7,58	8,85	7,30	8,47	7,04	8,13	6,80	6,0

Für Bewehrungen über 3% sind die Sondervorschriften des § 27 Ziff. 3 Absatz 3 zu beachten.

* Nach den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses von 1932 hat die Spalte für $K_b = 225$ kg/cm² vorerst keine Gültigkeit.

Zahlentafel Ia.

$$\frac{h_s}{d} < 10 .$$

$\frac{h_s}{d}$	v	$\sigma_b = 35$ c	$\sigma_b = 40$ c	$\sigma_b = 45$ c	$\sigma_b = 50$ c	α	v	$\frac{h_s}{d}$
5,0	0,50	26,58	23,26	20,67	18,60	1,0750	0,50	5,0
5,5	0,53	26,47	23,16	20,59	18,53	1,0795	0,53	5,5
6,0	0,56	26,36	23,06	20,50	18,45	1,0840	0,56	6,0
6,5	0,59	26,25	22,97	20,42	18,37	1,0885	0,59	6,5
7,0	0,62	26,14	22,87	20,33	18,30	1,0930	0,62	7,0
7,5	0,65	26,03	22,78	20,25	18,22	1,0975	0,65	7,5
8,0	0,68	25,93	22,69	20,17	18,15	1,1020	0,68	8,0
8,5	0,71	25,82	22,59	20,08	18,08	1,1065	0,71	8,5
9,0	0,74	25,72	22,50	20,00	18,00	1,1110	0,74	9,0
9,5	0,77	25,61	22,41	19,92	17,93	1,1155	0,77	9,5

Wenn $F_b >$ als statisch erforderlich, ist für

$W_{b28} = 120$ kg/cm²

(zulässig $\sigma_b = 35$ kg/cm²):

$F_e = 0{,}204\ P_t$.

Wenn $F_b >$ als statisch erforderlich, ist für

$W_{b28} = 160$ kg/cm²

(zulässig $\sigma_b = 45$ kg/cm²):

$F_e = 0{,}159\ P_t$.

Zahlentafel IIa.

h:d	v	$K_b = 165$ kg/cm² b 14,545 c	b′ 21,818 c	$K_b = 180$ kg/cm² b 13,333 c	b′ 20,000 c	$K_b = 195$ kg/cm² b 12,308 c	b′ 18,462 c	$K_b = 210$ kg/cm² b 11,429 c	b′ 17,143 c
5,0	0,50	16,949	16,393	15,625	15,152	14,493	14,085	13,514	13,158
5,5	0,53	16,880	16,297	15,567	15,069	14,442	14,013	13,470	13,096
6,0	0,56	16,812	16,202	15,509	14,988	14,393	13,944	13,426	13,034
6,5	0,59	16,745	16,108	15,451	14,908	14,343	13,873	13,383	12,973
7,0	0,62	16,678	16,015	15,394	14,828	14,293	13,804	13,340	12,913
7,5	0,65	16,611	15,924	15,337	14,749	14 244	13,736	13,297	12,853
8,0	0,68	16,545	15,832	15,281	14,671	14,196	13,668	13,255	12,794
8,5	0,71	16,480	15,743	15,225	14,594	14,148	13,601	13,213	12,735
9,0	0,74	16,415	15,654	15,170	14,518	14,100	13,535	13,171	12,677
9,5	0,77	16,351	15,567	15,115	14,443	14,052	13,467	13,130	12,620

Beispiel 1. Eine Eisenbetonsäule für eine Last von 126 t soll in quadratischer Form aus Beton mit hochwertigem Zement — $\sigma_b = 45$ kg/cm² — und einer Längsbewehrung von 0,8% ausgeführt werden; $h:d \geq 10$. Es sind F_b und F_e zu bestimmen.

Lösung: Nach Zahlentafel I ist:

$F_b = 126 \cdot 19{,}84 = 2500$ cm², d. i. $= 50 \cdot 50$ cm

$F_e = 0{,}8 \cdot 25{,}00 = 20$ cm²,

$$\sigma_b = \frac{126\,000}{2500 + 15 \cdot 20} = 45 \text{ kg/cm}^2 .$$

Beispiel 2. Eine Eisenbetonsäule von $60 \cdot 60$ cm $= 3600$ cm² aus gewöhnlichem Beton — $\sigma_b = 35$ kg/cm²; $h:d \geq 10$ — erhält eine Last von 160 t. Die erforderliche Längsbewehrung ist zu bestimmen.

Lösung: $c = F_b : P = 3600 : 160 = 22{,}5$.

Nach Zahlentafel I entspricht einem $c = 22{,}5$ eine Längsbewehrung von 1,8%. Also $F_e = 1{,}8 \cdot 36{,}00 = 64{,}8$ cm²,

$$\sigma_b = \frac{160000}{3600 + 15 \cdot 64{,}8} = 35 \text{ kg/cm}^2 .$$

Beispiel 3. Eine quadratische Kellersäule von 3 m Höhe mit einer Last von 114 t soll aus gewöhnlichem Beton — $\sigma_b = 35$ kg/cm² — hergestellt werden. Zu bestimmen sind F_b und F_e.

Lösung: Für geschätztes $h:d = 5{,}5$ ist nach Zahlentafel Ia $F_b = 114 \cdot 26{,}47 = 3018$ cm².

Die Quadratseite ist: $a = \sqrt{3018} = \sim 55$ cm;

$F_e = 30{,}18 \cdot 0{,}53 = 16$ cm².

$h:d = 300 : 55 = 5{,}45 \sim 5{,}5$.

$$\sigma_b = \frac{114\,000}{3018 + 15 \cdot 16} = 35 \text{ kg/cm}^2 .$$

Beispiel 4. Eine Säule von 3,15 m Höhe soll für eine Last von 157 t aus Beton mit $K_b = 210$ kg/cm² ausgeführt werden. Verwendet wird hochwertiger Stahl St. 52. Es sind F_b und F_e zu bestimmen. — Quadrat. —

Lösung: Für geschätztes $h:d = 7{,}0$ ist nach Zahlentafel IIa: $F_b = 12{,}913 \cdot 157 = 2027$ cm².

Die Quadratseite $a = \sqrt{2027} = 45$ cm.

Es ist $h:d = 315 : 45 = 7$.

Demnach: $F_e = 20{,}27 \cdot 0{,}62 = 12{,}6$ cm².

$$\sigma_b = \frac{157\,000}{2025 + 17{,}143 \cdot 12{,}6} = 70 \text{ kg/cm}^2 .$$

Beispiel 5. Säulen von 4,20 m Höhe für eine Last von 48 t sollen aus architektonischen Gründen in Größe von $40 \cdot 50$ cm ausgeführt werden. Verwendet wird gewöhnlicher Beton. $W_{b28} = 120$ kg/cm². Es ist F_e zu bestimmen.

Lösung: $F_e = 0{,}204 \cdot 48 = 9{,}8$ cm², statt $0{,}8 \cdot 40 \cdot 50 = 16$ cm², da für den Beton $\sigma_b = 35$ kg/cm² zulässig ist.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Neuber, H.: Kerbspannungslehre. Mit 106 Abb. u. 1 Tafel. Berlin: J. Springer 1937. 160 S. Gr. 8°. Preis brosch. RM 15,—.

Ausgehend von den neun Grundgleichungen des elastischen Körperelementes, die sich aus dem Gleichgewicht einerseits und aus den Beziehungen zwischen den Dehnungen und den Normalspannungen sowie den Gleitungen und den Scherspannungen andererseits ergeben, lassen sich bekanntlich durch Elimination drei partielle Differentialgleichungen zweiter Ordnung für die Verschiebungen ableiten. Die Anwendung dieser allgemeinen Gleichungen scheitert aber in den meisten Fällen an der Schwierigkeit der mathematischen Behandlung.

Der Verfasser hat hier einen neuen Weg aufgezeigt, welcher in der von ihm „Drei-Funktionenansatz" genannten Form eine schnelle und elegante Lösung ermöglicht. Sie ist naturgemäß in dem vorliegenden Werke nur auf die Probleme der Kerbspannungen zur Anwendung gekommen, dürfte aber auch an anderen Stellen der Festigkeitslehre mit Vorteil Verwendung finden können. Da sich die Randbedingungen bei dem vorgelegten Problem in kartesischen Koordinaten nicht erfüllen lassen, bedient sich der Verfasser, wie es gelegentlich auch an anderen Stellen bereits geschehen ist, der Rechnung in Krummlinienordinaten.

Aus diesen beiden Voraussetzungen, dem „Drei-Funktionen-Ansatz" und der Anwendung krummliniger Ordinaten baut sich der Verfasser sein mathematisches Rüstzeug, mit dem er dann imstande ist, die strenge Untersuchung der im Kerbgrunde auftretenden Spannungen für eine große Zahl der üblichen Kerbformen und Beanspruchungsarten in einwandfreier Form durchzuführen. Das Ergebnis der naturgemäß immer noch sehr umfangreichen und auch nicht einfachen Berechnungen ist in einigen Diagrammen zusammengefaßt, die auf kürzeste Weise auch ohne Kenntnis der Ableitungen den für die „Nennspannung" (die mit Hilfe der elementaren Festigkeitslehre ermittelte Spannung) erforderlichen Multiplikator („Formzahl") angibt. Die tatsächliche, nach der allgemeinen Theorie auftretende Spannung ist alsdann das Produkt aus Nennspannung und Formzahl.

Einige Schlußkapitel beschäftigen sich mit den sog. Entlastungskerben und dem Problem der Spitzkerbe, d. h. der Kerbe mit unendlich kleiner Krümmung in der Kerbspitze, für die mit den heutigen Grundlagen der Festigkeitslehre nach Auffassung des Verfassers eine Lösung nicht gefunden werden kann. Die Ausführungen des Verfassers zu diesem letzteren Problem sind außerordentlich interessant und werden wahrscheinlich noch zu weiteren Auseinandersetzungen Veranlassung geben.

Das Buch schließt mit einer Überprüfung der theoretisch gewonnenen Ergebnisse durch einen Vergleich mit der experimentellen Forschung.

Die „Kerbspannungslehre" geht naturgemäß in erster Linie den Maschineningenieur an. Aber ganz abgesehen davon, daß es grundfalsch

wäre, gewissermaßen eine Abtrennung der Festigkeitslehre nach Disziplinen vorzunehmen, wird auch der Bauingenieur in ihm vieles für ihn Wissenswerte finden. Namentlich der wissenschaftlich arbeitende Ingenieur kann aus dem Studium des Buches eine Fülle von Anregungen entnehmen, zeigt es doch wieder einmal besonders deutlich, welche umfangreichen Aufgaben die Festigkeitslehre im Dienste der Technik zu leisten imstande ist und noch leisten wird. Doeinck, Hannover.

Hofacker, Karl: Das Talsperrengewölbe. Allgemeine Untersuchung des kreisförmigen eingespannten Bogens nach der mathematischen Elastizitätstheorie. Mitteilung Nr. 8 aus dem Institut für Baustatik an der Eidg. Technischen Hochschule Zürich. Mit 29 Abb. Zürich und Leipzig: Gebr. Leemann & Co. 1936. 130 S. Preis brosch. RM 4,50.

Nach dem von Ritter vorgeschlagenen und in Amerika weitgehend ausgebauten Versuchslastverfahren können Bogenstaumauern mit großer Genauigkeit in der Weise berechnet werden, daß man die gekrümmte Gewölbeplatte durch eine geeignete Zahl waagerechter und radial geführter lotrechter Schnitte in quaderartige Elemente zerlegt und diese einmal als Teile eines Kreisgewölbes und einmal als Teile eines Kragbalkens oder einer Stützmauer untersucht. Dabei wird die auf jedes Quaderelement entfallende Wasserlast so auf Gewölbe und Kragbalken verteilt, daß die Durchbiegungen von beiden an jeder Stelle die gleichen sind.

Die durch solche Waagerechtschnitte sich ergebenden Gewölbe werden vom Verfasser als Talsperrengewölbe bezeichnet. Es war bisher meist üblich, derartige Gewölbe als gekrümmte Stäbe zu behandeln und ähnlich wie Brückengewölbe zu berechnen, was jedoch, insbesondere bei dicken Gewölben, nur als rohe Annäherung angesehen werden kann. Es ist daher sehr zu begrüßen, daß nunmehr die Möglichkeit gegeben ist, Talsperrengewölbe als gekrümmte Scheiben im Sinne der mathematischen Elastizitätstheorie zu berechnen.

Es ist besonders erfreulich, daß der Verfasser sich nicht mit den mit großem Geschick hergeleiteten allgemeinen Formeln begnügt hat, sondern gleichzeitig bestrebt war, Näherungsverfahren zu entwickeln, die bei befriedigender Genauigkeit den Rechnungsgang sehr abkürzen und den Überblick erleichtern. Dies gilt insbesondere für die schwierigere Frage der Berücksichtigung der elastischen Hangeinspannung. Die gleichzeitig durchgeführten Modellversuche ergaben eine Übereinstimmung mit den errechneten Werten, wie sie gar nicht besser erwartet werden konnte. Die größten Abweichungen lagen in der Größenordnung von etwa 2%.

Das Buch wird nicht nur für die Berechnung von Bogenstaumauern wertvolle Einblicke vermitteln, sondern auch verwandten Anwendungsgebieten Anregung und Förderung bringen.

Tölke, Charlottenburg.

Kruck, G.: Die Methode der Grundkoordinaten. Allgemeine Deformationsmethode zur Berechnung ebener, biegungsfester Tragwerke mit geraden und gekrümmten Stäben, mit Anwendungsbeispielen und Tabellen für Voutenbalken und symmetrische Bogen. Mitteilung Nr. 7 aus dem Institut für Baustatik an der Eidg. Technischen Hochschule Zürich. Mit 49 Abb. Zürich und Leipzig: Gebr. Leemann & Co. 1937. 84 S. Preis brosch. RM 4,30.

Der Verfasser bezeichnet seine Methode der Grundkoordinaten als eine Weiterentwicklung der „Theorie der Rahmentragwerke auf neuer Grundlage" von Dr.-Ing. Mann (Berlin 1927). Sein Ziel, der Kraftmethode eine ihr in jeder Weise gleichwertige und gleich durchsichtige Deformationsmethode gegenüberzustellen, ist in jeder Weise erreicht worden. Insbesondere ist es hier gelungen, das Tragwerk mit beweglicher Knotenpunktsfigur — der wunde Punkt der meisten Deformationsmethoden — einer geradezu formvollendeten Behandlung zuzuführen, die sich für praktische Rechnungen außerordentlich fruchtbar erweisen dürfte, zumal die hierbei immer wiederkehrenden Grundrechnungen für Voutenstäbe wie für Gewölbe in Tabellenform ein für alle Mal niedergelegt sind. Das Verfahren baut einerseits auf Stabkoordinaten (Stabdrehwinkel und Längenänderung) und Grundkoordinaten (Knotendrehwinkel und Knotenverschiebung) auf, andererseits auf der virtuellen Arbeit, wobei dem virtuellen System auf Null gehaltene Grundkoordinaten zugewiesen werden.

Das Buch wird für die Durchführung von statischen Berechnungen reiche Anregung bringen. Es ist in klarer und verständlicher Sprache geschrieben und ganz auf die praktischen Bedürfnisse eingestellt. Die der Erläuterung dienenden Beispiele sind den verschiedensten Anwendungsgebieten entnommen und vermitteln einen ausgezeichneten Überblick über den praktischen Rechnungsgang. Tölke, Charlottenburg.

Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Stand April 1937). Mit 31 Abb. Berlin: W. Ernst u. Sohn 1937. 80 S. DIN A 4. Preis geh. RM 1,80.

Nach den erheblichen und wichtigen Änderungen, die die Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton besonders in der letzten Zeit erfahren haben, wird die vorliegende Neuerscheinung sicherlich sehr begrüßt werden: Eine Ausgabe der Bestimmungen (Teil A: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton; Teil B: Bestimmungen für Ausführung von Steineisendecken; Teil C: Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton; Teil D: Bestimmungen für Steifeprüfungen und für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton), in der alle Nachträge, Abänderungen und Ergänzungen nach dem Stand vom April 1937 in den Text eingearbeitet sind.

Schleicher, Hannover.

Festschrift zum 30jährigen Bestande des Österreichischen Betonvereins (Deutscher Bet.-Ver. — Gruppe Österreich). Gesammelt und veröffentlicht von K. Bittner. Mit zahlr. Abb. Wien: Vereins-Sekretariat, Hauptstr. 88. 1937. Sonderausgabe der „Monatsnachrichten" IV. Jahrg. 188 S. DIN A 4. Preis S 10,—.

Aus Anlaß seines 30jährigen Bestehens hat der Österreichische Bruderverein des Deutschen Betonvereins der Fachwelt eine Festschrift beschert, die ihren Dank und ihre Aufmerksamkeit verdient. Eine große Zahl namhafter Fachmänner aus Österreich selbst und neun anderen Ländern hat in einer Reihe von kurzen Aufsätzen eine reiche Fülle von Wissenswertem aus dem weiten Gebiet des Beton- und Eisenbetonbaus beigesteuert. Es ist unmöglich, im Rahmen dieser kurzen Besprechung auch nur aufzuzählen, welche Gebiete eine Behandlung erfahren haben. Daß die Baustofffrage und die Berechnung des Eisenbetons einen breiten Raum einnehmen und besonders von unseren österreichischen Fachgenossen eingehend behandelt sind, ist verständlich. Als Sonderuntersuchungen seien erwähnt: die Strahlungsheizung bei Eisenbetonbauten an Stelle der üblichen Heizkörperheizung, Erdbebensicherheit, Betonfabriken, Dehnungsfugen, Betonbauten im Feuer.

Das Heft kann allen am Eisenbeton- und Betonbau interessierten Fachgenossen als Quelle mancher wertvollen Anregung bestens empfohlen werden.

Dem Österreichischen Betonverein sei auch an dieser Stelle reicher Erfolg für seine weitere Arbeit gewünscht. Gaede, Hannover.

Lindner, Werner u. Friedrich Tamms: Mauerwerk. Herausgegeben vom Deutschen Bund Heimatschutz in Verbindung mit dem Deutschen Handwerksinstitut. Mit 355 Abb. Berlin: Alfred Metzner 1937. 132 S. 22×30,7 cm. Preis geb. RM 7,—.

Die Stärke dieses Buches liegt in der wohlgelungenen bildmäßigen Gegenüberstellung so zahlreicher guter und schlechter Ausführungen von Natursteinmauerwerk aller Zeiten und Länder — vielleicht noch mehr in den schlechten Beispielen als in den guten. Diese Sammlung kann somit wohl dazu dienen, den Geschmack von Architekten und Bauherrn, Fachleuten und Laien zu bilden und, wo nötig, wieder auf die rechte Bahn zu lenken. Dagegen scheint mir, daß der eigentliche Textteil (nicht die Bemerkungen zu den einzelnen Bildern!) trotz manchen guten und richtigen Gedanken der gestellten Aufgabe nicht gerecht wird; man fragt sich unwillkürlich, für welche Kreise eigentlich dieser Textteil bestimmt ist: für die Laien geht er doch wohl schon zu weit ins Technische, den Ingenieur dagegen (den Architekten einbegriffen) wird die bewußte Abkehr von einer strengen, wissenschaftlichen Darstellung stören, die übrigens auch Unrichtigkeiten enthält und nicht immer ganz frei von der Phrase ist. Manche Begriffe, wie z. B. der allzuoft gebrauchte des „handwerklichen", erscheinen verschwommen und vorheriger Klärung bedürftig. Immerhin aber ist — neben der vorzüglichen Bildsammlung — das Bestreben anzuerkennen, dem gesunden Gefühl und dem baulichen Takt auch im Ingenieurbau (und auch bei der Lösung von an sich bescheidenen Aufgaben!) wieder zu ihrem Recht zu verhelfen. H. Simons, Hannover.

Holzprobleme der Gegenwart. Heft 17 der Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen beim Verein deutscher Ingenieure und Deutschen Forstverein. Herausg. vom Fachausschuß f. Holzfragen. Berlin: VDI-Verlag G. m. b. H. Mit 52 Abb. 1937. 155 S. DIN A 5. Preis geh. 4,80 RM.

Das vorliegende Mitteilungsheft Nr. 17 des Fachausschusses für Holzfragen stellt einen sehr eingehenden, mit zahlreichen Skizzen und Abbildungen versehenen Auszug aus den Vorträgen dar, die auf der Holztagung 1936 gehalten wurden (vgl. dazu den Bericht in dieser Zeitschrift 17 (1936) S. 567). Diese insgesamt 14 Vorträge behandelten folgende Gebiete: Holzeigenschaften — Holzvergasung (als Ersatz ausländischer Treibstoffe) — Sperrholz — Holzschutz (Hausbock, Brandschutz). Sie geben einen guten Überblick über eine Reihe wichtiger Aufgaben der Holzforschung und sollten daher von allen daran interessierten Kreisen wenigstens in dem vorliegenden Auszug gelesen werden.

H. Simons, Hannover.

Schacht: Der Radwegebau in Deutschland. Nr. 6 der Schriften des Seminars für Verkehrswesen an der Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg. Mit 12 Abb. u. mehreren Tabellen. Halle: Akadem. Verlag 1937. 63 S. DIN A 5. Preis RM 2,60; geb. 3,20.

Die Voraussage, daß das Fahrrad mit dem Siegeszug des Kraftfahrzeuges bald zum alten Eisen gehören und der Straßenverkehr allein vom Kraftfahrzeug beherrscht würde, hat sich als falsch erwiesen. Auch das Fahrrad hat sich dank gewisser Eigenheiten immer mehr durchgesetzt. Leider ist aber der Ausbau geeigneter Fahrwege nicht wie beim Kraftverkehr entsprechend entwickelt worden und der Radfahrer dementsprechend recht stark an den Verkehrsunfällen beteiligt.

Diese bedauerliche Tatsache, auf die am Anfang des Buches eindringlich hingewiesen wird, hat der Verfasser zum Anlaß genommen, die Ursache dieser recht erheblichen sozialen und wirtschaftlichen Schäden näher zu untersuchen und die Wege zu zeigen, das Übel zu beseitigen. Er gibt zunächst einen Überblick über den Umfang und die Bedeutung des Radfahrverkehrs und begründet die Forderung nach Anlage von Radwegen. Dann weist er auf die Notwendigkeit einer einheitlichen Radwegeplanung hin, wenn die Arbeit wirklich erfolgreich sein soll. Beispiele aus der Praxis unterstützen seine Ausführungen. Anschließend werden technische Einzelheiten beim Bau der Wege, verschiedene Bauweisen und Arten der Finanzierung besprochen, die sich im In- und Ausland als besonders geeignet erwiesen haben.

Zum Schluß berichtet Schacht über den Stand des Radwegebaues, der bereits seit 1933 in stärkerem Maße weitergeführt wird. Die 1934 gegründete Reichsgemeinschaft für Radwegebau soll die planmäßige Durchführung der Arbeiten sicherstellen.

Das Buch soll für die Verkehrsgleichberechtigung des Radfahrers werben, um den 17 Millionen Radfahrern in Deutschland und darüber hinaus allen Verkehrsteilnehmern in Zukunft größere Sicherheit zu schaffen. Der nicht zu große Umfang und die einfache, klare Darstellung machen es für diesen Zweck geeignet.

Dipl.-Ing. H. Petersen, Hannover.

Temme, Th. und A. Stellwaag: Bitumenemulsionen im Straßenbau. Teilweise abgeänderte und erweiterte deutsche Ausgabe des englischen Buches „Modern road Emulsions". Mit 64 Abb. Berlin-Lichterfelde: Allgemeiner Industrie-Verlag G. m. b. H. 1936. XVI/184 S. Format 8°. Preis kart. RM 8,50; in Leinen RM 9,50.

Durch die Entwicklung der Bitumenemulsionen ist dem Straßenbau die Möglichkeit gegeben, Bitumen ohne vorherige Erwärmung und selbst bei Vorhandensein von Feuchtigkeit mit bestem Erfolge zu verwenden. Die hierin für Ausbesserungsarbeiten, aber auch für Neubauten liegenden Vorteile sind so groß, daß in allen Kulturstaaten Industrie, Straßenbau und Forschung der neuen Verwendungsform des Bitumens starke Aufmerksamkeit schenken. Es ist eine große Zahl verschiedenartiger Emulsionen entwickelt worden. Die zahlreichen aufgetauchten theoretischen und praktischen Probleme sind in Angriff genommen und teilweise gelöst. Der Fortschritt auf diesem Sondergebiete ist so groß, daß es schwer ist, ihn dauernd zu verfolgen. In dem Wunsche, einem breiteren Kreise interessierter Fachleute den gegenwärtigen Stand der Bitumenemulsionsfrage zugänglich zu machen, hat die Road Emulsion and Cold Bituminous Roads Association, Ltd., London, eine Reihe von Vorträgen veranstaltet, die von F. H. Garner in Zusammenarbeit mit L. G. Gabriel und H. J. Prentice herausgegeben sind. Die Vorträge stellen eine wertvolle Zusammenfassung alles Wissenswerten über Bitumenemulsionen dar, wie sie bisher in deutscher Sprache fehlte. Es ist deshalb zu begrüßen, daß Dr. Temme, unterstützt von Dr. Stellwaag, eine deutsche Ausgabe besorgt hat. Dabei wurde der Inhalt den deutschen Verhältnissen und Vorschriften entsprechend zum Teil abgeändert oder ergänzt. Das Buch kann dem deutschen Straßenbauer und jedem, der sich über Bitumenemulsionen unterrichten will, bestens empfohlen werden.

Gaede, Hannover.

Watkins, C. M. and C. M. Gough: The Use of Asphalt Mastic for Roofing. Mit 12 Abb. Building Research Special Report Nr. 25. London: Published by H. M. Stationery Office, 1937. 40 S. 15,5×24,5 cm 9 d. net.

Asphaltmastix, d. h. Asphaltgoudron mit einer bis zu 85% betragenden Füllung von steinigen Stoffen, ergibt einen unporösen, also wasserdichten und außerdem in gewissem Maß nachgiebigen Belag, der sich vorzüglich für die Abdeckung von Flachdächern, Terrassen usw. eignet.

Unerhebliche Setzungen und Senkungen der Unterlage, Verkehrserschütterungen usw. verursachen bei der großen Plastizität des Materials keinen Schaden, während ein spröder Belag sehr bald Sprünge, also Undichtigkeiten aufweisen würde.

Die vorliegende Abhandlung bringt nähere Angaben über die Natur von Asphalt und Asphaltmastix, und über die Zubereitung und Verarbeitung dieser Materialien. Hierbei wird das Wort durch Skizzen von konstruktiven Einzelheiten wirksam unterstützt.

Auf die Temperatureinflüsse, insbesondere bei Sonnenbestrahlung, und auf die Notwendigkeit von Schutzmaßnahmen, z. B. Hellfärbung der Oberfläche, wird näher eingegangen. Auch die Frage der Wetterbeständigkeit wird erörtert.

Ein Anhang enthält Schilderungen und Zahlenergebnisse der chemischen und physikalischen Untersuchungen, die u. a. auch das deutsche Vorkommen von Vorwohle berücksichtigt haben. Weitere Studien sind noch im Gang und zwar unter Mitwirkung des Natural Asphalte Mine-Owners' and Manufacturers' Council.

Im ganzen bietet die Druckschrift eine kurze, aber inhaltsreiche Übersicht über das Gebiet der Asphaltdeckung.

E. Michel, Hannover.

Anweisung für die Durchführung von Niederschlagsmessungen (ADN 1936). Aufgestellt auf Grund der Anleitung für die Beobachter an den Niederschlagsmeßstellen des Deutschen Reichswetterdienstes für Meßstellen außerhalb des Deutschen Reichswetterdienstes. Herausgegeben von der Abwasserfachgruppe der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen e. V. München, Berlin: R. Oldenbourg 1936. Mit 10 Abb. 29 S. DIN A 4. Preis geh. RM 2,—.

Die Anweisung soll für alle deutschen Meßstellen eine einzige Anleitung schaffen, die es ermöglicht, die Ergebnisse aller deutschen Niederschlagsmessungen unmittelbar zu vergleichen und die Auswertungsergebnisse der einzelnen Stationen zusammenzufassen. Diese Einheitlichkeit in den Vorschriften für die Beobachtungsverfahren ist dadurch erreicht, daß im engsten Einvernehmen zwischen dem Reichsamt für Wetterdienst und der Abwasserfachgruppe der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen von letzterer die „Anweisung zur Durchführung von Niederschlagsmessungen (ADN 1936)" aufgestellt worden ist. Diese Anweisung enthält als Hauptbestandteil die „Anleitung für die Beobachter an den Niederschlagsmeßstellen des Deutschen Reichswetterdienstes" und berücksichtigt sowohl die gewöhnlichen Regenbeobachtungen, die Messungen mittels Schreibregenmesser als auch Schneemessungen. Diesem Hauptteil der Anweisung ist dann noch ein Merkblatt beigefügt, aus dem ersichtlich wird, welche Teile der Hauptanweisung bei den Beobachtungsstellen außerhalb des Reichswetterdienstes in Fortfall kommen können. Alle Stellen, die Niederschlagsbeobachtungen für Zwecke der Gewässerkunde oder Wasserwirtschaft, für die Siedlungswasserwirtschaft, für den landwirtschaftlichen Wasserbau oder aus anderen praktischen und wissenschaftlichen Gründen ausführen, also Städte, Wasserwirtschaftsverbände, Wasser- und Abwassergenossenschaften, Bauämter, wissenschaftlich-technische Anstalten, Behörden der Landwirtschaft usw. sollten diese Anweisung in ihrem Geschäftsbereich einführen.

Die Abwasserfachgruppe hat der Hauptanweisung dann noch zwei Kurzanweisungen zur Messung der Niederschläge sowie für die Bedienung der Schreibregenmesser beigefügt, die auf der Meßstelle aufgehängt werden können und dem Beobachter die wichtigsten Regeln zur Bedienung der Geräte ständig vor Augen führen.

Kehr, Hannover.

Künzel: Hochbau und Ingenieur. Gedanken und Anregungen für neuzeitliches Entwerfen. Berlin: Bauwelt-Verlag 1937. Mit 100 Abb. 116 S. DIN A 5. Preis brosch. RM 2.40.

Der Verfasser geht von dem leitenden Gedanken aus, den Architekten und den Hochbau-Ingenieur miteinander im Verständnis näherzubringen. In diesem Sinne bespricht er die verschiedensten technischen Gebiete, auf denen eine ergänzende Zusammenarbeit in Betracht kommt. Aus seiner eigenen reichen Erfahrung bringt er eine Fülle von Anregungen, praktischen Beispielen und Hinweisen.

Manches hätte wohl noch etwas klarer herausgeholt werden können, wie z. B. die Auseinandersetzungen zu Bild 2. Aber dem anzuerkennenden Gesamtwert der Veröffentlichung tut dies nicht Abbruch.

E. Michel, Hannover.

Grundbegriffe der Technik, Vielsprachen-Wörterbücher nach der „Einsprachen-Anordnung", 283 S. Technologie Générale, 276 S. General Technical Terms, 222 S. Herausgeber: Otto Holtzmann. München u. Berlin: R. Oldenburg, London: The Technical Press Ltd., Paris: Dunod. 1937. 12×18 cm. Preis: Jeder Teil in Leinen RM 5,—.

Eine eigenartige Anordnung eines Wörterbuchs! Jeder Band enthält nur eine Sprache, führt aber die Worte in zwei Anordnungen an: 1. nach dem ABC und 2. nach laufenden Nummern. Sucht man z. B. im ersten Teil des deutschen Heftes das Wort „Draht" auf, so findet man dahinter die Nummer 1354, und geht man dann in den zweiten Teil der französischen und englischen Hefte, so findet man unter der Nummer 1354 „fil métallique" und „wire". Das Aufsuchen eines Wortes erfordert also zweimaliges Aufschlagen, dafür hat aber die Anordnung den Vorteil, daß beliebig viele andere Sprachen angegliedert werden können, während es bei der üblichen Anordnung eines mehrsprachigen Wörterbuchs, das außerdem soviel Eingänge wie Sprachen enthalten muß, unmöglich ist, das Wörterverzeichnis auf weitere Sprachen auszudehnen.

In den vorliegenden Büchlein steckt eine Menge fleißige Arbeit, und sie sind ein willkommenes Hilfsmittel für den, der sich mit dem Fachschrifttum der darin enthaltenen Sprachen beschäftigen muß. Die Ausstattung ist gut, der Druck leicht leserlich. Den bereits erschienenen drei Bändchen und den ihnen noch folgenden ist weite Verbreitung zu wünschen.

Wernekke, Berlin.

Mölders, C. u. H. Burmann: Das gesamte Boden- und Baurecht. Ergänzbare Sammlung. Berlin: Hermann Luchterhand 1937. 1227 S. 8°. Grundstock RM 7.50; die bedarfsweise erscheinenden Ergänzungen (bis jetzt drei) werden vierteljährlich nachträglich mit etwa 5 Rpf. je Seite berechnet, ihr Bezug kann beliebig unterbrochen oder beendet werden.

Lange Zeit hat man sich in Amtsstuben damit beholfen, Abänderungen von Gesetzen und Verordnungen in die veralteten Fassungen durch Streichungen und handschriftliche Zusätze einzutragen oder gedruckte Ausschnitte aufzukleben. Dieses Verfahren gab keine Sicher-

heit für die Richtigkeit und Vollständigkeit der Nachträge. Der einzelne Staatsbürger wurde mit den zahllosen Abänderungen von Gesetzen und Verordnungen in der Regel überhaupt nicht fertig, beging oft sehr ärgerliche und in ihren Folgen kostspielige Verstöße oder versäumte, für ihn vorteilhafte Rechte wahrzunehmen. Die Verwickeltheit des neuzeitlichen Lebens und die vielen ganz neuen rechtlichen Gesichtspunkte haben die Schwierigkeiten, auf dem Laufenden zu bleiben, gegen früher so gesteigert, daß der alte Ausweg nicht mehr tragbar erschien.

Unter diesen Umständen ist es ein großes Verdienst einiger Verlagshäuser, ergänzbare Sammlungen derjenigen Gruppen von Gesetzen und Verordnungen herauszugeben, deren Kenntnis und Anwendung im täglichen Wirtschaftsleben fortdauernd erforderlich ist, sie mit Erläuterungen zu versehen und durch Ergänzungen in kurzen Abständen für die Bezieher auf dem Laufenden zu erhalten.

Ganz ausgezeichnet hat der Verlag Hermann Luchterhand diese Aufgabe gelöst. Mit wenigen Griffen vertauscht man die veralteten Blätter mit den neuen. Jede Ergänzung ist eine völlige Neufassung der entsprechenden Seiten oder eine Hinzufügung neuer Blätter, so daß man stets eine unkorrigierte, wohlgeordnete und eindeutige Fassung vor sich hat.

Dem Steuer- und Arbeitsrecht, mit dem der Luchterhandsche Verlag begann, hat er jetzt die ergänzbare Fassung des gesamten Boden- und Baurechts folgen lassen. Die 20 Gruppen dieser Sammlung auf bisher 1000 Seiten unter 3000 Stichworten lassen den Umfang des Rechtsstoffs erkennen. Man kann eine solche Sammlung für Bauingenieure, die sich bei ihren Planungen wie Bauausführungen fortwährend mit dem Boden- und Baurecht auseinandersetzen müssen, ohne Übertreibung für schlechthin unentbehrlich erklären. Prof. Goebel, Hannover.

Elsners Taschenbuch für den Straßenbau 1937. Herausgegeben von B. Rentsch. Mit 76 Abb. Berlin: O. Elsner Verl.-Ges. 1937. 404 S. 10,5×15,5 cm. Preis geb. RM 3,50

Selten hat ein Gebiet eine so durchgreifende Umwandlung erfahren wie der Straßenbau seit dem Vordringen des Kraftwagens. Namentlich haben die im Landstraßenbau üblichen Fahrbahndecken und Trassierungsgrundsätze sich den Ansprüchen des Kraftwagens nicht gewachsen gezeigt. Es mußte Neues geschaffen werden. Dazu war auch eine Neuordnung des gesamten Straßenwesens erforderlich. Auf dem Wege über Laboratoriumsversuche und Versuchsausführungen im großen mußten neue Richtlinien für die Linienführung und die bauliche Ausgestaltung der Straßen geschaffen werden. Diese Entwicklung ist noch völlig im Fluß und wird auch auf Jahre hinaus nicht abgeschlossen werden können, weil die Verkehrserfahrungen zu immer neuen Forderungen an die Straßenbautechnik führen.

Deshalb ist es zu begrüßen, wenn in Gestalt eines Taschenbuches wie des vorliegenden, jährlich die wissenschaftlichen und praktischen Erfahrungen sowie die Verwaltungsmaßnahmen zusammengefaßt werden und der Praktiker so eine Übersicht über den neusten Stand des Straßenwesens gewinnt. Bei der Vielseitigkeit des behandelten Stoffes wird der Praktiker gern auf Elsners Taschenbuch zurückgreifen. Risch.

Bürgel, H.: Deutsche Austausch-Werkstoffe. Schriftenreihe Ingenieurfortbildung, 2. Heft. Mit 84 Abb. und 23 Zahlentafeln. Berlin: Julius Springer 1937. 154 S. 8°. Preis brosch. RM 6,60.

Das Buch gliedert sich in Kapitel über die Schwermetalle, die Leichtmetalle und die Kunststoffe. Auch Holz, Gummi und einige keramische Werkstoffe werden erwähnt.

Die Eisenlegierungen und die übrigen Schwermetall-Legierungen sind nur recht kurz behandelt. Erwünscht wären einige Hinweise auf neuzeitliche Lagermetalle.

Sehr ausführlich ist auf Aluminium, Magnesium und ihre Legierungen eingegangen worden. Die Wahl von Guß- und Knetlegierungen im Hinblick auf die verschiedene technische Verarbeitung und Verwendung wird heutigen Erkenntnissen gemäß erschöpfend dargestellt. Auszüge aus DIN-Blättern erleichtern den Überblick. Die Ausdrucksweise ist gelegentlich offenbar bewußt knapp gehalten. Der Quellennachweis befriedigt nicht restlos. — Wertvoll erscheint, daß neue Arbeitsverfahren und Zusammensetzungen auf dem Gebiete der Leichtmetall-Verwertung mit genügender Klarheit beschrieben werden. Auch auf die Austauschbarkeit der Stoffe wird jeweils eingegangen. Sehr zu begrüßen sind die zahlreichen Skizzen und Abbildungen, die das Verständnis ganz wesentlich erleichtern. Die chemische Konstitution der Kunst- und Preßstoffe wird nur kurz behandelt. Weiteren Raum nimmt ihre Verarbeitung und Verwendung ein, wodurch sich ein brauchbarer Querschnitt durch den augenblicklichen Stand der Kunststoff-Technik ergibt. Naturgummi und Buna werden einander kurz gegenübergestellt. Den Abschluß bilden Bemerkungen über neue keramische Werkstoffe. Erwähnt werden Gläser, Glaserzeugnisse, Porzellane und ihre große technische Bedeutung.

Das Buch verschafft einen guten Überblick über das wichtige Gebiet der wesentlichsten deutschen Austausch-Werkstoffe und ist als Handbuch und Nachschlagewerk durchaus zu empfehlen.

A. Matting, Hannover.

Anweisung zur Auswertung von Schreibregenmesseraufzeichnungen für wasserwirtschaftliche Zwecke (AAR 1936). Herausgegeben von der Abwasserfachgruppe der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen e. V. Berlin W 35, Viktoriastr. 27. München, Berlin: R. Oldenbourg 1937. 20 S. DIN A 4. Preis RM 1.— (zu beziehen von der Abwasserfachgruppe).

Die vorliegende Arbeit bildet die notwendige Fortsetzung zu der „Anweisung für die Durchführung von Niederschlagsmessungen" (ADN 1936), denn nachdem die Niederschlagsbeobachtungen für wasserwirtschaftliche Zwecke auf eine einheitliche Grundlage gestellt sind, muß auch eine einheitliche Auswertung der Schreibregenmesser-Aufzeichnungen gewährleistet sein. Die Anweisung behandelt die Auswertung der kurzen, starken Regen, die vornehmlich für die Stadtentwässerung von Bedeutung sind, nach Dauer, Stärke und Häufigkeit, sowie die Auswertung langer Dauerregen, die in erster Linie für gewässerkundliche Zwecke nötig wird. Schließlich wird in der Anweisung die Ordnung der sommerlichen Einzelregenfälle zu einer Statistik behandelt. Das Ziel der Anweisung ist es, bei allen Stellen, die Schreibregenmesser in Betrieb haben, eine einheitliche Auswertung zu erreichen. Erst dann sind die Auswertungsergebnisse der verschiedenen Meßstellen untereinander vergleichbar. Auf diese Weise einheitlich durchgeführte Auswertungen der Schreibregenmesser-Aufzeichnungen ermöglichen es auch, die Ergebnisse verschiedener Meßstellen für größere oder kleinere Gebiete zusammenzufassen und die Ergebnisse auch solchen Orten nutzbar zu machen, die selbst keine Beobachtungen angestellt haben. Kehr, Hannover.

Reichsadreßbuch der Staatlichen und Kommunalen Baubehörden und Baubeamten mit Verzeichnis der Architekten (Mitglieder der Reichskulturkammer). 21. Jg. Ausgabe 1937. Langenberg-Thür.: H. Zippel K.-G., 627 S. DIN A4. Preis RM 15,—.

Das in erweiterter und verbesserter Ausgestaltung herausgekommene neue Reichsadreßbuch der Staatlichen und Kommunalen Baubehörden und Beamten soll allen an der Bautätigkeit interessierten Behörden und Wirtschaftskreisen das gegenseitige Sichfinden erleichtern. Es bringt deshalb nach einer Darstellung der Organisation der Bauwirtschaft im Rahmen der Gesamtwirtschaft übersichtliche Aufstellungen der Baubehörden des Reichs, der Länder, der Gemeinden und Gemeindeverbände, sowie der sonstigen Bauverwaltungen und ein Verzeichnis der der Reichskulturkammer angeschlossenen Architekten. Bei der Reichsbahn fehlen Angaben über einen Teil der Reichsbahndirektionen. Aus dem sonstigen reichen Inhalte des Buches sei hier nur hervorgehoben: Abdruck der Verdingungsordnung für Bauleistungen einschließlich der technischen Vorschriften für Kulturbauarbeiten DIN 1957 bis 1985, des Reichskulturkammergesetzes, der Satzung des Unternehmens „Reichsautobahnen". Aufsätze aus der Feder berufener Fachleute geben einen Überblick über bedeutsame baukünstlerische und bautechnische Leistungen der Gegenwart, unter denen die von Partei und vom Reich errichteten Bauten an erster Stelle stehen. Eine Zusammenstellung der wichtigsten Bauvorhaben und in der Ausführung begriffenen Bauten, besonders der staatlichen Behörden und kommunalen Körperschaften, gibt einen Eindruck von der auch hier vorhandenen lebhaften Bautätigkeit und wird besonders für die Bauunternehmer von Interesse sein. Dem Verzeichnis der für das Bauwesen in Betracht kommenden Unternehmungen und Lieferer ist ein wissenschaftlicher Teil beigefügt, der eine Reihe lesenswerter Aufsätze über verschiedene Bau- und Baustofffragen bringt.

Der kurze Überblick zeigt, daß das im übrigen sehr gut ausgestattete Buch dem im Bauwesen Stehenden viele Angaben von Wert zugänglich macht und deshalb sich sicher der gleichen Beliebtheit und Verbreitung erfreuen wird wie die früheren Auflagen. Gaede, Hannover.

Kohlschütter, H. u. A. Heilmann: Die Verwertung der Abwässer in der Landwirtschaft und in Siedlungen. Schriftenreihe der Abwasserfachgruppe der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen e. V., Heft 3. Mit 2 Abb. u. 12 Tafeln. München u. Berlin: R. Oldenbourg 1937. 26 S. DIN A 4. Preis br. RM. 2,—.

Vierjahresplan und Erzeugungsschlacht machen die Verwertung der Abwässer in der Landwirtschaft zum Gebot der Stunde. Der Förderung der landwirtschaftlichen Verwertung der Abwässer dient in hervorragendem Maße das vorliegende Heft. In kurzen sachlichen Ausführungen werden die Beschaffenheit des Abwassers in Hinsicht auf die landwirtschaftliche Verwertung, das Abwasser im Boden, der landwirtschaftliche Wert des Abwassers und die Betriebsform der Abwasserverwertung behandelt. Weitere Ausführungen über die Wasserzuleitung und Wasserverteilung sowie über gesundheitliche Fragen beschließen den Hauptteil der Arbeit. Auch die Abwasserverwertung in Siedlungen wird unter Heranziehung der von der Abwasserfachgruppe der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen und der Akademie für Städtebau im Einvernehmen mit dem Deutschen Gemeindetag im Jahre 1935 herausgegebenen Richtlinien für technisch-hygienische Wasser- und Abwasserwirtschaft in Siedlungen ausführlich besprochen. Die wertvollen Erfahrungen der Preußischen Landesanstalt für Wasser-, Boden- und Luft-Hygiene und vieler deutscher Städte sind in dem Buch zusammengefaßt. Der Arbeit ist die weiteste Verbreitung zu wünschen.

Kehr, Hannover.

Lea, F. M. u. C. H. Desch: Die Chemie des Zementes und Betons. Autorisierte Übertragung aus dem Englischen von C. R. Platzmann. Mit 81 Abb. Berlin: Zementverlag G. m. b. H. 1937. XII, 461 S. 16,5×23,5 cm. Preis in Leinen RM 24,—; br. RM 20,—.

Nachdem das beliebte Werk von Kühl und Knothe vergriffen war und leider bisher eine Neubearbeitung nicht erfahren hat, fehlte es sehr lange Zeit an einer ausgesprochen lehrhaften Gesamtdarstellung der Chemie des Zements. Die lange Atempause war durch die Sache bedingt. Die Wogen der Entwicklung mußten sich etwas beruhigt, die widersprechenden Anschauungen sich abgeschliffen haben, bevor wieder eine fruchtbare Zusammenfassung möglich war. Die Zeit ist nun gekommen. Es ist ein glücklicher Griff des Zementverlages, der deutschen Fachwelt die neu erschienene, ausgezeichnete Arbeit von Lea und Desch in einer Übersetzung vermittelt zu haben. Das von dem hervorragenden Sachkenner Platzmann übersetzte Werk liefert einen geschlossenen allgemeinen Überblick über die Zement- und Betonchemie. Nach einem kurzen geschichtlichen Rückblick und einer Klasseneinteilung der Zemente sind zunächst die Herstellungsverfahren für Portlandzement, die Zementbestandteile und ihre Bindeeigenschaften, die Konstitutionstheorien und die Theorien der Erhärtungsvorgänge ausführlich und anschaulich behandelt. Die sattsam bekannte Zementprüftechnik tritt in glücklicher Weise zurück. Dagegen ist den neueren Bindemitteln und den Spezialzementen ein breiter Raum gewidmet. Die Betrachtungen dehnen sich weiter auf die Chemie des Betons, der Zuschlagstoffe und einiger Leichtbetonzuschläge aus. Schließlich gelten erschöpfende Berichte dem Verhalten des verarbeiteten Zements bzw. Betons gegenüber chemischen und physikalischen Angriffen, der Chemie der Angriffe von Säuren, Salzlösungen, Ölen und der Erhöhung des Widerstandes gegenüber diesen chemischen Feinden. Nach der Absicht der Verfasser richtet sich das Werk nicht bloß an die Chemiker und Zementerzeuger, sondern auch an die Ingenieure und Architekten. Form und Inhalt der Darlegungen erfüllen diese Absicht vollauf. Bei aller Vollständigkeit und Gründlichkeit ist die Darstellung so leichtfaßlich, daß sie auch der Nicht-Chemiker ohne Kommentar verstehen kann. Das Buch wird sich daher gerade auch bei den Bauingenieuren und Ingenieur-Technologen viele Freunde erwerben. Hummel, Berlin.

Stein, C.: Die landwirtschaftliche Verwertung städtischer Abwässer. Mit 46 Abb. u. 1 Tafel. Berlin: Julius Springer 1937. 114 S. Gr. 8°. Preis br. RM 12,—.

Der Verfasser verwertet in dem Buch seine praktischen Erfahrungen beim Bau und Betrieb der Rieselfeldgenossenschaft Delitzsch-Schenkenberg und der Delitzscher Wasserverwertungsgenossenschaft. Die erstere Genossenschaft verwertet die Abwässer der Stadt Delitzsch, die zweite die Abwässer der Stadt Leipzig. Nach einem kurzen Überblick über die üblichen Reinigungs- und Verwertungsverfahren städtischer Abwässer bespricht der Verfasser den Wert des Abwassers für die Landwirtschaft und seine Verwertung durch Genossenschaften. Danach wird die Vorbehandlung des Abwassers, die Zuleitung zum Verwertungsgebiet, die in den Zuleitern eintretenden Wasserverluste und die notwendige Entwässerung der Ländereien besprochen. Der Hauptwert der Arbeit liegt in den Ausführungen über die Technik der Berieselung bzw. Verregnung und in den Ausführungen über die bewässerten Kulturen und die Bewässerungszeiten. Zum Schluß des Buches wird die Verwertung des Abwasserschlammes, die Einrichtung von Fischteichen, die hygienische Seite der Abwasserverwertung und die Verbesserung des Wasserhaushaltes durch die Abwasserverwertung besprochen. Als Anhang liegt die Satzung der Delitzscher Wasserverwertungsgenossenschaft bei.

Jeder Ingenieur, der in der Praxis mit der Abwasserverwertung zu tun hat, sollte das Buch zur Hand nehmen. Kehr, Hannover.

Wasmuths Lexikon der Baukunst. 5. Band. Nachtrag A bis Z. Herausgegeben von G. Wasmuth. Mit zahlr. Textabb. und 16 Sondertafeln. Berlin: E. Wasmuth 1937. 624 S. DIN A 4. Preis in Halbleder RM 45,—.

Als Ergänzung der vor fünf Jahren erschienenen vier Bände von Wasmuths Lexikon der Baukunst wurde jetzt ein 5. Band herausgegeben, der an Reichhaltigkeit der Stichworte den vier vorangegangenen nicht nachsteht. Dieser Ergänzungsband ist nicht nur ein Nachschlagewerk für Baugeschichte, sondern trägt auch besonders der Entwicklung der letzten Jahre auf dem Gebiet des Baugewerbes in weitem Umfang Rechnung. Die wichtigsten Bauausführungen Deutschlands der letzten Jahre sind in ausführlicher Weise mit zahlreichen Abbildungen behandelt wie Reichsautobahnen, Reichssportfeld, Bauten der Luftwaffe, Straßenbau, Siedlungs- und Verkehrsfragen usw. Bemerkenswert ist auch der Überblick über die Architektur aller Länder der letzten Zeit. Für den Architekten und für den Bauingenieur ist das Werk brauchbar, um Antwort auf alle Fragen des Baugewerbes wie Baustoffkunde, Städtebau, Landesplanung, Verkehrswesen, Baurecht und Baupolizeiverordnungen, Ingenieurbauten, um nur einige der Stichworte zu nennen, zu erhalten.

Dipl.-Ing. Föhringer, Hannover.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 33 vom 19. August 1937 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 5 a, Gr. 18/40. B 170 921. Clarence E. Burt, Box 609 Huntington Park, Kalifornien, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zum Entnehmen von Proben aus der Seitenwandung eines Bohrloches. 2. IX. 35.

Kl. 5 b, Gr. 41/40. M 134 186. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Riesa. Verfahren und Vorrichtung zum Abbau mächtiger Schichten. 8. IV. 36.

Kl. 18 c, Gr. 2/23. S 112 872. Christer Peter Sandberg, Oscar Fridolf Alexander Sandberg, u. Nils Percy Patrick Sandberg, London; Vertr.: Dr.-Ing. G. Breitung, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zum Abschreckhärten von Eisenbahn- oder Straßenbahnschienen. 14. II. 34.

Kl. 18 c, Gr. 14. N 38 376. N. V. Machinierieen- en Apparaten Fabrieken „Meaf", Utrecht, Niederlande; Vertr.: Dr. G. Weißenberger, Dipl.-Ing. M. Schulte-Kemmighausen, Dipl.-Ing. E. Heilmann, Dipl.-Ing. W. Langewiesche, Dipl.-Ing. F. Mathes u. Dipl.-Ing. K. Brose, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von Schweißnähten mit hoher Dauerwechselfestigkeit. 17. VII. 35.

Kl. 19 a, Gr. 23. K 139 132. Peter Korableff, Harbin, China; Vertr.: Dr. O. Arendt, Pat.-Anw., Berlin-Halensee. Ortsveränderliche Förderanlage. 29. VIII. 35.

Kl. 20 h, Gr. 4. R 97 779. Rheiner Maschinenfabrik Windhoff Akt.-Ges., Rheine. Gleisbremse; Zus. z. Pat. 621 812. 7. XI. 36.

Kl. 37 b, Gr. 3/02. L 82 601. Friedrich Lange, Düsseldorf. Biegungsfeste Knotenpunktverbindung von Träger und Stütze. 7. XII. 32.

Kl. 37 e, Gr. 8/02. W 97 095. Franz Weideneder, München. Verbindungselement für Baugerüste. 29. VIII. 35.

Kl. 37 f, Gr. 2/02. R 91 067. August Rolf, München. Grünfuttersilo aus Stahlplatten. 20. VII. 34.

Kl. 42 c, Gr. 10/02. Z 22 931. Fa. Carl Zeiß, Jena. Gerät zum Herstellen des Lageplans eines Geländes. 14. XII. 35.

Kl. 80 a, Gr. 34/01. M 133 945. Charles Bernard Mathews, Middleton, u. John Goldwell Ambrose, Esher, England; Vertr.: Dr.-Ing. Kuno Wolf, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Kern zum Herstellen von hohlen Betongegenständen o. dgl. 18. III. 36. Großbritannien 4. IV. 35.

Kl. 80 a, Gr. 34/01. S 118 375. Société Internationale de Mise en Valeur et de Développement de Brevets (S. J. M. B.), Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Berglein, Pat.-Anw., Hamburg 5. Maschine mit Kernschläuchen zum Formen von Kanalisationsrohren, Rohrleitungen o. dgl. aus Gußbeton im fortlaufenden Arbeitsgang. 21. V. 35. Belgien 20. VIII. 34.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 34 vom 26. August 1937 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 19 a, Gr. 10. Sch 109 313. Christian Schäfer, Bochum. Schienenbefestigung auf Holzschwellen. 24. II. 36.

Kl. 19 a, Gr. 14. A 79 401. Dipl.-Ing. Wilhelm Ahlert, Berlin-Tempelhof. Eisenbahnquerschwelle mit Bettungssporn. 15. V. 36.

Kl. 19 a, Gr. 15. T 45 183. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz, u. Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co., Bochum. Schienenstoßverbindung mittels einer Schienenlasche in Rinnen- oder U-Form. 11. IV. 35.

Kl. 19 a, Gr. 24. K 142 960. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Berlin-Charlottenburg, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf. Schwelle für Baggergleise; Zus. z. Pat. 484 248. 14. VII. 36.

Kl. 19 c, Gr. 9/20. Sch 102 291. Georg Heinrich Schieferstein, Berlin-Charlottenburg. Stampfgerät, insbes. Straßenfertiger. 23. IX. 33.

Kl. 19 c, Gr. 11/10. B 170 924. Bayerische Berg-, Hütten- und Salzwerke Akt.-Ges., München. Betonstraßenbaumaschine. 4. IX. 35.

Kl. 37 f, Gr. 3/01. K 143 307. Fa. Aug. Klönne, Dortmund. Gasbehälter. 13. VIII. 36.

Kl. 65 b, Gr. 16. S 115 134. Sorima Societa Ricuperi Maritimi, Genua, Italien; Vertr.: H. Licht u. Dipl.-Ing. M. Licht, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zur Aufnahme von in großer Wassertiefe liegenden Gegenständen. 20. VIII. 34. Italien 16. IX. 33.

Kl. 84 c, Gr. 2. F 81 141. Felten & Guilleaume Carlswerk Eisen und Stahl Akt.-Ges., Köln-Mühlheim. Verfahren zur Erhöhung der Standsicherheit von Grundbauwerken. 9. V. 36.

Kl. 85 b, Gr. 1/01. K 137 705. Jörgen Krüger, Frederiksberg b. Kopenhagen; Vertr.: E. Herse u. Dr.-Ing. W. R. Roederer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verfahren zur Reinigung von Oberflächenwasser. 20. IV. 35. Schweden 9. VII. 34.

Für den Inhalt verantwortlich: Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher, Hannover. — Verlag von Julius Springer in Berlin W 9.
Druck von Julius Beltz in Langensalza.