

# DIE BAUTECHNIK

16. Jahrgang

BERLIN, 7. Oktober 1938

Heft 43

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Umbau der Südhalle des Schlesischen Bahnhofs in Berlin.

Von Reichsbahnoberrat Ernst, Berlin.

Die fünf Bahnsteige und elf Gleise des Schlesischen Bahnhofs sind mit zwei rd. 207 m langen Hallen überdacht (Abb. 1). Die ältere (kleinere), hauptsächlich dem Fernverkehr dienende Südhalle stammte aus dem Jahre 1868. Ihre rd. 38 m weit gestützten Binder waren schweißeiserne Fachwerkbalkenträger mit gekrümmten Gurtungen, die auf den massiven Hallenwänden gelagert waren. Beim Bau der unmittelbar nördlich anschließenden (größeren) Nordhalle im Jahre 1882 war die nördliche Hallenwand belassen worden. Die schweißeisernen Binder dieser hauptsächlich dem Stadtverkehr dienenden Halle bestanden aus unsymmetrischen zweiwandigen Dreigelenkrahmen in Fachwerkkonstruktion mit Zugbändern. Sie waren rd. 54 m weit gestützt und auf einer Seite auf in Höhe der Gleise liegenden Fußgelenken und neben der bereits erwähnten Wand, die beide Hallen trennte, auf besonderen rd. 8 m hohen Pendelstützen gelagert.

Die Eisenkonstruktionen beider Hallen waren im Laufe der Jahrzehnte durch Witterungseinflüsse und infolge des starken Zugverkehrs durch Rauchgasangriffe stark verrostet, da eine ordnungsmäßige Unterhaltung dieser vielgliedrigen Tragsysteme mit ihren sehr schwachen Querschnitten nicht möglich war. Insbesondere an den Hallenenden waren die an sich schon sehr schwachen Querschnitte der Binder durchschnittlich um bis zu 60% durch Rost geschwächt.

Die alte Nordhalle, die infolge des sehr starken Stadtbahnverkehrs die bedenklichsten Rostschäden aufwies, wurde bereits in den Jahren 1925 bis 1928 erneuert, nachdem außer den Rostschäden bei einzelnen Bindern noch größere Formänderungen infolge mangelnder Knicksteifigkeit der Obergurte festgestellt und diese Binder durch Gerüste abgefangen worden waren. Die neuen Binder dieser Halle sind zweiwandige vollwandige Dreigelenkbogen aus St 37 mit gesprengtem Zugband (Abbild. 2). Sie sind ähnlich den alten Fachwerkbindern unsymmetrisch und an der Südseite neben der Zwischenwand auf vollwandigen Pendelstützen gelagert. Die Binderstützweite beträgt 54,335 m, die Höhe des Scheitelpunktes über dem Fußgelenk 18,41 m, die der Pendelstütze 7,87 m, der Achsabstand der Binder 7,532 m, der Abstand der beiden Wände eines Binders

1,25 m und die Sprengung des Zugbands 1,5 m. Zur Entlüftung der Halle dient eine durchgehende, 6,6 m breite Firstlaterne, in die zahlreiche zwischen je zwei Bindern quer zur Längsrichtung angeordnete Raupenoberlichter einmünden. Das Dach wurde im übrigen mit einem Doppelpappdach auf Holzschalung mit hölzernen Sparren und eisernen Pfetten eingedeckt. Die von der Firma Steffens & Nölle, Berlin, ausgeführte Erneuerung er-

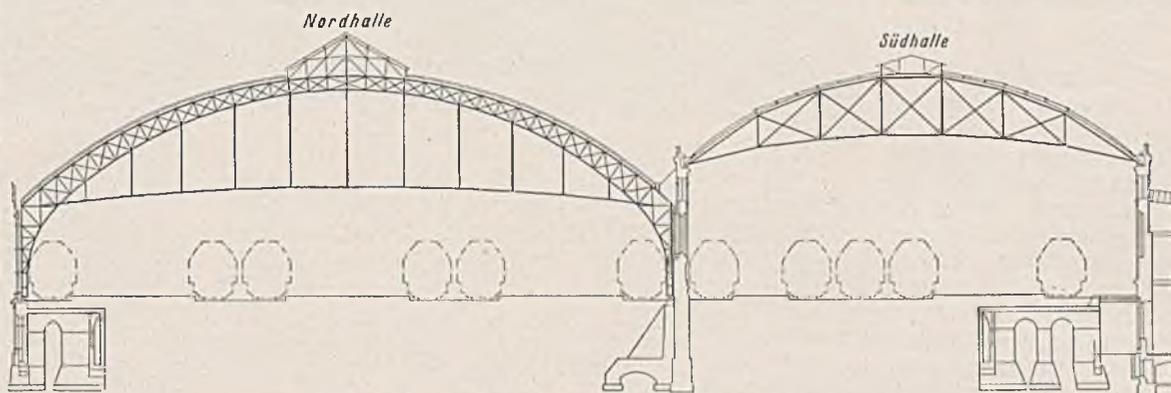


Abb. 1. Querschnitte der beiden alten Hallen.

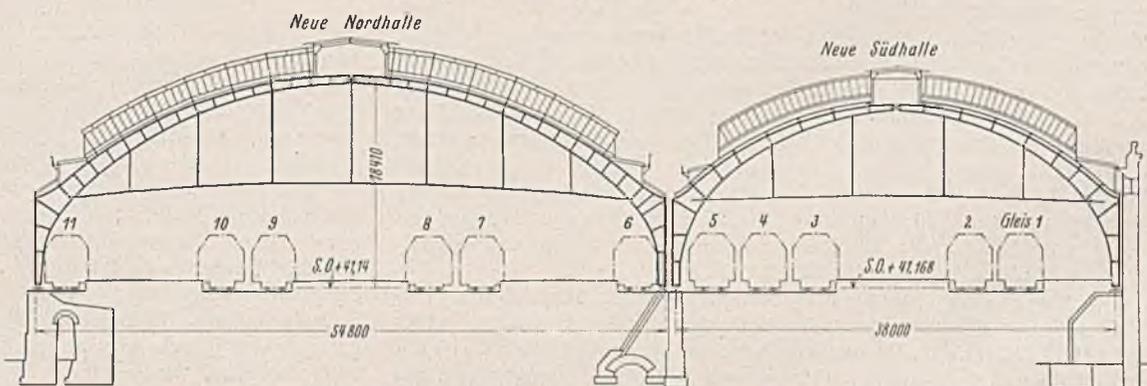


Abb. 2. Querschnitte der beiden neuen Hallen.



Abb. 3. Alte Südhalle.

Aufnahmen: Sämtlich Krajewsky.

forderte ohne die Abbrucharbeiten einen Aufwand von rd. 225 RM je m<sup>2</sup> bedachter Fläche und rund 2030 t Stahl.

Die alte Südhalle, die ursprünglich neben den Oberlichtern mit Wellblech abgedeckt war, hatte 1915 an Stelle des sehr schadhaft gewordenen Wellblechs ein doppeltes Teerpappdach auf Holzschalung mit Holzpfetten erhalten, die mit den vorhandenen eisernen Pfetten durch Bolzen verbunden worden waren. Im Jahre 1925, als mit der Erneuerung der Nordhalle begonnen wurde, wurden bei der Südhalle die schadhafte Hallenschürzen instandgesetzt und die ganze Halle neu gestrichen; außerdem wurde eine fahrbare Untersuchungsrüstung eingebaut. Nach einer

gründlichen Untersuchung i. J. 1933 war zunächst beabsichtigt, die schadhafte Dachhaut und die am stärksten abgerosteten Teile, insbesondere die Pfetten zu erneuern bzw. zu verstärken. Nach Entfernung eines Teils der Dachhaut wurde jedoch festgestellt, daß auch die Obergurte der Binder stark durchgerostet waren, so daß eine Ausbesserung der Halle wirtschaftlich nicht mehr zu vertreten und ein Neubau zweckmäßig war. Dieser Neubau soll im folgenden beschrieben werden.

**Allgemeines.**

Die alte Halle bestand aus 56 schweißeisernen Fachwerkbindern von 38,2 m Stützweite und 3,77 m Binderabstand (Abb. 1). Diese 56 eng beieinander liegenden, aus vielen dünnen Einzelstäben bestehenden Fachwerkträger ergaben mit ihren vielen Überschneidungen ein sehr unruhiges Bild. Wie Abb. 3 zeigt, war nur ein Gewirr von Eisenstäben zu sehen und die eigentliche Konstruktion der Binder kaum zu erkennen. Um einen möglichst ruhigen, übersichtlichen und klaren Eindruck zu erzielen, wurden die neuen Binder vollwandig ausgeführt. Es wurden 29 Binder aus St 37 im Abstände von 7,53 m — also doppelt so groß wie bei der alten Halle — angeordnet, die sich in ihrer Form den erneuerten Nordhalle anpassen (Abb. 4). Um jedoch den Bindern der wesentlich kleineren Südhalle ein gefälliges Aussehen zu geben, wurden nur die Schürzenbinder 1 und 29 zweiwandig, die 27 Zwischenbinder dagegen einwandig ausgebildet; die Binderachsen fallen mit denen der doppelwandigen Binder der Nordhalle zusammen.

Die Binder sind symmetrische Dreigelenkrahmen von 38 m Spannweite mit überhöhtem Zugband. Auf das Zugband konnte leider nicht verzichtet werden, da die Aufnahme der Horizontalkräfte durch die Fundamente und durch die an der Südseite nötigen Abfängerahmen, auf die später noch eingegangen wird, schwierige und teure Verstärkungsmaßnahmen, insbesondere bei den Abfängerahmen erfordert hätte. Die Pfeilhöhe vom Fuß- bis zum Scheitelpunkt beträgt 16 m, die lichte Höhe von Schienenoberkante bis Unterkante Binder im Scheitel 15,5 m und die Höhe des Zugbandes über den Fußgelenken 8 m. Die Wand zwischen beiden Hallen wurde entfernt, so daß ein freier Durchblick durch beide Hallen erzielt wurde (Abb. 5). Die Süd- wand des Empfangsgebäudes wurde mit Rücksicht auf das architektonische Bild vom Bahnhofsvorplatz aus in ihrer alten Form belassen. Das Dach wurde zwischen den Portalbindern 2 und 28 von Pforte 3 an nicht der oberen Binderlinie entlang, sondern in schwacher Neigung an diese Wand herangeführt (Abb. 2 und 20b). Durch diese Aufsattelung des Daches

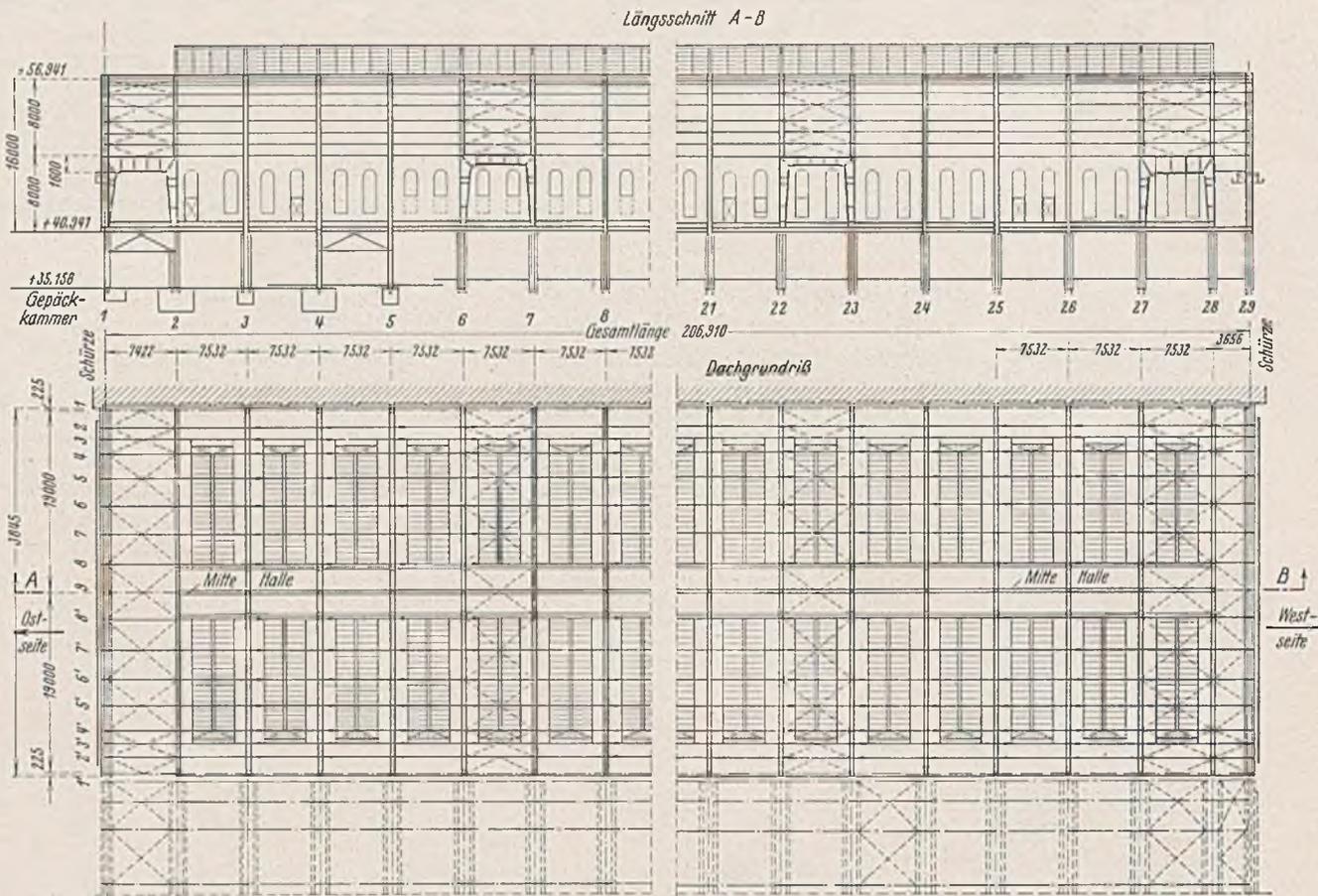


Abb. 4. Übersicht, Längsschnitt und Grundriß der neuen Südhalle.

konnte auch das obere Lichtband in der Süd- wand der Halle für ihre Belichtung ausgenutzt werden. Die östliche Stirnseite des Dachaufbaues wurde nach der Schürze zu abgewalmt und die dreieckförmige Öffnung über Binder 2 durch eine Blechwand geschlossen; die westliche Stirnseite wurde aus konstruktiven Gründen (Anschluß an den Turmvorsprung) als glatte senkrechte Wand ausgebildet.

Die Fensterteilung in den Schürzen (Abb. 6) wurde ähnlich der der Nordhalle ausgebildet; der Abstand der Hängestangen ist mit 2,84 m etwas kleiner als bei der Nordhalle (3,1 m). Der den unteren Abschluß der Schürze bildende Windträger, der bei der Nordhalle 5,015 m über der Schienenoberkante liegt, wurde mit Rücksicht auf späteren elektrischen Betrieb auf den Ferngleisen (Oberleitung) 6 m über Schienenoberkante gelegt. Um jedoch nach außen hin die Unterkanten der Schürzen gleich hoch zu legen, wurde an den Windträger außen und innen je ein Laufsteg angehängt, deren Geländer unten mit einem Blechstreifen abschließen, der ebenso hoch wie die Gurtung des Windträgers der Nordhalle ist (Abb. 7). Die Glaswand wurde bis zur Unterkante der Laufstege herabgezogen. Bei Einführung des elektrischen Betriebes sollen die beiden Laufstege und der untere Teil der Glaswand entfernt und die Laufstege höher in die Ebene des Windträgers gelegt werden. Die unteren Windträger wurden zugleich als Zugband für die Schürzenbinder ausgenutzt.

Das Dach ist mit teerfreier doppel- lagiger Pappe auf 24 mm dicker hölzerner Schalung und hölzernen Sparren eingedeckt. Über den Bindern 8, 15 und 25 sind Dehnungsfugen im Dach angeordnet; die Pfetten sind über diesen Bindern unterbrochen und auf einer Seite beweglich gelagert (Abb. 8). In jedem Binderfeld — mit Ausnahme der



Abb. 5. Blick in die neue Südhalle, links Durchblick in die Nordhalle.

Endfelder — wurden wie bei der Nordhalle raupenförmige, kittlose Oberlichter angeordnet, die zusammen mit dem bereits erwähnten hochliegenden Lichtband in der Südwand die Halle reichlich mit Tageslicht versorgen. Die Oberlichter (Abb. 9) sind 4,50 m breit und seitlich 0,85 m hoch; die Seitenwände sind unten 35 cm hoch mit Holz verschalt. Die Oberlichter sind einschließlich ihrer Abwalmungen mit 10 mm dickem Drahtglas abgedeckt; ohne Berücksichtigung des seitlichen Lichtbandes in der Südwand der Halle beträgt das Verhältnis der Glasfläche zur Holzbedachung etwa 1 : 2,6.

Zur Entlüftung der Halle wurde das Dach zwischen den Portalbindern 2 und 28 mit einem 4,8 m breiten, rd. 2,7 m hohen und mit einem Doppelpappdach auf Holzverschalung eingedeckten Laternenaufbau ausgerüstet, in den die Raupenoberlichter einmündeten (Abb. 10). Die Seitenwände und die Stirnseiten der Laterne sind auf eine Höhe von 85 cm (= der seitlichen Höhe der Raupenoberlichter) mit Holz verschalt und darüber mit Holzjalousien versehen. Die Raupenoberlichter erhielten über der 35 cm hohen Holzverschalung ebenfalls seitliche Rauch-



Abb. 6. Schürzen an der Ostseite.  
Links Südhalle rechts Nordhalle

(Abb. 11). Die Sprossen der Oberlichter, die Fensterrahmen der Schürzen und die Windleitbleche neben den Oberlichtern wurden in der Verbleibungsanlage der Reichsbahndirektion Berlin verbleit; die übrigen Teile der Stahlkonstruktion erhielten den üblichen Rostschutzanstrich.

Einzelheiten der Binder. Die Form der Dreigelenkbinder geht aus Abb. 12 hervor. Der Querschnitt der einwandigen Zwischenbinder besteht aus einem 12 mm dicken Stegblech; die Gurtungen werden vom Kämpfergelenk bis zur Pfette 2 aus je 2 L 90 · 130 · 14 (mit abstehendem langem Schenkel) und auf der Innengurtung aus einer Lamelle

280 · 30 und von der Pfette 2 bis zum Scheiteltgelenk aus je 2 L 90 · 130 · 10 gebildet (Abb. 13a). Die Stegblechhöhe beträgt am Kämpfergelenk 450 mm, wächst bis zur Traufe auf 2200 mm und nimmt dann wieder bis auf 550 mm am Scheiteltgelenk ab. In jeder Binderhälfte sind zwei Gesamtstöße und drei Stegblechstöße vorhanden; die ersteren liegen an den Pfetten 2 und 6 und die letzteren im Stiel etwa 4,90 m über dem Kämpfergelenk und zwischen den Pfetten 4—5 und 7—8. Vom Kämpfergelenk bis zur Traufpfette ist der Binderstiel knicksteif; in Höhe der Traufpfette sind die Innengurtungen durch vollwandige als Halbrahmen ausgebildete Aussteifungsriegel gehalten (Abb. 14 a bis c). Die Riegel bestehen aus einem Stegblech 500 · 12 und vier Gurtwinkeln 100 · 100 · 12. In den Auflagerpunkten der Pfetten sind die Untergurte der Binder durch Eckbleche gegen die Pfetten abgestützt (Abb. 15). Ferner sind die Binderstiele an den Kämpfergelenken durch 2 □ 22 miteinander verbunden.

Die Schürzenbinder sind, wie schon erwähnt, zweiwandig ausgebildet. Ihr Querschnitt geht aus Abb. 13 b hervor. An den Binderstielen und in

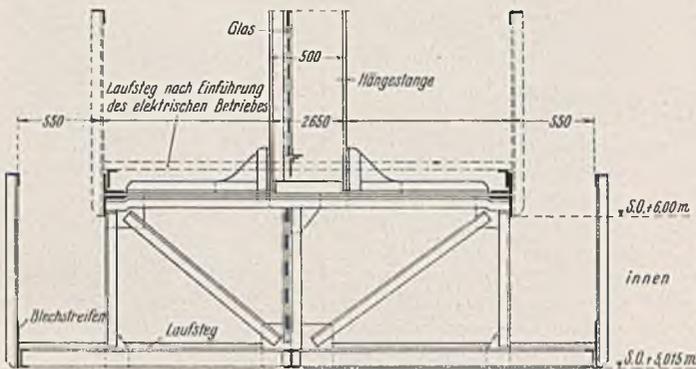


Abb. 7. Windträger der Schürze mit Laufstegen.

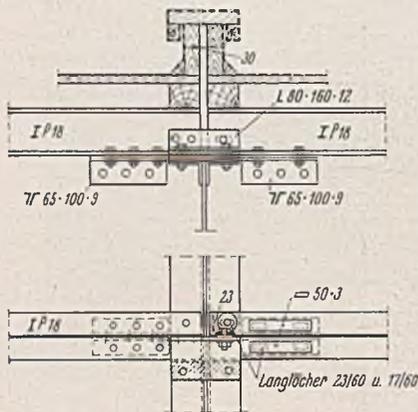


Abb. 8. Dehnungsfuge in der Dachhaut.

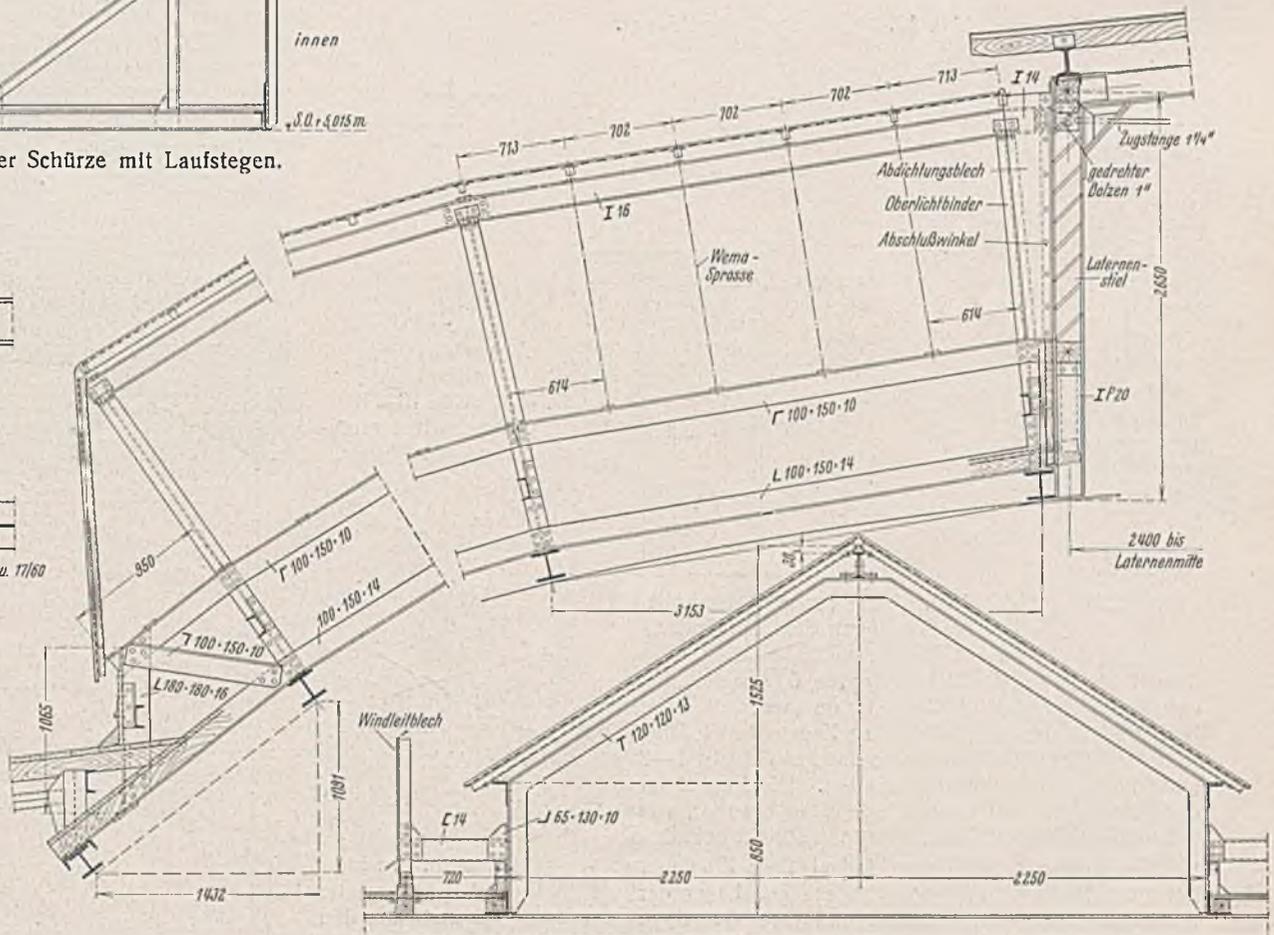


Abb. 9. Quer- und Längsschnitt eines Oberlichtes mit Anschluß an die Laterne.

abzugsöffnungen. Vor diesen Öffnungen wurden Windleitbleche angeordnet (Abb. 9). Die dadurch hervorgerufene Saugwirkung soll den Abzug der Rauchgase beschleunigen. Eine weitere Rauchabzugsöffnung befindet sich an der Pfette 2 der Nordseite. Hier können die Rauchgase durch die offene Längswand des aufgesattelten Daches ins Freie treten

den Pfettenauflagerpunkten werden die Wände durch Querschotten und Bindebleche verbunden. Außerdem sind beide Gurtungen in Abständen von rd. 1,5 m noch durch Winkelstähle 100·150·12 verbunden. Ferner wird der Querschnitt noch durch die zwischen den Stegblechen bis zur oberen Bindergurtung durchgeführten Hängestangen der Schürzen aus 150 ausgesteift. Die Flanschen der Schürzenpfosten sind unmittelbar an die Binderstegbleche und ihre Stege durch Winkelstähle und Bindebleche an die Gurtungen der Binder angeschlossen. Die Schürzenbinder tragen außen als Abschluß der Dachhaut ein 500 mm hohes Zierblech, das gesimsartig dem Bogenverlauf folgt. Die Zugstangen sind um 54,5 cm (1 : 25) überhöht und an vier 26 mm dicken Rundstahlstangen aufgehängt (Abb. 12). Sie greifen an den Bindern etwa in Höhe der Traufpfetten an und sind in der Mitte durch Spannschlösser verbunden. Bei den Bin-

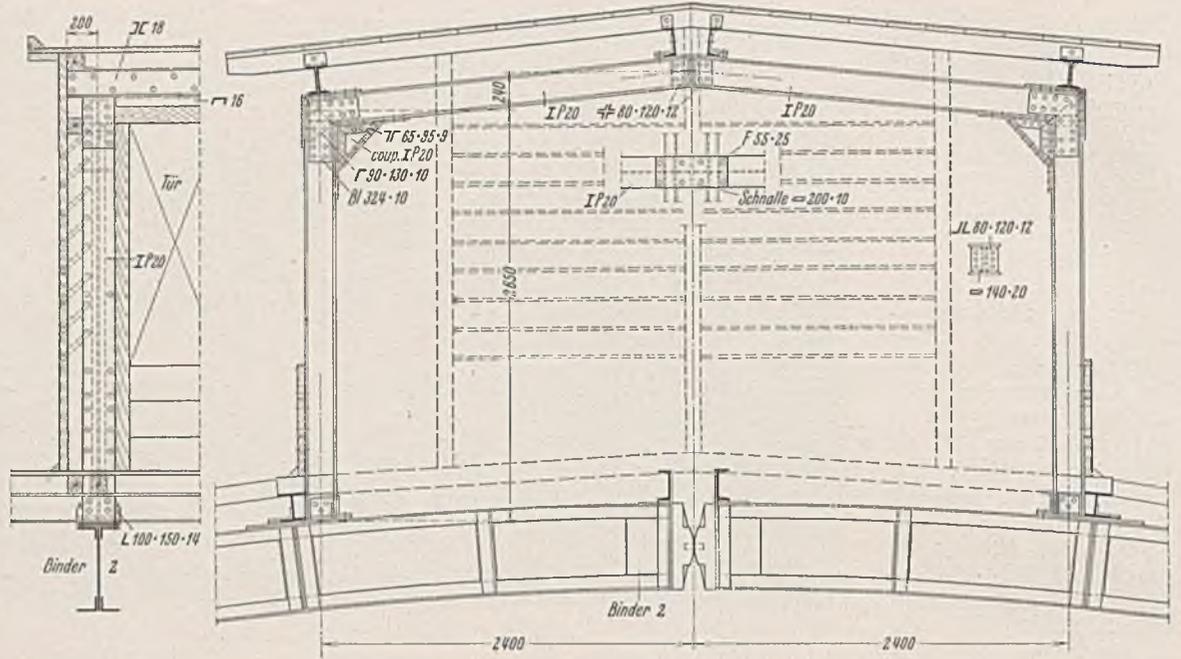


Abb. 10. Querschnitt der Laterne.

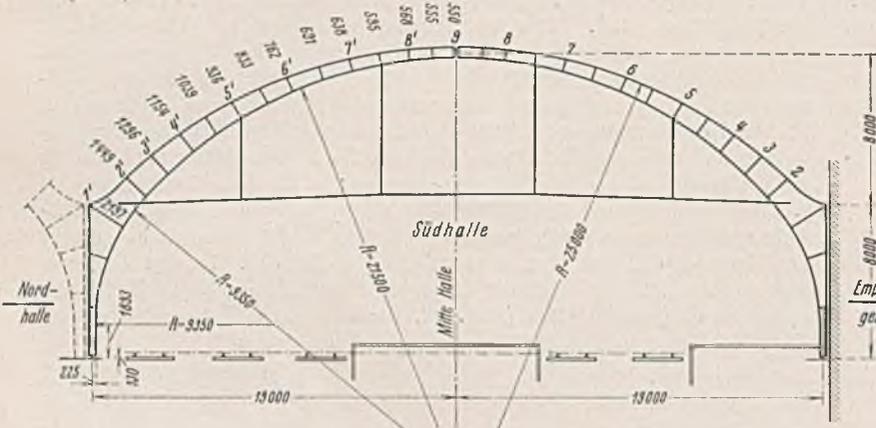


Abb. 12. Form der Hallenbinder.

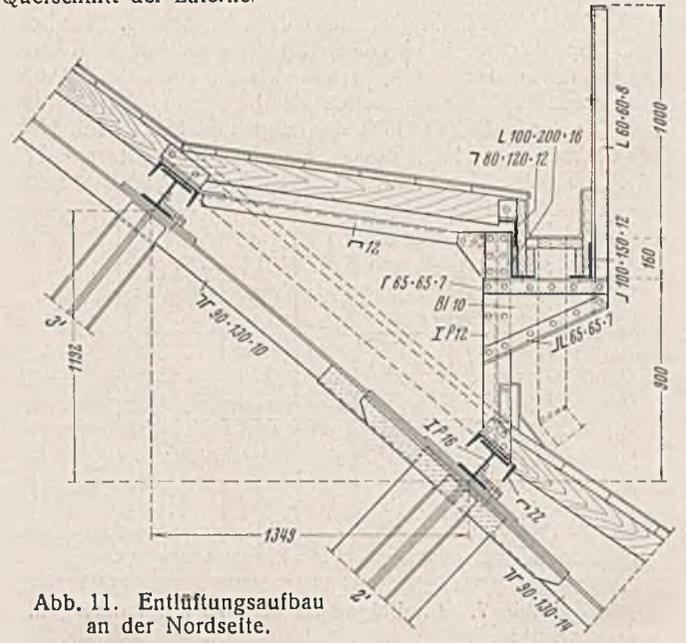


Abb. 11. Entlüftungsaufbau an der Nordseite.

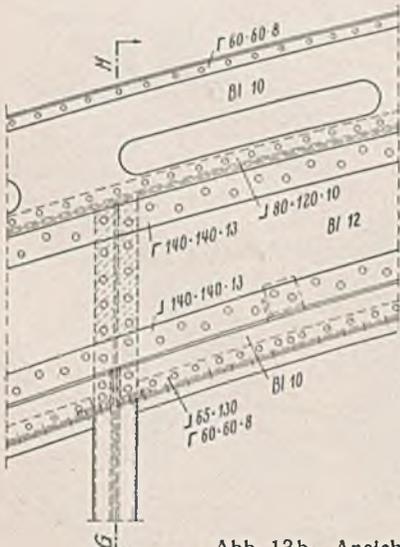


Abb. 13b. Ansicht und Querschnitt der zweiwandigen Schürzenbinder.

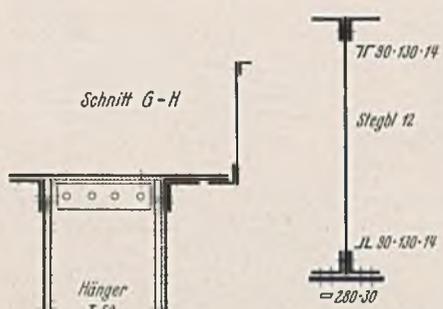


Abb. 13 a. Querschnitt der einwandigen Binder.

den 3 bis 26 sind die Zugstangen 60 mm dick, bei den Bindern 2 und 82 sind sie 65 mm und beim Binder 27 70 mm dick, weil diese Zugstangen infolge Anordnung von Windverbänden in den Feldern 1—2 und 27—28 erhöhte Kräfte erhalten. Die Zugbänder der Binder 1 und 29 werden, wie schon erwähnt, von den unteren Windträgern der Hallenschürzen gebildet. Die Fußlager der Binder sind als feste Kipplager mit zylindrischen Zapfen ausgebildet. Die Lager der Nordseite sind durch 4 Rollen und eine Querrippe gegen Verschieben gesichert, während die Lager der Südseite, die auf besonderen, weiter unten noch er-

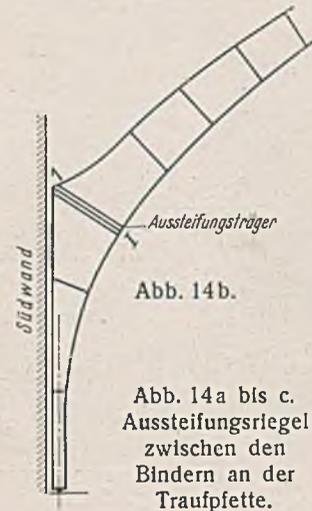


Abb. 14b.

Abb. 14a bis c. Aussteifungsriegel zwischen den Bindern an der Traufpfette.

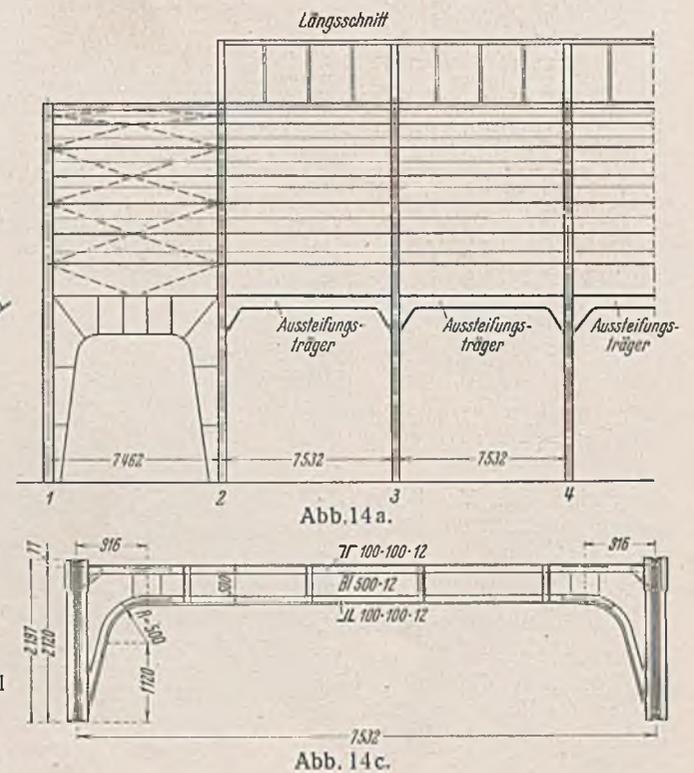


Abb. 14 a.

Abb. 14 c.







Nordseite an der Traufe des Entlüftungsaufbaues (Abb. 11) und als gemeinsame Entwässerungsrinne der Nord- und Südhalle in deren Kehle angeordnet sind. Die letztere ist nur an der Nordhalle befestigt und so ausgebildet, daß sich beide Hallen in der Querrichtung unabhängig voneinander bewegen können. Zum Begehen des Daches ist entlang der Südwand ein Längssteg vorhanden (Abb. 20b), der vom Turm der Halle aus betretbar ist. Ferner ist die Längsrinne an der Traufe des nördlichen Entlüftungsaufbaues begebar (Abb. 11). Sie ist vom Turm der Halle aus zu erreichen durch an den Hallenenden zwischen den Bindern 1 und 2 und 28—29 quer zum Dach angeordnete Stege. Sämtliche Stege sind mit Geländern versehen.

Für die Untersuchung der Halle wurden zwischen den Hängestangen der Zugbänder fünf Untersuchungswagen dicht unter den Hallenbindern eingebaut, deren Laufbahnschienen aus 124 an den Bindern aufgehängt sind<sup>1)</sup> (Abb. 26). Die Wagen sind 3 m breit und haben 3,5 m Achsstand. Die Spurweiten der Wagen betragen — je nach den Entfernungen der Hängestangen — waagrecht gemessen bei den Wagen 1 und 1' 4,261 m, bei den Wagen 2 und 2' 6,768 m und beim Wagen 3 7,686 m. In den Wagen sind zwischen Längsträgern einzelne Besichtigungsbühnen eingebaut, von denen aus alle Teile der Binderkonstruktionen bequem untersucht werden können. Bei den schrägen Wagen 1, 1', 2 u. 2' sind die Bühnen zu diesem Zwecke stufenförmig angeordnet; das Gelände ist umklappbar, damit die Wagen unter den Bindern durchfahren können. Die einzelnen Wagen können von einem Mann mit einer Fahrgeschwindigkeit von 2,5 m/min bewegt werden.

Die Halle wurde berechnet nach den ministeriellen Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 24. Dezember 1919.

<sup>1)</sup> Wehrmeister, Fahrbare Besichtigungsbühnen in Bahnhofshallen. Verkehrstechnische Woche 1933, S. 571 bis 581.



Abb. 28. Aufstellung der Binder.

Für die einzelnen Belastungen wurde angenommen:

Pappdach 55 kg/m<sup>2</sup>, Glaseindeckung 50 kg/m<sup>2</sup>,  
Schnee nach den Vorschriften in Abhängigkeit von der Dachneigung.

Wind auf die rechtwinklig getroffene Dachfläche = 125 kg/m<sup>2</sup>.

Wind auf die Schürze: von außen 150 kg/m<sup>2</sup>, von innen 100 kg/m<sup>2</sup>.

#### Aufstellung der Halle.

Die Binder wurden mit Hilfe eines fahrbaren, 24 m langen Gerüsts unter voller Aufrechterhaltung des Betriebes aufgestellt. Die Anordnung des Gerüsts zeigt Abb. 27. Die vier Fachwerkhauptträger ruhen auf drei in der Längsrichtung der Halle verschiebbaren Böcken A, B und C. Die Laufbahnen der Böcke A und B waren auf den Bahnsteigen bereits vorhanden; auf ihnen lief der Besichtigungswagen der alten Halle. Die Fahrbahn für den Bock C wurde zwischen Gleis 4 und 5 neu verlegt. Während des Zusammenbaues der Binder wurden die Laufräder durch Unterklotzen der Stützen und Laufrollenträger entlastet. Auf dem Gerüst wurden die einzelnen Binderteile ausgelegt und zusammengebaut. Diese Teile wurden dann durch drei auf dem Gerüst aufgestellte Schwenkmaste hochgezogen (Abb. 28).

Die Aufstellungsarbeiten begannen mit dem Binder 1 an der Ostschürze und wurden in vier Bauabschnitten bis zum Binder 29 an der Westschürze fortgesetzt. Im ersten Bauabschnitt (1934/35) wurden die Binder 1 bis 5, im zweiten (1935) die Binder 6 bis 15, im dritten (1936) die Binder 16 bis 25 und im letzten Abschnitt (1937) die Binder 26 bis 29 aufgestellt. Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt rd. 1700 t. Die Gesamtkosten einschließlich Fundamente, Entwässerungsleitungen, Beleuchtungseinrichtungen und Untersuchungswagen, aber ohne Abbrucharbeiten, beliefen sich auf rd. 1 530 000 RM, das sind 195 RM/m<sup>2</sup> Grundfläche. Die Lieferung und die schwierige Aufstellung der Stahlkonstruktion während des starken Verkehrs wurden von der Firma H. Gossen, Berlin-Reinickendorf, mit großer Umsicht ohne jeden Unfall durchgeführt.

## Die Alsinabrücke über den Riachuelo in Buenos Aires.

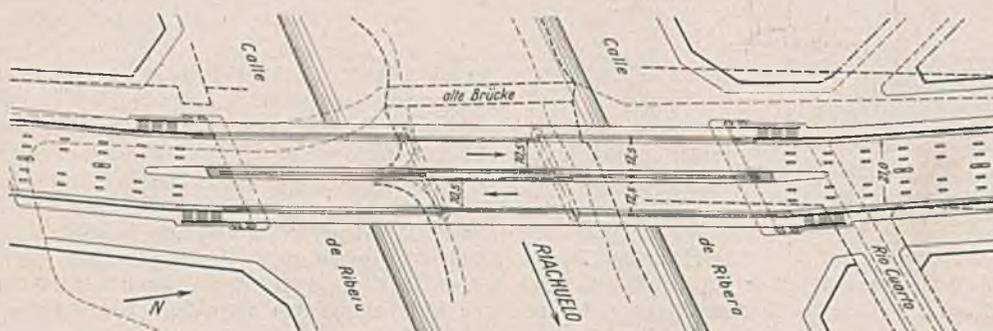
Von Dipl.-Ing. E. O. Besser, Hannover-Herrenhausen.

### I. Allgemeines.

Im Süden der Hauptstadt Argentiniens schlängelt sich der Riachuelo, der schon seit langem die Aufmerksamkeit der argentinischen Behörden auf sich lenkt. Die Stadt Buenos Aires hat in den letzten Jahrzehnten — sie ist erst seit 1880 Bundeshauptstadt Argentiniens — einen außerordentlichen Aufschwung genommen, und es ist nicht verwunderlich, daß man sich um das Problem des Riachuelo, der der Grenzfluß zwischen dem Südrande der Weltstadt und dem Inneren des Landes ist, in dem sich neben großen Industriestätten Viehweiden und landwirtschaftliche Flächen befinden, sehr bald bekümmerte, nachdem der Aufbau der Stadt einen gewissen Abschluß erreicht hatte. Abgesehen von der Frage der Regulierung des Flusses und der Wasserabführung in der Niederung, sind es zwei Probleme, die der Riachuelo aufwirft. Einerseits hat er durch aufblühende Siedlungen an seinen Ufern eine Bedeutung als Schiffahrtsstraße erlangt, andererseits bildet er aber auch ein Hindernis für den stark anwachsenden Verkehr zwischen Buenos Aires und dem südlich gelegenen Lande. An diese beiden Aufgaben der Kanalisierung und der Ver-

besserung der Überbrückungen ist man großzügig herantreten. Die Kanalisierung soll den ganzen Flußlauf erfassen. Im Unterlauf sollen die Ufer als Kalandage zum Anlegen von Überseeschiffen jeder Größe und Ladefähigkeit ausgebaut werden. Andererseits soll dem Verkehr über den Fluß eine Möglichkeit der Entwicklung geschaffen werden, die allen Zukunftsanforderungen genügt. Hierzu soll in Richtung auf die Stadt Avellaneda der zur Behandlung stehende Bau der Brücke in Parso Burgos dienen, die nach der dortigen alten Brücke kurz „Alsinabrücke“ genannt wird. Das Bauwerk mußte einerseits die nötige Breite für den starken Verkehrsstrom, andererseits die nötige Öffnungsmöglichkeit zur Durchfahrt der großen Schiffe besitzen und zugleich die breiten Uferstraßen überbrücken.

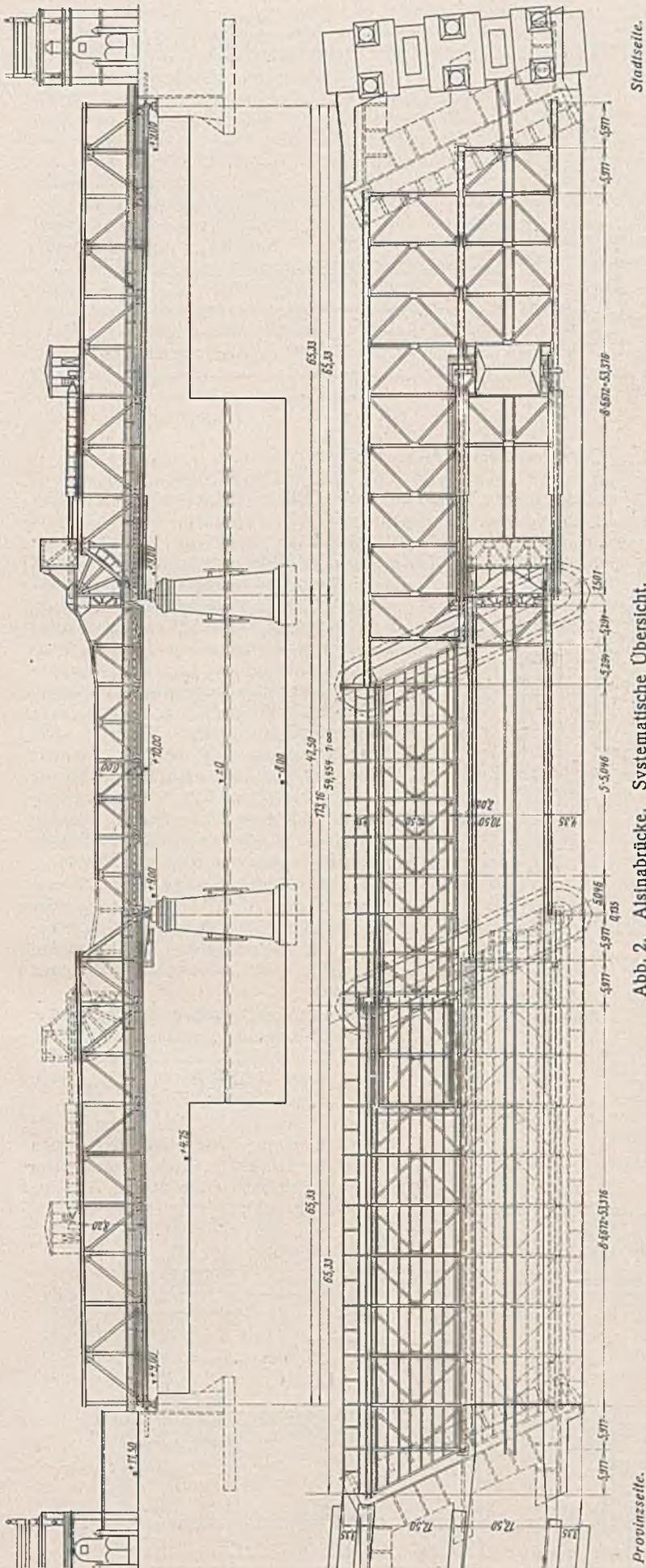
Die Alsinabrücke wird in Argentinien diejenige sein, die den meisten Fahrzeugverkehr übernehmen kann. Bei der Bestimmung der Verkehrsbreite der Brücke ging man davon aus, daß sich der Verkehr in drei Arten zerlegen läßt, einen langsamen, einen schnellen und einen halblangsamen. Für jeden der drei Schnelligkeitsgrade ist nach beiden Richtungen ein 3 m breiter Fahrbahnstreifen vorgesehen, so daß sich in



Provinzseite.

Abb. 1. Verkehrsleitung im Zuge der Brücke.

Stadtseite.



Stadtseite.

Abb. 2. Alsinabrücke. Systematische Übersicht.

Provincienseite.

3 m auf steinerne Trenninseln entfallen, durch die die sechs Fahrbahnen von je 3 m gebildet werden. Die mittelsten Trenninseln, die zugleich die beiden Fahrtrichtungen teilen, sind 1 m breit, während die anderen eine Breite von je 0,50 m haben (Abb. 1). In beiden Richtungen ist die in der Straße liegende Straßenbahn dem mittleren der drei Verkehrsbänder zugeteilt. Der Fußgängerverkehr ist von den Auffahrtrampen aus verkehrstechnischen Gründen vollkommen fortgenommen. Die Fußgänger steigen an den Widerlagern der Brücke auf Treppen zur Brückenhöhe hoch, wo die Fußwege außerhalb der Hauptträger liegen.

An der Übergangsstelle von der Brücke zu den Rampen sind Eingangsportale errichtet worden. Diese und die Rampenbauten dienen vielseitigen Zwecken. Sie enthalten den Steuerraum der Klappbrücke, öffentliche Aufenthaltsräume, Wasch- und Badeeinrichtungen, Räume der Hafenverwaltung, Zollwache, Polizeiwache u. dgl. Diese Bauten sind mit einer reichen Architektur versehen, die nicht nur in den Steinfassaden, sondern auch in kunstvollen bronzenen Toren usw. ihren Ausdruck findet. Es sollte zwischen Weltstadt und Provinz ein Verknüpfungspunkt geschaffen werden, der ein besonders markantes Gepräge trägt. Dieser Punkt sollte als Eingangspforte zur Stadt sozusagen eine „Kulturkonzentration“ darstellen. Das Bauwerk bildet deshalb auch einen Stolz der Regierung und wird mit besonderer Liebe und Sorgfalt verfolgt. Die bedeutende Aufgabe, diese Arbeit und überhaupt die Arbeiten am Riachuelo zu planen und durchzuführen, liegt der Direktion General de Estudios y Obras del Riachuelo ob, deren weitblickender und mit aller Leidenschaft an seinen Plänen hängender Direktor Ing. José M. Páez mit großer Sachkenntnis und unermüdlichem Eifer das Werk betreibt, das ihm aufgetragen ist. Es ist ein schöner Erfolg der deutschen Industrie, daß es ihr gelungen ist, die Ausführung der stählernen Brücke, die international ausgeschrieben war, übertragen zu erhalten und dadurch an diesem hervorragenden Bauschaffen des befreundeten Argentinien mitwirken zu dürfen.

Bei der Ausschreibung wurde ausdrücklich bemerkt, daß man dem Anbieter volle Freiheit für seinen Entwurf geben sollte. Das Bedingungsheft sagt: „Durch die Umwälzungen in der Metall- und Elektroindustrie durch das Patentieren von Stählen von hoher Festigkeit und von neuen Antriebsmechanismen hat sich die Direktion veranlaßt gesehen, den einzelnen Werken eine große Freiheit für den Bau dieser Brücke zu lassen, damit alle neuesten Fortschritte an diesem Bauwerk Berücksichtigung finden können, was kaum der Fall wäre, wenn sämtliche Systeme von vornherein festgelegt werden. Um bei dieser Ausschreibung allen volle Freiheit zu lassen, werden nur die allgemeinen Maße genau festgelegt.“

## II. Konstruktion der Brücke.

### a) Das Gesamtbauwerk.

Die dargestellte systematische Übersicht des Gesamtbauwerks (Abb. 2) gibt die Hauptmaße wieder. Es handelt sich um ein schiefes Bauwerk, bestehend aus zwei gleichen, festen Seitenöffnungen und einer beweglichen Mittelöffnung.

Stützweitensumme . . . . .	173,16 m
Stützweite der festen Überbauten . . . . .	2 × 65,33 m
Stützweite der beweglichen Überbauten, Ideell . . . . .	42,50 m
Nutzfahrbahnbreite . . . . .	18,00 m
zwei seitliche Fußwege mit einer Nutzbreite von je . . . . .	3,00 m
Hohe der Fahrbahn an den Brückenenden über mittleren Kanalpegel . . . . .	11,50 m
Neigung der Brückenachse gegen die Kanalachse	64° 26' 40"

Die festen Überbauten besitzen drei Hauptträger. Die bewegliche Öffnung wird durch zwei nebeneinanderliegende Klappbrücken nach dem Scherzer-System überbrückt, die sich im Falle gleichzeitigen Betriebes scherenartig aneinander vorbei bewegen. Es sind also die Fahrbahnen der beiden Verkehrsrichtungen auf den festen Überbauten durch einen mittleren Hauptträger getrennt, während in der beweglichen Öffnung für die Fahrbahn jeder Richtung eine Klappbrücke vorhanden ist. Diese Klappbrücken rollen bei der Bewegung, die eine nach rechts, die andere nach links, mit ihren Rollsektoren zwischen die entsprechenden Hauptträger der festen Brücke. Für die Hauptträgerabstände ist also maßgebend, daß die Nutzfahrbahnbreite in jeder Richtung auch bei der Einschnürung an den Klappbrücken 9 m beträgt. Mit den beiderseitigen Schrammborden und der Wandbreite der Hauptträger ergibt sich eine Hauptträgerentfernung der Klappbrücken von je 10,5 m. Da nun die Rollbahnen der Klappbrücken beiderseits je 1 m von den Hauptträgermittelebenen der festen Brücken entfernt verlaufen, sind die äußeren Hauptträger (A und C) der festen Brücke je 12,5 m von dem mittleren Hauptträger (B) entfernt (Abb. 3).

Als System der Hauptträger kamen sowohl für die festen als auch für die beweglichen Brücken nur Fachwerkbalken in Frage. Die verschiedenen Weiten der Seitenöffnungen und der Mittelöffnung, wobei die Seitenöffnungen, neben dem Umstande, daß sie größere Stützweiten

jeder Richtung eine Fahrbahnbreite von  $3 \times 3 = 9$  m und zusammen eine solche von 18 m ergibt. Um nun die Brücke voll auszunutzen, muß erreicht werden, daß sich tatsächlich die drei Verkehrskolonnen bilden. Dies geschieht auf den Rampen. Sie erhalten eine größere Breite, und zwar eine solche von 21 m, von denen 18 m Nutzbreite sind, während

haben, auch größere Lasten durch die schwerere Fahrbahn und durch das große Gewicht der auf und ab rollenden beweglichen Brücken mit Gegengewichten zusätzlich tragen müssen, erforderten verschiedene Systemhöhen und stellten damit das Problem der guten Abstimmung der Ausfachung. Die Systemhöhe ist für die festen Seitenöffnungen mit 8,2 m und für die mittlere bewegliche Öffnung mit 6 m angenommen worden, also zu  $\frac{1}{3}$  bis  $\frac{1}{7}$  der Stützweite. Bei den gewählten Feldweiten und Systemhöhen ergibt sich eine vollkommene Harmonie in

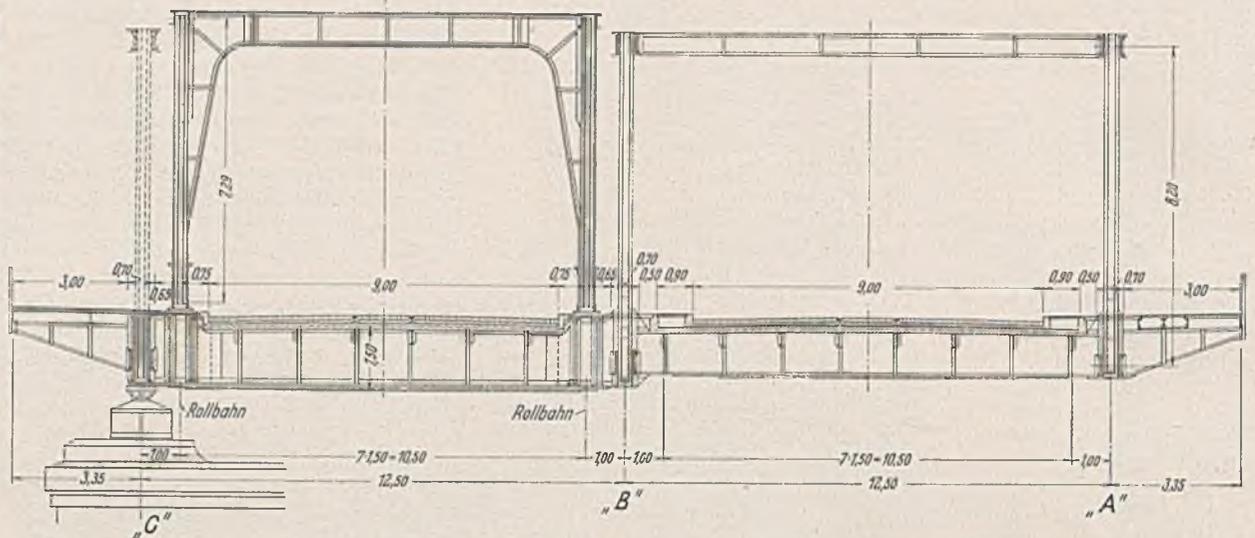


Abb. 3. Aisinabrücke. Querschnitt durch das Gesamtbauwerk.

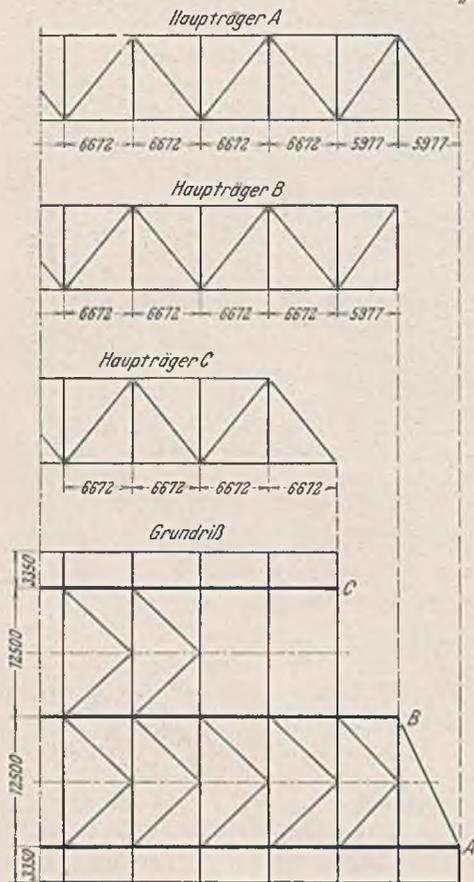


Abb. 4. Feste Brücken. Feldweiten an den Brückenenden zum Ausgleich des Hauptträgerversatzes.

der Neigung der Streben. Für die Entscheidung, die festen Brücken mit drei und nicht mit vier Haupt-

trägern auszuführen, waren folgende Gründe maßgebend: 1. die Einsparung an Material, 2. die ruhigere äußere Wirkung, die durch zwei nebeneinanderliegende, über der Fahrbahn befindliche mittlere Hauptträger beeinträchtigt worden wäre, und 3. der Umstand, daß bei zwei mittleren Hauptträgern die Fahrbahnen der beiden Verkehrsrichtungen nicht unbeträchtlich weiter hätten auseinander geführt werden müssen. In der beweglichen Öffnung war es sowohl aus konstruktiven als auch aus betrieblichen Gründen zweckmäßig, getrennte, voneinander unabhängige Klappen auszuführen. Da sich diese, wie bereits bemerkt, die eine nach rechts und die andere nach links öffnen, war eine vollkommene Symmetrie erreicht, die besonders bei der beträchtlichen Schiefe des Bauwerks von Wichtigkeit war.

Gemäß dem Vertrag sollten für die Berechnung und für die Güte der Materialien die Vorschriften des Ursprungslandes maßgebend sein. Es wurden folgende deutsche Vorschriften zugrunde gelegt:

- a) die Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE) vom 25. Februar 1925, Berlin 1925, Wilh. Ernst & Sohn;
- b) die vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Stahlkonstruktion für Bauten in St 52 der deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Ausgabe Juli 1930;

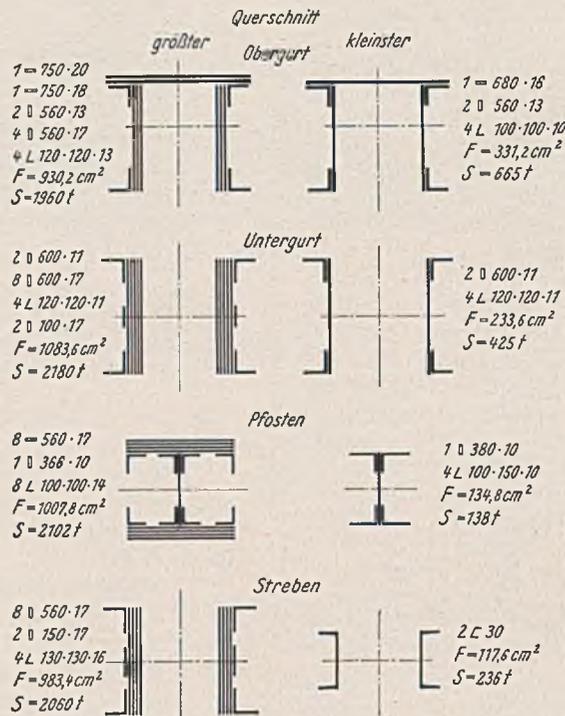


Abb. 5. Feste Brücken. Stabquerschnitte.

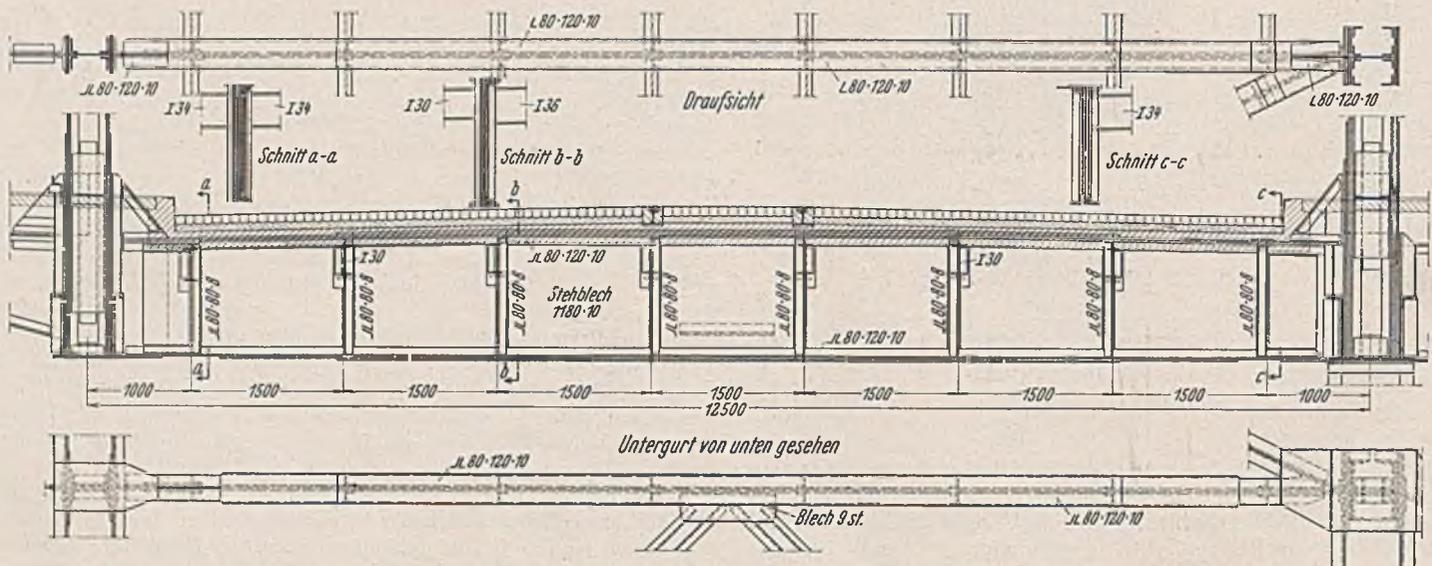


Abb. 6. Feste Brücken. Fahrbahnquerschnitt einer Brückenhälfte



Um den größtmöglichen Durchbiegungsunterschied zwischen zwei nebeneinanderliegenden Hauptträgern richtig zu bestimmen, müssen wir berücksichtigen, daß der mittlere Hauptträger, im Falle, daß sein benachbarter äußerer Hauptträger aus Verkehrslast unmittelbar unbelastet bleibt und daher theoretisch eine Durchbiegung  $\delta = 0$  erhält, selbst nur die Hälfte seiner maximalen Durchbiegung, also  $\delta = 18,8$  mm, aufweist bei einer Entfernung der äußeren Hauptträger vom mittleren Hauptträger von 12,5 m.

Die Knotenpunkte erhalten bis zu drei Knotenbleche. Das erste Knotenblech ist in keinem Falle zum Stoß oder zur Einführung von Stäben in den Knotenpunkt herangezogen.

Der Fahrbahnrost (Abb. 6) besteht aus vollwandigen Querträgern (mit einer Stegblechhöhe von 1180 mm in der Mitte und 1110 mm an den Enden bei 10 mm Stegblechdicke und 30 mm dicker Gurtung) mit Feldweitenabstand und sieben Längsträgersträngen im Abstände von 1,5 m aus Normalprofilen I 36, 34 und 30 je nach Feldweite und Belastung. Die Längsträger stoßen ohne Kontinuität gegen die Querträger. An ihren Anschlußstellen befinden sich auch die senkrechten Aussteifungen der Querträger. Am Anschluß der Querträger an die Pfosten sind Eckbleche vorhanden, die in voller Höhe an das Stegblech der Querträger angeschlossen sind und mit einem Teil in die Pfosten einbinden. Die einblendenden Teile reichen außen nur bis Mitte Stegblech der Pfosten, da von der anderen Seite der obere Teil der Konsolbleche der Fußwegkonsolen ebenfalls zur Hälfte in den Pfosten einbindet. Die Fußwegkonsolen kragen in den festen Öffnungen an den äußeren Hauptträgern um 3,350 m aus. Sie sind vollwandig.

Die Fahrbahndecke besteht bei den festen Brücken aus einer durch Asphaltanstrich isolierten Eisenbetonplatte von 16 cm Dicke mit einer Sandschicht von 6 cm und einer Steinplasterschicht von 13 cm, deren

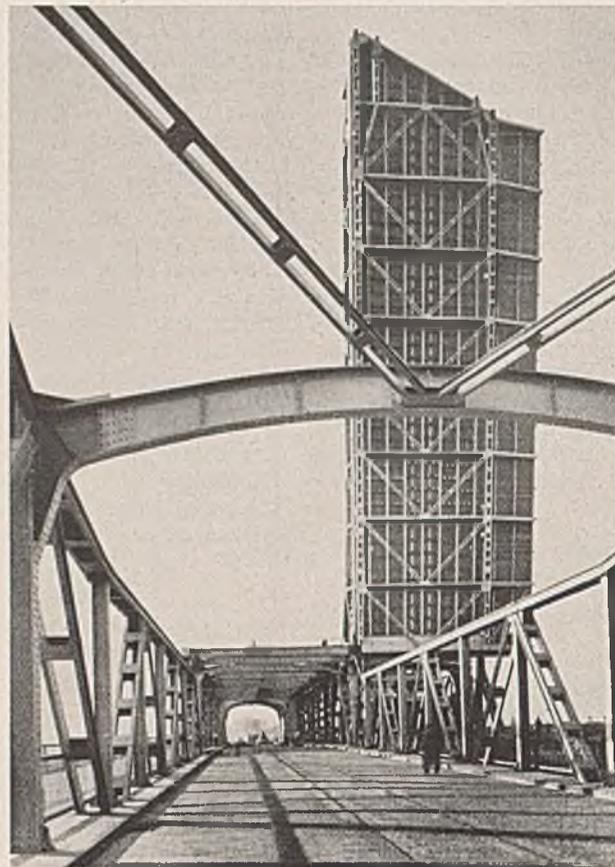


Abb. 8a. Blick in die Alsinabrücke.  
Eine Klappe geöffnet, eine geschlossen.

Fugen nochmals mit Asphalt ausgegossen sind. Die Eisenbetonplatte liegt auf den Längsträgern auf. Der obere Teil der Querträgergurtungen ist einbetoniert. Die Straßenbahnschienen sind in besonderer Asphaltbetonbettung verlegt. Das Gewicht der Fahrbahnplatte beträgt 820 kg/m<sup>2</sup>. Die Fußwegabdeckung besteht aus Eisenbetonplatten von 10 cm Dicke mit einer Asphaltschicht von 2 cm. Die große Anzahl der Kabel, die zu den Antrieben der Klappen geführt werden müssen, sind größtenteils an Fußweglängsträgern verlegt (Abb. 7), die Kabelkanäle besitzen durchgehend abnehmbare Abdeckungen, so daß die Kabel im ganzen von oben verlegt und ausgewechselt werden können.

Bei den festen Brücken verdienen besonders die Rollbahnlängsträger Beachtung (Abb. 8). Dadurch, daß die Klappbrücken zwischen die Hauptträger der festen Brücken hineinrollen, bilden die Querträger der festen Brücken die Abstützung der Rollbahnlängsträger, und zwar liegen die Rollbahnlängsträger zwischen den drei letzten Querträgern an den den Pfeilern zugekehrten Enden der betreffenden festen Überbauten. Ein Stück der Rollbahnlängsträger ragt noch konsolartig über das Brückenende hinaus. Die Gesamtlänge jeder Rollbahn beträgt rd. 11,3 m. Die lineare Last, die ein Rollbahnlängsträger beim Aufrollen der Klappe zu tragen hat, beträgt bei den Rollbahnen an den äußeren Hauptträgern je 680 t und bei den Rollbahnen an den inneren Hauptträgern je 730 t.

Aus der Abbildung erkennt man, welche massiven Abmaße erforderlich waren, um die Rollbahnlängsträger ihrem Zweck entsprechend steif zu machen. Obwohl die Stützweite zwischen den Querträgern nur 6,672 m beträgt, mußte ein doppelwandiger Blechträger von 1840 mm Stegblechhöhe und 2 x 15 mm Stegblechdicke mit häufigen Schotten und senkrechten Aussteifungen gewählt werden. Das Verhältnis zwischen Trägerhöhe und Stützweite ist also ungefähr 1 : 3,6.  
(Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Straßenbrücke über die Leine in Hannover-Döhren.

Von Baurat Albert Schulz, Hannover.

Im Zuge der Straße von Döhren nach der außerhalb des Stadtgebietes liegenden Ortschaft Hemmingen hat die Stadt Hannover als Ersatz für eine baufällige Holzbrücke eine neue stählerne Brücke errichtet. Die Brücke liegt im Überschwemmungsgebiet der Leine unterhalb der Woll-Wäscherei und -Kämmerei Döhren. Die Straße von Döhren nach Hemmingen ist eine Landstraße II. Ordnung. Sie hat insofern eine besondere Bedeutung, als sie einen sehr starken Verkehr mit Kieslastzügen aufzunehmen hat. Zwischen Döhren und Hemmingen liegen zu beiden Seiten der Straße eine Anzahl Kiesbaggereien, die Beton- und Pflasterkies fördern, und von denen der größte Teil aller Baustellen von Hannover und Umgebung mit Kies versorgt wird. Der Kies wird größtenteils auf Lastkraftwagen mit Anhängern abgeführt. Diesen Lastwagenverkehr hatte bislang eine aus dem Jahre 1892 stammende Brücke mit hölzernen Pfahljochen aufzunehmen. Diese Brücke war freilich im Laufe der Zeit des öfteren ausgebessert und instand gesetzt; sie war aber nachgerade so baufällig geworden, daß ein Neubau nicht länger aufgeschoben werden konnte.

Die neue Brücke ist 18 m oberhalb der alten errichtet. Das geschah, um die Linienführung des Straßenzuges zu verbessern, und hatte außerdem den Vorteil, daß die alte Brücke bis zur Fertigstellung der neuen belassen und eine gänzliche Sperrung des Verkehrs vermieden werden konnte. Für Lastkraftwagen, die Kies aus den an der Landstraße gelegenen Kiesgruben holten, und sonstige schwere Lasten mußte die Brücke allerdings seit etwa einem Jahr wegen ihrer Baufälligkeit polizeilich gesperrt werden.

Wenn die Brücke auch als Landstraßenbrücke keine überaus wichtige Bedeutung hat, so ist sie doch insofern von einigem Interesse, als bei ihr in weitgehendem Maße von der Verwendung von Stahlpfeilern Gebrauch gemacht ist. Eine Überspannung der Leine ohne Zwischenstützen kam nach Lage der Dinge, besonders der hohen Kosten wegen, nicht in Frage. Überschlägliche Vergleichsberechnungen aber ergaben, daß eine Brücke mit Zwischenjochen aus Stahlpfeilern erheblich billiger ist als

eine solche mit massiven Pfeilern. Und bei dem in Frage stehenden Brückenbau genügte die Verwendung von Zwischenjochen aus Stahlpfeilern vollkommen, um so mehr, als sich ergab, daß neben der Zweckmäßigkeit der Konstruktion auch eine gute architektonische Lösung möglich war. Und noch in anderer Hinsicht war die getroffene Lösung günstig. Die Brücke liegt im Unterwasser der Turbinenkraftanlage der Woll-Wäscherei und -Kämmerei in Döhren. Da, wie schon gesagt, eine Brücke ohne Zwischenstützen nicht in Frage kam, so bedeutete der Einbau von Stahljochen für die Woll-Wäscherei und -Kämmerei einen geringeren Stauverlust, als das bei dem Einbau von massiven Pfeilern der Fall gewesen wäre.

Die neue Brücke hat eine Länge von 50 m, die, wie die Schaulinien Abb. 1 (der Firma Louis Eilers) zeigt, in vier gleiche Öffnungen aufgeteilt ist. Sie ist nach den Lastannahmen für die Brückenklasse I bemessen. Der Überbau besteht aus einem zusammenhängenden stählernen Fahrbahngerippe St 37 mit aufgelagerter Eisenbetonfahrbahnplatte. Als Hauptträger dienen, wie aus den Querschnitten Abb. 2 hervorgeht, sechs durchlaufende Breitflanschträger P 60a die durch Quer- und Windverbände miteinander verbunden sind. Der Überbau ruht auf den beiden Endwiderlagern aus Stampfbeton und drei Zwischenjochen, und zwar auf dem einen Endwiderlager fest, auf den anderen vier Auflagern beweglich. Linienkiplager und Rollenlager bestehen aus Stahlguß Stg 52.81 S. Jedes der drei Zwischenjocher besteht aus sechs Krupp-Stahlpfeilern K. P. IIa, die am oberen Ende durch C 30 zusammengefaßt sind. Da die Betonwiderlager zuerst hergestellt waren, kam es darauf an, die Zwischenjocher möglichst genau zu rammen. Der Untergrund besteht bis 3,5 m unter der Flußsohle aus Kies, der mit Steinen durchsetzt ist, und in größerer Tiefe aus festem, blauem Ton. Auf Grund der Bohrergebnisse waren 16 m lange Stahlpfeile vorgesehen. Die Stahlpfeile wurden auf einem sorgfältig hergestellten Rammgerüst in doppelter Führung mittels einer Dampfschlagramme der Firma Menck & Hambrock G. m. b. H. gerammt (Abb. 3).



Abb. 1.

Der Schnellschlagbär S. B. 27 leistet eine Schlagarbeit von etwa 1000 kgm je Schlag; in 1 min werden 120 Schläge ausgeführt. Das Einrammen der Stahlpfähle ging in größerer Tiefe infolge des festen tonigen Untergrundes nur langsam vorstatten. Bei den letzten 3 m drangen die Pfähle in jeder Minute nur 5 bis zuletzt etwa 1,5 cm ein. Für das Rammen der letzten 3 m waren also bei jedem Pfahl fast 10 000 Schläge nötig. Die Pfahljoche haben rechnermäßig eine außerordentlich hohe Tragfähigkeit. Einen wie großen Anteil die Reibung des Bodens an der Tragfähigkeit der Ramppfähle übernimmt, ist daraus zu erkennen, daß der von den Krupp-Stahlpfählen durchschlagene Untergrundboden innerhalb des Kastenprofils der Stahlpfähle bis zu 90 cm, im Mittel 40 cm, mit heruntergezogenen ist. Obwohl das Einrammen also nur mit einer sehr großen Anzahl von Schlägen möglich war, gelang es doch, sämtliche Pfähle fluchtgerecht einzurammen und zu Jochen zu verbinden. Allerdings lassen sich geringe Abweichungen schwer vermeiden. Bei dem vorliegenden Bau waren Abweichungen von 1 bis 4 cm zu verzeichnen. Vor dem Zurichten der Stahlbrücke für den Überbau ist daher eine Kontrollmessung sehr wichtig. Aus den eingerammten Kastenprofilstahlpfählen konnte der Schlamm und lockere Boden der Flußsohle bis zum festen Baugrund ausgebagert und ausgepumpt werden. Die Stahlpfähle wurden nicht, wie das häufig geschieht, mit Kiessand, sondern mit eisenbewehrtem Beton ausgefüllt. Es

wurde, wie aus Abb. 4 ersichtlich, ein Korb aus Bewehrungsseisen eingehängt und dann weicher, breiartiger Beton unter sorgfältigem Stochern eingebracht. Die Stahlpfähle K.P. IIa haben, wenn sie auch hohe Widerstands- und Trägheitsmomente aufweisen, nur Wanddicken von 7,2 und 8 mm. Sollten die Wandungen der Stahlpfähle tatsächlich im Laufe der Jahrzehnte — wenn auch nur stellenweise — in der Wasserlinie durchrosten, was allerdings nach der chemischen Untersuchung des Flußwassers kaum zu befürchten ist, so wäre damit immer noch eine gewisse Pfahlwirkung der mit eisenbewehrtem Beton ausgefüllten Stahlpfähle vorhanden. Die Stahlpfähle sind außerdem vor dem Einrammen mit einem mehrfachen bitumenhaltigen Rostanstrich versehen.

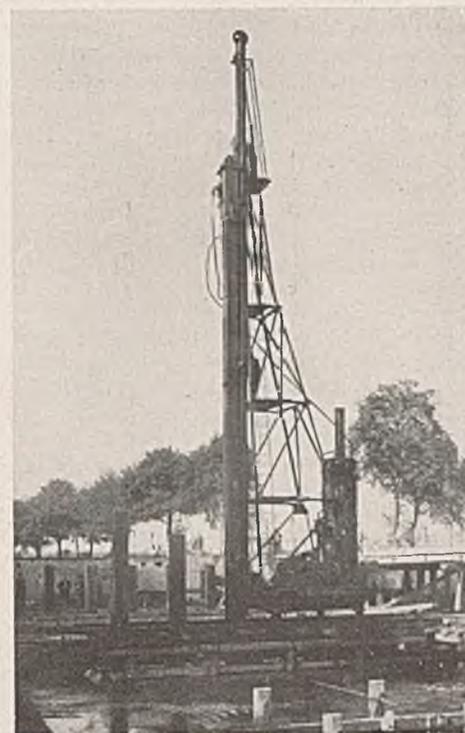


Abb. 3.

Rahmen der 16 m langen Krupp-Stahlpfähle K.P. IIa für die Zwischenjoche mittels Dampfschlagrammen der Firma Menck & Hambrock G. m. b. H.

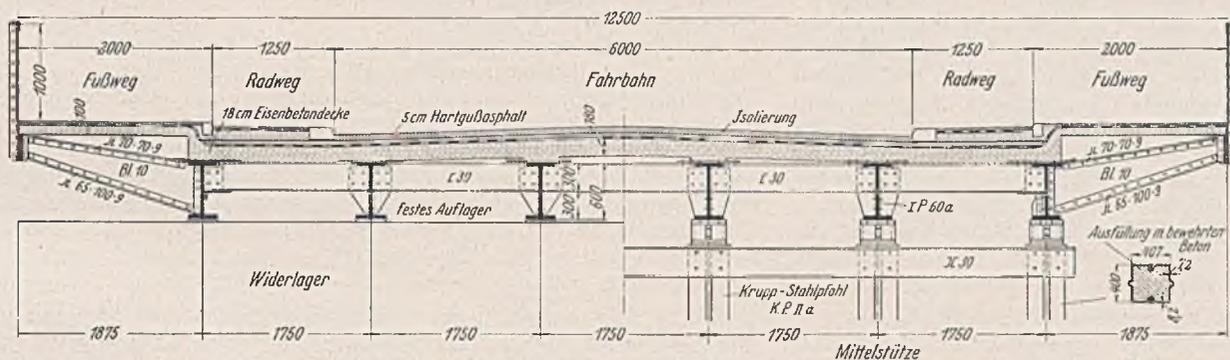


Abb. 2.

Die Gesamtbreite des Brückenquerschnitts (s. Abbild. 2) beträgt 12,50 m. Neben einer Fahrbahn von 6 m sind beiderseits erhöhte Radwege von 1,25 m und Fußwege von 2 m angeordnet. Die Eisenbetonfahrbahnplatte hat eine Abdichtung mit deutschem Naturasphalt erhalten, wie sie seit einiger Zeit bei der Isolierung der Reichsautobahnbrücken zur Anwendung kommt und in der vom Reichsverkehrsminister und der Direktion der Reichsautobahnen herausgegebenen AIB unter Verwendung von deutschem Naturasphalt vorgeschrieben ist (Abb. 5).

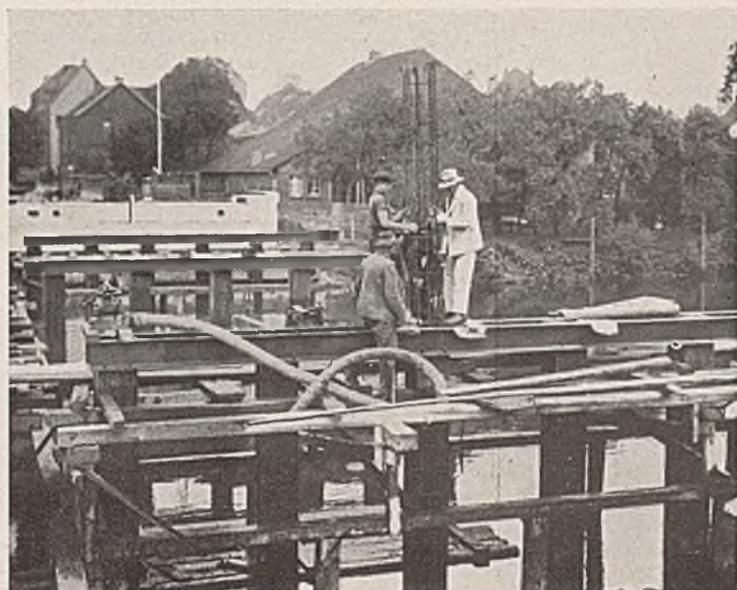


Abb. 4. Das Innere der Krupp-Stahlpfähle wird mit eisenbewehrtem Beton ausgefüllt.

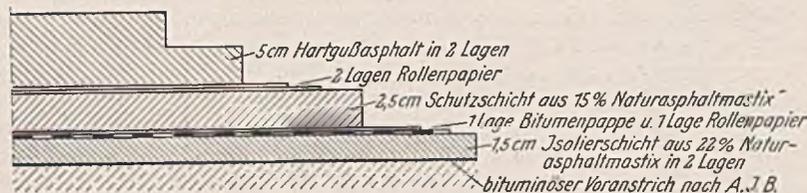


Abb. 5.

Auf die Eisenbetonfahrbahnplatte ist zunächst ein bituminöser Voranstrich nach AIB und hierauf eine 1,5 cm dicke Isolierschicht unter Verwendung von 22prozentigem Spezialmastix in zwei Lagen aufgebracht. Diese Isolierung ist mit einer Lage Bitumenpappe und einer Lage Rollenpapier abgedeckt und hiernach eine Schutzschicht von 2,5 cm Dicke unter Verwendung von 22prozentigem Mastix aufgebracht, dessen Bitumengehalt jedoch durch Zusatz von Edelsplitt und Sand auf 15% eingeschränkt ist. Auf dieser Schutzschicht sind zwei Lagen Rollenpapier verlegt, und im Anschluß daran ist der Hartgußasphalt-

belag, bestehend aus Unterlage und Oberlage, hergestellt, wobei in die Oberlage vor dem Erkalten der Masse zur Aufrauung des Belages bitumierter Splitt eingewalzt ist. Durch die doppelte Papplage wird die Isolierung von dem darauf befindlichen 5 cm dicken, in zwei Lagen aufgetragenen Fahrbahnbelag aus Rauhharigußasphalt getrennt. — Die Fuß- und Radwege sind mit einer Lage Hartgußasphalt von 3 cm Dicke versehen.

Die Brücke paßt sich gut in die Umgebung ein. Die Bauausführung geschah unter der Leitung der Straßenbauabteilung nach dem Plan von Stadtbaurat Prof. Elkart. Der stählerne Überbau stammt von der Firma Louis Eilers, Eisenhoch- und -Brückenbau, Hannover. Die Gründungsarbeiten, Herstellen der Widerlager und Rammen der Krupp-Stahlpfähle sowie sämtliche Beton- und Eisenbetonarbeiten führte die Firma Ludwig Lange, Komm.-Ges., Bauunternehmung, Hannover, aus.

## Festigkeitsanpassung und Formwiderstand der Baustähle beim Lochstab.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. O. Eiselin, Danzig.

Es hat eine Reihe von Jahren gedauert, bis der Begriff der Festigkeitsanpassung in mehr oder weniger abgewandelter Form und Bezeichnung Fuß gefaßt und in der engeren Fachwelt der mechanischen Metallforschung langsam zu neuen Anschauungen geführt hat. Schon im Jahre 1924 veröffentlichte nämlich der Verfasser das Ergebnis seiner Versuche an einfach gelochten Zugstäben<sup>1)</sup> und sprach als daraus gezogene Erkenntnis zum ersten Male aus, daß an Stellen ungleichmäßiger Beanspruchungen der Werkstoff seine Widerstandsfähigkeit diesen Beanspruchungen anpaßt, und zwar nicht nur gegen Bruch, d. h. gegen Erreichen der *B*-Grenze, sondern auch gegen Erreichen der übrigen Festpunkte seines mechanischen Verhaltens, wie wir sie als *P*-, *E*- und *S*-Grenze kennen. Es ist aber selbstverständlich, daß jene Erkenntnis nicht so ohne weiteres hingenommen werden konnte, da sie für die bisherigen, und zwar für die grundsätzlichen Anschauungen weitgehende Folgen haben mußte.

Die damaligen Untersuchungen wurden am einfach gelochten Zugstab als dem klassischen Beispiel für eine elementare Spannungsstörung insbesondere für die Verhältnisse des Stahlbrücken- und Stahlhochbaues ausgeführt. Daß die statische Zugfestigkeit des Lochstabes der des Vergleichsstabes, d. h. eines ungelochten Flachstabes von derselben Form und demselben Querschnitt, nicht nachsteht, war schon lange bekannt. Erstaunlich war nur, daß man die gründliche Erforschung dieser Erscheinung so lange nicht in Angriff nahm. Mußte doch die Tatsache von der hohen Bruchlast bei den bis dahin herrschenden Anschauungen in hohem Maße problematisch erscheinen. Man verwies das Problem auf das Gebiet der Plastizität, das bis dahin der Erforschung noch kaum erschlossen war und in das erst heute langsam vorgedrungen wird.

Die Frage, die sich der Verfasser damals bei Beginn seiner Arbeit vorlegte, war die, wie es bei der eigenartigen Höhe der Bruchlast denn um die *P*-Grenze an den Stellen unterschiedlicher Beanspruchung steht. Schon allein die Stellung dieser Frage wäre wohl damals auf heftigen Widerstand gestoßen, wenn sie öffentlich ausgesprochen worden wäre. Sie war ja wohl auch eher von seiten eines Ingenieurs zu erwarten, denn diesem liegt doch die *P*-Grenze besonders am Herzen, da nur bis zu ihr der Bereich geht, innerhalb dessen er seine Bauwerke berechnen und bemessen darf. Galten doch bis dahin für einen bestimmten Werkstoff, gleichgültig wie er geformt und gleichgültig wie er beansprucht war, die *P*-Grenze wie auch die übrigen Festpunkte des mechanischen Verhaltens des Stahls als unverrückbare Fundamente in der Vorstellung über das Verhalten unserer Stähle bei rein mechanischer Beanspruchung.

Abb. 1 stellt die bekannte Spannungsverteilung im Lochquerschnitt des Lochstabes dar. Der Spannungsstrom muß dem Loch ausweichen, er verdichtet sich daher am Lochrande. Bei einem für den Stahlbrückenbau normalen Verhältnis von  $b/d=4$  beträgt die Spannung am Lochrande  $\max \sigma = 2,3 \sigma_n$ , wobei  $\sigma_n = P/F_n$  heute als Nennspannung im Lochquerschnitt bezeichnet wird. In Abb. 2 sei das Ergebnis der oben genannten Versuche des Verfassers in Erinnerung gebracht. Die sogenannte *P*-Linie d. h. die Verbindungslinie aller Grenzpunkte, an denen die *P*-Grenze in den verschiedenen Fasern des Lochquerschnitts erreicht wird, legt sich in scharfem Schwung um die Proportionalitätsgrenze des Werkstoffs, d. h. des in seiner Form vorgeschriebenen Prüfstabes, herum. Für die *S*-Linie gilt ähnliches, nur in noch verstärktem Maße, — und

würde man auch eine *B*-Linie aufzeichnen, so müßte diese so gut wie waagrecht verlaufen. — Die weiter draußen liegenden und gestrichelten *P*- und *S*-Linien gehören zu Lochstäben, die so weit vorgereckt waren, daß sich eine Verfestigung in allen Fasern des Lochquerschnitts auswirken konnte — am Lochrande entsprechend der dort erlittenen stärkeren Reckung eine größere, am Stabrande eine kleinere —, und es verlaufen daher bei den vorgereckten, d. h. überanstrengten Lochstäben die *P*- und *S*-Linie noch flacher als die Linien für die ungereckten.

Der Verfasser bezeichnete diese Festigkeitsanpassung als plastische, die erste aber als elastische. Beide zeigen sich in gleicher Form, bei der elastischen paßt sich die Widerstandsfähigkeit des Werkstoffs an die Unterschiedlichkeit der Beanspruchungen, bei der plastischen zusätzlich zu der elastischen an die Überbeanspruchungen an. So verschieden uns aber auch die Ursachen dieser beiden Arten von Anpassung zu sein scheinen, es drängt sich uns hier in der Betrachtung ihrer einander so ähnlichen Form die Frage auf, ob nicht doch ein Zusammenhang zwischen beiden bestehen könnte. Jedenfalls erscheint uns die plastische Festigkeitsanpassung wie eine Fortsetzung und Vervollkommnung der elastischen. Sie schließt gewissermaßen an die elastische an, und der Übergang von der einen zur anderen erscheint ebenso als eine Art Schwelle oder Knoten im fortschreitenden Widerstande des Werkstoffs bei ansteigender Gesamtbeanspruchung wie die übrigen uns geläufigen Festpunkte in seinem mechanischen Verhalten bei mechanischer Beanspruchung, d. h. wie die *P*-, die *S*- und die *B*-Grenze — vorausgesetzt natürlich, daß die Möglichkeit der Verfestigung durch genügende Zeitabstände in der Folge der Beanspruchungen usw. gegeben ist. — Dabei spielt es eine weniger wichtige Rolle, ob auch diese Schwelle mehr oder weniger hart ist.

Die Festigkeitsanpassungsfähigkeit des Stahls ist für den Ingenieur eine gegebene Realität genau so wie etwa die Bruchgrenze oder die Ursprungsfestigkeit eines bestimmten Prüfkörpers aus einer bestimmten Stahlsorte. Die elastische bedeutet für ihn einen Sicherheitsfaktor von hohem Grade, indem sie ihm die Gewähr dafür gibt, daß an Stellen unterschiedlicher Beanspruchung der Werkstoff seine Widerstandsfähigkeit der Beanspruchung anpaßt und sie insbesondere an Stellen scharfer Spannungsspitzen in hohem Maße steigern kann. Man kann also im allgemeinen mit ruhigem Gewissen mit der durchschnittlich gewählten Beanspruchung rechnen wie bisher. — Die plastische Festigkeitsanpassung aber gibt dem Ingenieur die Gewähr großer Reserven für solche Fälle, in denen bei unerwarteten und außergewöhnlich hohen Gesamtbeanspruchungen die Streckgrenze an Stellen höchster Beanspruchung überschritten wird, indem an diesen eine Verfestigung eintritt, die dann der Überbeanspruchungsform angepaßt ist.

Die Gestalt der *P*-Linie, die, wie nachgewiesen, ja auch *E*-Linie ist, gibt also den Grad derjenigen Eigenschaften wieder, die uns als Anpassung des Widerstandsvermögens an die Form der Beanspruchung erscheinen. Die Bezeichnung Festigkeitsanpassung ist mithin, wie ja wohl die meisten derartigen Begriffe, die Bezeichnung einer Erscheinungsform.

Die einige Jahre nach 1924 erschienenen Arbeiten von Bierett, Fritsche, Kuntze, Thum u. a. befassen sich nun mit Versuchen zur Aufklärung dieser Erscheinungsform und mit Untersuchungen über ihre verschiedenen Arten und Grade auch an anderen Prüfkörpern, die äh-

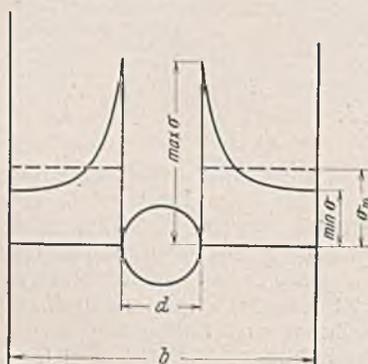


Abb. 1.

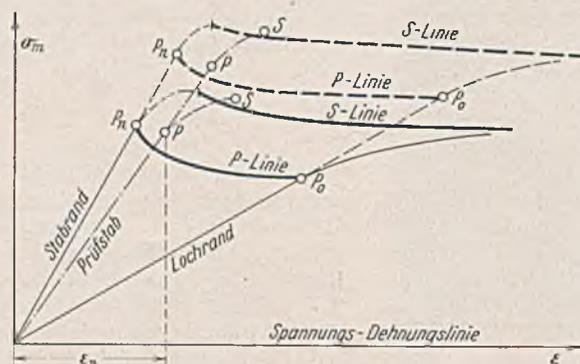


Abb. 2.

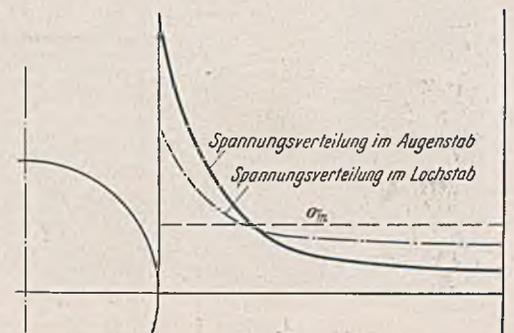


Abb. 3.

<sup>1)</sup> Bauling. 1924, Heft 8 u. 9, S. 247 u. 282.

liche Spannungsstörungen aufwiesen, wie an gekerbten Stäben, auf Biegung beanspruchten Trägern verschiedener Querschnitte u. a. Es wurde hier eine Reihe interessanter Einzelergebnisse gefunden, die Erklärungen aber jener als Festigkeitsanpassung erscheinenden Umstände, die in der innersten Struktur des Werkstoffs liegen, sind noch nicht ganz einheitlich und befriedigend. Die Untersuchungen besonders an Lochstäben bewiesen aber in weitgehendem Maße die grundsätzliche Auffassung des Verfassers, und es ist deshalb der Lochstab in den Mittelpunkt des Interesses gerückt, ja er ist heute bereits ein wichtiges Prüfelement geworden. Von den Arbeiten seien einige besprochen. An erster Stelle hat Bierett<sup>3)</sup> an augenstabförmigen Kettengliedern einer Kettenbrücke in natürlicher Größe Untersuchungen angestellt. Sie ergaben eine noch höher liegende *P*-Grenze am Lochrande entsprechend der hier vorliegenden andersartigen Beanspruchungsweise. Sie erreicht fast die Höhe der Bruchgrenze des Prüfstabes. Der Augenstab weist ja eine weit schärfere Spannungsspitze auf als der normale Lochstab, da die Kraftlinien nicht nur dem Loch auszuweichen brauchen, sondern durch einen Teil der Lochleibungsfläche restlos und zusammengedrängt abwandern müssen. Bierett hat auch einwandfrei nachgewiesen, daß die so stark erhöhte *P*-Grenze auch *E*-Grenze ist. In Abb. 3 ist der Vergleich zwischen der Spannungsverteilung im Lochstab und derjenigen im Augenstab bei gleichem Verhältnis von Stabbreite zu Lochdurchmesser gezeichnet.

Die erwähnten Arbeiten befassen sich fast nur mit der Feststellung der Erhöhung der Streckgrenze und kaum mit der *P*-Grenze. Besonders seien erwähnt die Versuche von Chwalla und Thum, die, wie bereits erwähnt, auf Biegung beanspruchte Stäbe von verschiedenen Querschnitten untersuchen. — Erwähnenswert sind ferner die Dauerversuche mit gelochten Zugstäben von Graf. Bei ihnen wurden Ursprungsfestigkeiten von Lochstäben aus St 37 zu durchschnittlich 20 kg/mm<sup>2</sup> festgestellt, ein außerordentlich befriedigender Wert, der die geäußerte Auffassung bestätigt und die Gewähr dafür gibt, daß auch bei Dauerbeanspruchung eine wesentliche Anpassung stattfindet. Dasselbe wurde übrigens auch für St 52 festgestellt, dessen Lochstäbe eine Ursprungsfestigkeit von durchschnittlich 23 kg/mm<sup>2</sup> aufwiesen, ein Maß, das gemäß

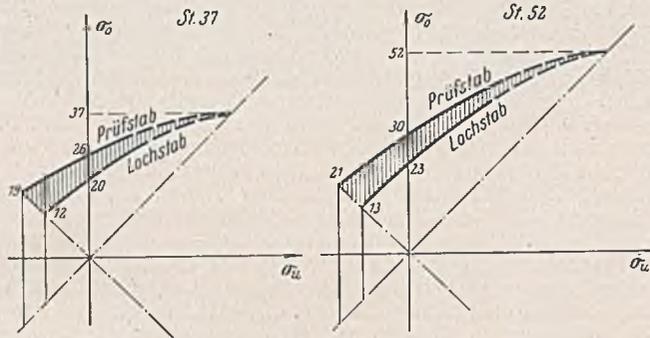


Abb. 4.

Abb. 4 zu der Feststellung führt, daß der Grad der Festigkeitsanpassung bei deutschem St 52 ungefähr derselbe ist wie bei deutschem St 37. Jedenfalls ist der Unterschied sehr klein gegenüber dem Unterschiede zwischen der statischen Festigkeit und der Ursprungsfestigkeit der Prüfstäbe aus diesen beiden Werkstoffen.

Alle diese seit einer Reihe von Jahren nun laufenden Versuche und Forschungen führten zu dem allgemeinen Begriff einer sogenannten Gestaltfestigkeit, d. h. von einem Festigkeitsvermögen des Werkstoffs, das sich eben den verschiedenen Formen der bei dem Versuch und in der Praxis in Verwendung befindlichen Stäbe und Körper usw. anpaßt oder — vorsichtiger ausgedrückt — sich anzupassen scheint. Es werden somit die geläufigen Knoten im mechanischen Verhalten unseres Werkstoffs bei mechanischer Beanspruchung nicht mehr wie bisher als starre Festpunkte angesehen, es wird vielmehr anerkannt, daß die *P*-, *S*- und *B*-Grenze — wie es Kuntze treffend ausdrückt — ihre „eigene Dynamik“ haben. Und wir wissen damit, daß der Werkstoff den äußeren Kräften nicht einen starren, rechnermäßigen, sondern einen der Form der Beanspruchung gegenüber elastischen Widerstand entgegengesetzt. Man darf daher mit vollem Recht von einer Gestaltfestigkeit sprechen. Möchte man aber das, was man hiermit sagen will, erschöpfender ausdrücken, so geschieht dies vielleicht noch besser mit der Bezeichnung Formwiderstand bzw. Formwiderstandsvermögen. Widerstand ist weitreichender, da man unter Festigkeit eigentlich nur den Widerstand gegen Zerstörung versteht. Hier handelt es sich aber um den erhöhten Widerstand gegen das Überschreiten schon der ersten Schwelle, nämlich der *P*-Grenze. Und das ist doch für den Ingenieur von besonderer Wichtigkeit. Der Widerstand steigert sich bis zum Erreichen der zweiten, der *S*-Grenze, und versteift sich zu einem Höchstwerte vor

<sup>2)</sup> Mitteilungen der Deutschen Materialprüfanstalt, Sonderheft 15.

dem Erreichen der letzten, d. h. also des Bruches. Der Widerstand, den die Zahlen aus dem vorgeschriebenen Zugversuch am vorgeschriebenen Prüfstab darstellen, ist nur ein „spezieller“, und er gibt deshalb nur ein unzulängliches Bild von einem Werkstoff, der in verschiedensten Formen der Gestalt und verschiedenen Formen der Beanspruchung zu unseren Bauwerken verwendet wird.

In dem Begriff des Formwiderstandes wäre die Fähigkeit des Stahls enthalten, nicht nur seine Festigkeit gegenüber Trennung, sondern auch gegenüber Überschreitung jeder Schwelle anzupassen, die er bis zur Trennung zu überwinden hat. Und in dem Wort „Form“ wäre nicht nur die Form der Gestalt des beanspruchten Körpers, sondern auch die Form der Beanspruchung zu verstehen, denn es kann die Gestalt des beanspruchten Körpers eine gleichmäßige, diejenige der Beanspruchung aber eine ungleichmäßige sein, was durch die vielen mit auf Biegung beanspruchten Körper nachgewiesen wurde.

In den Erklärungsversuchen spielt der Begriff einer Behinderung der Formänderung eine große Rolle. Auch dies erscheint nicht voll befriedigend, da ein einfacher Versuch zeigt, daß die Verformungen bis zum Bruch unterschiedlich bleiben. Der Verfasser hat eine Reihe von Loch- und Vergleichstäben mit einem Netze feiner Rißlinien überzogen, so daß man die Verformungen bis zum Bruch einwandfrei verfolgen konnte. Die Stäbe waren Flachstäbe von 15 mm Dicke. Die Vergleichstäbe hatten eine Breite von 60 mm, die Lochstäbe eine Breite von 80 mm und eine

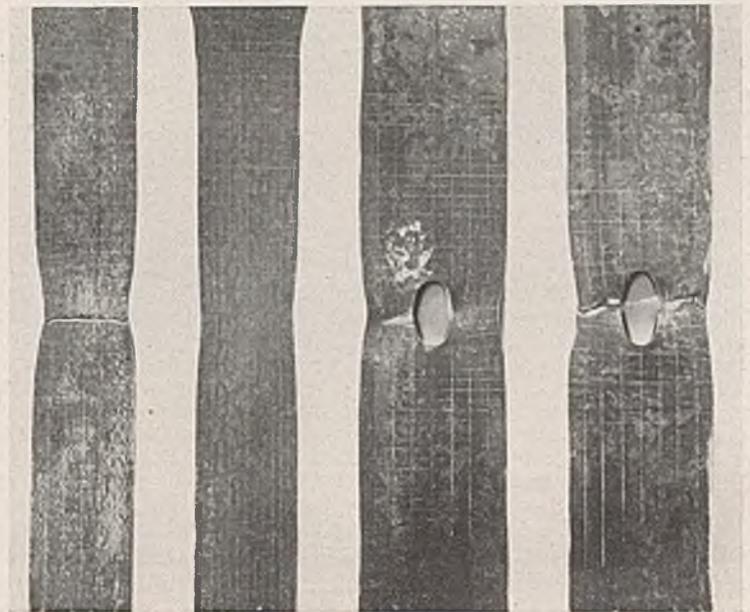


Abb. 5a.

Bohrung von 20 mm. Die Rißlinien hatten vor dem Versuch einen Abstand in Längsrichtung von 5 mm, in Stabquerrichtung von 10 mm<sup>3)</sup>.

Abb. 5 zeigt eine Photographie und eine zeichnerische Darstellung der Verzerrung im Bruchzustand, und aus den einzelnen Abbildungen ist deutlich zu erkennen, wie auch die Bruchdehnung gegen den Lochrand zu spitzenförmig anläuft. So konnten in Abb. 6 dreierlei Kurven einander

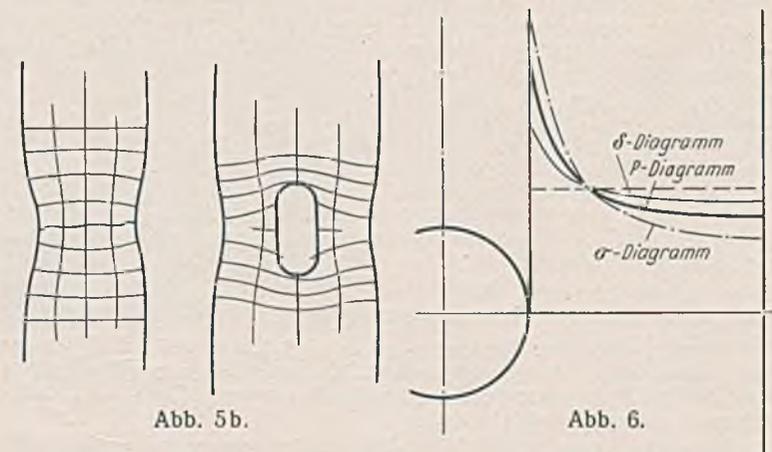


Abb. 5b.

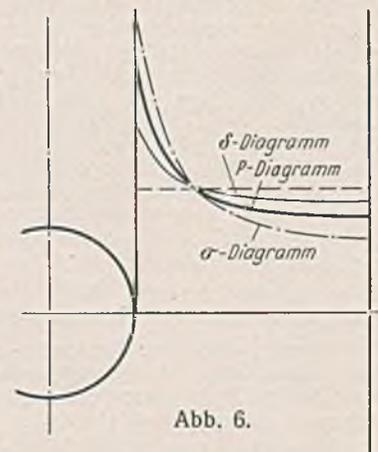


Abb. 6.

gegenübergestellt werden: das  $\sigma$ -Diagramm, das *P*-Diagramm und das  $\delta$ -Diagramm, d. h. das Diagramm der Bruchdehnungen. Alle drei

<sup>3)</sup> Diese Versuchstäbe wurden dem Lehrstuhl des Verfassers von der Firma Fried. Krupp, Rheinhausen, in dankenswerter Weise zur Verfügung gestellt.

Linien weisen denselben Charakter auf, und es geht daraus hervor, daß, wie schon oben gezeigt, die Verformungen bis zum Bruch in derselben Form unterschiedlich verlaufen wie die *P*-Grenze, d. h. daß damit auch eine Anpassung der Widerstandsfähigkeit gegenüber der zur Überschreitung der letzten Schwelle notwendigen plastischen Verformungen genau so besteht wie eine solche gegenüber Überschreitung der ersten, d. h. der *P*-Grenze.

Für den Ingenieur bedeuten diese neuen Anschauungen eine Bestätigung von Eigenschaften unseres Stahls, mit denen er rein gefühlsmäßig schon lange gearbeitet hat. Er hat jetzt aber bestimmte Zahlen in der Hand, und für den Brückenbauer bildet der Lochstab ein viel wichtigeres Prüfelement als der gewöhnliche Prüfstab. Gibt ihm doch dessen Ursprungsfestigkeit mit einem Schlage ein fast vollständiges Bild über alle diejenigen Eigenschaften, über die der Stahl als Konstruktionswerkstoff verfügen muß. In dieser Erkenntnis hat der Verfasser beispielsweise die Güte von Stumpfschweißungen untersucht. Es wurden Flachstäbe 70·12 mm aus St 37 in der Mitte stumpf verschweißt, die Schweißnähte glatt abgearbeitet und die Stäbe schließlich mit Löchern von 17 mm Durchm. genau in Stabmitte und in Längsachse Schweißnaht versehen<sup>4)</sup>. Abb. 7 zeigt einen solchen Stab. Die Dauerfestigkeit dieser stumpf geschweißten Lochstäbe mußte Zahlen geben, die über die Güte der Schweißnaht ein unbedingt zuverlässiges Bild darstellen. Diese Anordnung, durch die infolge des Loches der Schweißnaht in zwei Punkten je eine scharfe Spannungsspitze

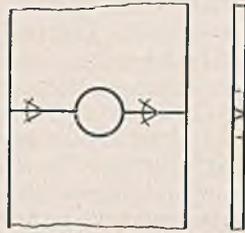


Abb. 7.

<sup>4)</sup> Diese Reihe von Versuchstäben wurde dem Lehrstuhl des Verfassers in dankenswerter Weise von der Firma Gollnow & Sohn, Stettin, gestiftet.

zudiktirt wird, mußte nachweisen, wie groß ihre Empfindlichkeit gegenüber starken Spannungsstörungen ist, und wie der tiefe Eingriff der Schweißung in die Struktur des Werkstoffs sich hierbei auswirkt. Es konnte angenommen werden, daß die Ursprungsfestigkeit dieses geschweißten Lochstabes wesentlich unter der des ungeschweißten Lochstabes liegt. Das Ergebnis der Versuche war jedoch entgegen diesen Vermutungen überraschend günstig. Es ergab sich gegenüber 20 kg/mm<sup>2</sup> beim ungeschweißten Lochstab der unglaublich hohe Wert von 19 kg/mm<sup>2</sup>. Nach den unliebsamen Erscheinungen an geschweißten Brückenkonstruktionen beruhigt dieses Ergebnis besonders stark. Versuche mit solchen geschweißten Lochstäben aus St 52 sind in Vorbereitung, und diese dürften noch weitergehende Aufklärungen bringen.

Wenn sich heute in logischer Folge aus der Erkenntnis von der Anpassungsfähigkeit der Widerstände des Werkstoffs an die Formen der belasteten Körper und die der Beanspruchungen der Begriff der Werkstoffkunde zu dem einer Werkstoffmechanik erweitert, so liegt darin ein Programm für eine Neugestaltung einer unserer spezialisierten und tiefsten Wissenschaften, nämlich der Erforschung der mechanischen Widerstandsfähigkeiten und Widerstandsformen unserer Werkstoffe unter mechanischer Beanspruchung — insbesondere aber jenes unvergleichlichen Stoffes, der unserer ganzen Zeitepoche das Gepräge gibt — des Stahls.

Für die Baustähle wird — wie erwähnt — mit dieser Erkenntnis der Lochstab ein wichtiges Prüfelement. Seine jeweilige Ursprungsfestigkeit, die leicht und schnell auf der normalen Dauerversuchsmaschine festgestellt werden kann, gibt zu den Zahlen, die wir aus den vorgeschriebenen Untersuchungen an den normalen Prüfstäben gewinnen, eine lebendige Ziffer von allen jenen ausgleichenden Eigenschaften des Werkstoffs, die uns als Festigkeitsanpassung erscheinen, und die von weit größerer Bedeutung sind als die Mehrheit der Zahlen des normalen Prüfstabes, da unsere Stahlbauten, besonders aber unsere Stahlbrücken, ohne sie nicht imstande wären und auch bisher nicht imstande gewesen wären, die in ihnen entstehenden Kräfte und Beanspruchungen aufzunehmen.

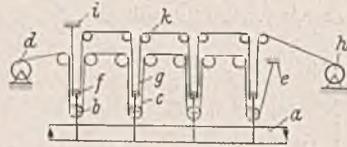
## Vermischtes.

Die Herstellung von tragendem Mauerwerk aus Ziegeln und Beton ist Gegenstand des folgenden Runderlasses des Preuß. Finanzministers vom 7. Juli 1938 — Bau 2120/1/20. 6. —: Ein Sonderfall hat mir Veranlassung gegeben, bei der Neubearbeitung des Normblattes DIN 1056, die zur Zeit im Gange ist, eine Festsetzung vorzusehen, nach der es unzulässig sein soll, Beton und Mauerwerk in demselben Querschnitt gemeinsam zur Spannungsübertragung heranzuziehen; denn es ist im allgemeinen nicht möglich, diesen Beton ohne Beschädigung der Mauerwerksschalen ausreichend zu verdichten.

Ich ersuche schon jetzt, bei der Prüfung von Baugenehmigungsanträgen hiernach zu verfahren. Soweit solche Konstruktionen bereits genehmigt und in der Ausführung begriffen sind, ist auf eine einwandfreie Herstellung zu achten.

## Patentschau.

Vorrichtung zum Verlegen von Dükern und ähnlichen Rohrleitungen. (Kl. 84a, Nr. 625 170 vom 27. 3. 1934 von Josef Drüke in Essen.) Um zu erreichen, daß der Düker auf seiner ganzen Länge ohne jede Durchbiegung eine gleichmäßige Bewegung beim Anziehen oder Nachlassen der Zugmittel erfährt, ist der Düker *a* mittels der losen Rollen *b* an dem Seil *c* aufgehängt, das einerseits mit einer Winde *d* in Verbindung steht und andererseits am entgegengesetzten Ende des Dükers an einem festen Punkte *e* angeschlagen ist. Gleichzeitig wird der Düker *a* mittels der losen Rollen *f* von einem zweiten Seil *g* getragen, das in gegenläufiger Anordnung zu dem Seil *c* seinerseits von einer Winde *h* zu einem festen Punkte *i* geführt ist. Die festen Rollen *k* sind an festen Stützen oder schwimmenden Jochen angebracht. Durch die Führung des Doppel- oder Mehrfachseiles werden beim Nachlassen bzw. Anziehen der Winden die durch Seilstetigkeit oder Stollenreibung entstehenden Widerstände so lange von einem Seil auf das andere übertragen, bis alle Rollen sich gleichmäßig drehen.



## Personalnachrichten.

Bayern. Ernann: Regierungsbaurat Karl Loibl beim Landbauamt Rosenheim zum Regierungsbaurat I. Kl. und Regierungsbauassessor Herbert Eymann unter Berufung in das Beamtenverhältnis auf Lebenszeit zum Regierungsbaurat.

Versetzt: Regierungsrat I. Kl. Johann Scherm vom Straßen- und Flußbauamt Landshut unter Beauftragung mit der Leitung des Amtes an das Straßen- und Flußbauamt Weiden.

Preußen. Wasserbauverwaltung. Ernann: Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Bohlmann bei der Wasserbaudirektion Kurmark in Berlin zum Oberregierungs- und -baurat; Regierungsbaurat Brugger bei der Wasserbaudirektion Kurmark in Berlin zum Regierungs- und Baurat;

die Regierungsbauassessoren Bieneck beim Wasserbauamt Potsdam, Rottmann beim Neubauamt Nienburg a. d. Weser, Störr beim Wasserbauamt Wesermünde, Frentz beim Neubauamt Meppen, Mützelburg beim Wasserbauamt Torgau, K. Müller beim Wasserbauamt Hitzacker a. d. Elbe, Ruhnke beim Wasserbauamt Gleiwitz, F. Schmidt beim Wasserbauamt Cossen, Kumpel beim Wasserbauamt Breslau, Freiherr Schenk zu Schweinsberg beim Wasserbauamt Emden zu Regierungsbauräten; die Regierungslandmesser Printz bei der Elbstrombauverwaltung Magdeburg, Olbrich beim Wasserbauamt Torgau unter gleichzeitiger Versetzung an die Wasserbaudirektion Stettin zu Regierungs- und Vermessungsräten; die Regierungslandmesser Benkendorff beim Wasserbauamt Frankfurt a. d. Oder, Kaschade bei der Oderstrombauverwaltung in Breslau, Langmann beim Wasserbauamt Landsberg a. d. Warthe, Schulze beim Kanalbauamt Halle a. d. Saale, Danz bei der Rheinstrombauverwaltung in Koblenz zu Vermessungsräten; die Vermessungsassessoren Hasselbach beim Wasserbauamt Tapiaw, Lackes beim Wasserbauamt Genthin, Matthes beim Wasserbauamt Diez a. d. Lahn, Köhler beim Kanalbauamt Leipzig zu Regierungslandmessern.

Versetzt: die Regierungsbauräte Hans-Werner Koch vom Wasserbauamt Hoya an die Regierung in Stade, Kruse vom Hafenbauamt Swinemünde an das Wasserbauamt Driesen als Vorstand, Küper vom Neubauamt I in Münster an das Hafenbauamt Swinemünde, Jessen vom Wasserbauamt Driesen an die Vorarbeitenabteilung Hamburg-Harburg, Traeger vom Neubauamt Nienburg a. d. Weser an die Wasserbaudirektion Kurmark in Berlin, Gebauer vom Wasserbauamt Verden an das Neubauamt Eschwege, von Hanffstengel vom Wasserbauamt Kiel an die Elbstrombauverwaltung in Magdeburg, Tode, bisher beurlaubt zur Saalealsperren-AG, nach Kiel als Vorstand, Korsemer vom Wasserbauamt Insterburg an das Neubauamt II in Münster, Jensen vom Neubauamt II in Münster an die Vorarbeitenabteilung in Hamburg-Harburg, K. Müller vom Wasserbauamt Hitzacker an das Neubauamt Staustufe Magdeburg, Regierungsbauassessor Pietzner beim Hafenbauamt Swinemünde an das Schleppamt Duisburg-Ruhrort.

In den Ruhestand versetzt: Regierungs- und Baurat Klenner bei der Wasserbaudirektion Münster i. W.

Beurlaubt: Regierungsbaurat Gährs vom Neubauamt Staustufe in Magdeburg zur Saalealsperren-AG.

Ausgeschieden: Regierungsbauassessor Autermann beim Wasserbauamt in Meppen.

Gestorben: Regierungs- und Baurat Heinrich Müller bei der Regierung in Schleswig.

INHALT: Der Umbau der Südhalle des Schliesischen Bahnhofs in Berlin. — Die Aisnabrücke über den Riachuelo in Buenos Aires. — Straßenbrücke über die Leine in Hannover-Döhren. — Festigkeitsanpassung und Formwiderstand der Baustähle beim Lochstab. — Vermischtes: Die Herstellung von tragendem Mauerwerk aus Ziegeln und Beton. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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