

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das Gesamtgebiet des Bauwesens, über Baustoff und Konstruktionen, über wirtschaftliche Fragen und verfolgt auch die für den Bauingenieur wichtigen Normungsfragen. Originalbeiträge nehmen an:

Professor Dr.-Ing. Max Förster, Dresden } Technische Hochschule, Bauingenieur-
Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden } Gebäude, George Bähr-Straße 1
Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B., Technische Hochschule;
Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins Obercassel (Siegbkreis)

Dipl.-Ing. W. Rein, Leiter der techn. Abteilung des Deutschen Eisenbau-Vereines Berlin W 9, Linkstraße 16;

Alle sonstigen, für die Schriftleitung bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Dresden, Technische Hochschule, Bauingenieur-Gebäude
George Bähr-Straße 1.

erscheint wöchentlich und kann im **In- und Auslande** durch jede Sortimentsbuchhandlung, jede Postanstalt oder den unterzeichneten Verlag bezogen werden. Preis vierteljährlich für das In- und Ausland 7,50 Goldmark (1 Gm. = 10/42 Dollar nordamerikanischer Währung). Hierzu tritt bei direkter Zustellung durch den Verlag das Porto bzw. beim Bezuge durch die Post die postalische Bestellgebühr. Einzelheft 0,60 Goldmark zuzüglich Porto.

Mitglieder des Deutschen Eisenbau-Vereines, des Deutschen Beton-Vereines, sowie der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen haben bei direkter Bestellung beim Verlag Anspruch auf einen Vorzugspreis.

Preis der Inland-Anzeigen: Ganzseiten; 180 Goldmark.

Kleine Anzeigen: 0,18 Goldmark für die einspaltige Millimeter-Zeile.

Bei 13 26 52 maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist

Bei 10 20 30 % Nachlaß. Für Vorzugsseiten besondere Vereinbarung.

Die Umrechnung des Goldmarkbetrages erfolgt zum amtlichen Berliner Dollarkurs am Tage des Zahlungseingangs. 4,20 Goldmark = 1 Dollar. Die Zahlung hat innerhalb 5 Tagen nach Rechnungsdatum (für Gelegenheitsanzeigen und Stellengesuche sofort bei Bestellung) nur auf Postscheckkonto 118935 Berlin **Julius Springer** abzug- und spesenfrei zu erfolgen. Bei Zahlungsverzug werden die üblichen Bankzinsen berechnet. Klischee-Rücksendungen erfolgen zu Lasten des Inserenten.

VERLAGSBUCHHANDLUNG JULIUS SPRINGER, BERLIN W 9, LINK-STRASSE 23/24.

Fernsprecher: Amt Kurfürst 6350-53.

Drahtanschrift: Springerbuch Berlin.

Reichsbank-Giro-Konto. Deutsche Bank, Berlin, Depositen-Kasse C. Postscheckkonten: für Bezug von Zeitschriften und einzelnen Heften: Berlin Nr. 20120 Julius Springer, Bezugsabteilung für Zeitschriften; für Anzeigen, Beilagen und Bücherbezug: Berlin Nr. 118935 Julius Springer.

INHALT

* bedeutet Abbildungen im Text.

| | Seite | | Seite |
|--|-------|---|-------|
| Zur Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule in Karlsruhe i. B. Von Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe | 807 | Neuartige eiserne Dachkonstruktion. Von Obergeringieur Schellewald, Dortmund | 841* |
| Bericht des Deutschen Eisenbau-Vereines über das Geschäftsjahr 1924/25 | 808 | Ein neuer deutscher Stahl | 844 |
| Ein Jahr hochwertiger Baustahl St. 48. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Kommerell im Eisenbahnzentralamt in Berlin | 811* | Die Eisenbahn-Elbbrücke in Meißen. Von Reichsbahnrat Karig | 845* |
| Betrachtungen und Erläuterungen zu den neuen Bestimmungen des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt für den Eisenhochbau vom 25. II. 1925. Von Obergeringieur Alfred Gregor, Berlin | 822* | Baustoff und Bauform. Von W. Rein, Berlin-Lichterfelde | 859* |
| Der Aufzugturm und die elektrische Turmförderanlage des Westfalischachtes in Dortmund. Von Obergeringieur Zoellner, Dortmund | 831* | Kurze technische Berichte | 862 |
| Der Wettbewerb um den Entwurf der Friedrich-Ebert-Brücke über den Neckar in Mannheim. Von Karl Bernhard, Berlin | 833* | Mitteilungen über einige neue Materialuntersuchungen in Amerika* — Die Bear Mountain-Hängebrücke über dem Hudson-Fluß.* — Schiefe Eisenbahnbrücke einer Überführung in Chicago.* | 867 |
| Die großen Flugzeughallen am Zentralflughafen Berlin. Von Dipl.-Ing. Emil Schäffer, Obergeringieur der Fa. D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg | 839* | Wirtschaftliche Mitteilungen | 870 |
| | | Aufwertungsfragen im Baugewerbe. — Das preußische Gewerbesteuerüberleitungsgesetz. — Der Beschäftigungsgrad der Wirtschaft nach eigener Beurteilung durch die Betriebe. — Rechtsprechung. — Gesetze, Verordnungen, Erlasse. | 57/60 |
| | | Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen | 870 |
| | | Vortrag mit Lichtbildern. | |
| | | Die Baunormung (Mitteilungen des Normenausschusses der deutschen Industrie) | 57/60 |
| Die Literaturschau, bearbeitet und gesammelt von Reg.-Baumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden, befindet sich hinter der Textseite 870. | | | |

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Berichte des Ausschusses für Versuche im Eisenbau

Herausgegeben vom Deutschen Eisenbau-Verband (D.E.V.), (früher Verein deutscher Brücken- u. Eisenbaufabriken)

AUSGABE A

Heft 1:

Der Einfluß der Nietlöcher auf die Längenänderung von Zugstäben und die Spannungsverteilung in ihnen

Nach Versuchen im Materialprüfungsamt zu Berlin-Lichterfelde
Berichterstatter: Geh. Regierungsrat Professor Max Rudeloff
69 Seiten mit 30 Textfiguren / 1915
3.60 Goldmark

Heft 3:

Versuche mit Anschlüssen steifer Stäbe

Berichterstatter: Geheimer Regierungsrat Professor Dr.-Ing. Max Rudeloff, Direktor des Staatlichen Materialprüfungsamtes zu Berlin-Dahlem / 87 Seiten mit 96 Textfiguren / 1921
Vergriffen

Heft 2:

Versuche zur Prüfung und Abnahme der 3000 t-Maschine

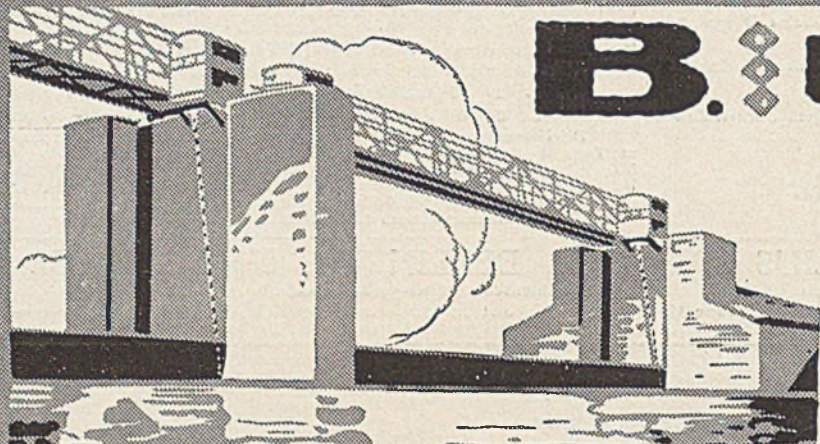
Berichterstatter: Geheimer Regierungsrat Professor Dr.-Ing. Max Rudeloff, Direktor des Staatlichen Materialprüfungsamtes zu Berlin-Dahlem / 85 Seiten mit 73 Textfiguren / 1920
3.80 Goldmark

AUSGABE B

Heft 1:

Zur Einführung / Bisherige Versuche

Berichterstatter: Regierungsbaumeister a.D. Dr.-Ing. Kögler
60 Seiten mit 26 Abbildungen / 1915
1.65 Goldmark



B. U. Co.

EISEN-
KONSTRUKTIONEN
BETONBAUTEN
FÜR DEN
WASSERBAU

SEGMENTSCHÜTZE ♦ EINLASZSCHLEUSE RIEBNIG ♦ 1922 ♦

BEUCHELT u. Co., GRÜNBERG i. SCHL.

Luxfer-Prismen
Nutzbarmachung
u. bessere Erhellung
dunkler Räume

1899 25 1924
Jahre

Luxfer-Elektroglass
feuersichere
Verglasungen-
Brandmauerfenster

Luxfer-Glasbau

Luxfer Keller-Beleuchtung
mittels begehbaren
und befahrbarer
eiserner Oberlichte

Deutsche
Luxfer Prismen
Gesellschaft * m. b. H.
Berlin-Weissensee * Lehder Str. 43

Plast. Luxfer-Kristaldecken
für Lichthöfe und
Kuppeln in
Monumentalbauten

Glaseisenbeton
n. System Keppler
Oberlichte, Fenster,
Wände ec. ganz aus Glas
absolut feuersicher

Schiffs-Prismengläser
*
Referenzen v. Behörd.
u. ersten Architekten

DER BAUINGENIEUR

6. Jahrgang

23. Oktober 1925

Heft 28/29

ZUR JAHRHUNDERTFEIER DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE IN KARLSRUHE i. B. gel. 17.10

Ende Oktober begeht die „Fridericiana“, wie die Technische Hochschule in Karlsruhe nach dem Begründer auch genannt wird, die Feier des 100jährigen Bestehens. Sie gilt als die älteste deutsche Technische Hochschule, ähnlich wie Heidelberg die älteste deutsche Universität ist; als älter gelten die Technischen Hochschulen in Prag und Wien. Es gibt andere Hochschulen des Deutschen Reiches, die den Rang als die älteste Technische Hochschule des Reiches beanspruchen. Während aber diese aus untergeordneten Gewerbeschulen ihre Entstehung ableiten, wurde die Fridericiana als die erste „polytechnische“ Schule ins Leben gerufen. Wie dem auch immer sei, wir wollen anlässlich der Feier in einem kurzen Rückblick des Entwicklungsganges der Hochschule gedenken, an der einige hervorragende Forscher und Lehrer wirkten, und welcher Technik und Wirtschaft eine Reihe bedeutender Männer verdanken.

Die Technische Hochschule Karlsruhe ging aus drei Anstalten hervor, aus der Bauschule des Oberbaudirektors Weinbrenner, einer Privatgewerbeschule in Freiburg, und der von Oberst Tulla eingerichteten Lehranstalt für Planzeichnen und andere Zweige des Ingenieurwesens.

In den Anfängen diente die polytechnische Schule der Ausbildung für das höhere Gewerbe und für den technischen Staatsdienst. Sie gliederte sich in zwei allgemeine und in zwei akademische Klassen, eine Handels- und Gewerbeklasse mit einer merkantilen und einer technischen Abteilung.

Der höhere Unterricht für Ingenieure wurde von dem Ingenieurdepartement der ehemaligen Direktion des Wasser- und Straßenbaues, und die Architekturschule wurde von dem weit über das Land Baden hinaus bekannten Weinbrenner geleitet. Im Jahre 1832 erfolgte die Vereinigung der beiden höheren Anstalten als Ingenieurschule und als Fachschule für bürgerliche Baukunst, der noch eine Forstschule angegliedert wurde; letztere wurde vor mehreren Jahren wieder abgetrennt und mit der Universität Freiburg vereinigt. Die höhere Gewerbeschule und die Handelsschule wurden von einander getrennt; aus den zwei allgemeinen Klassen wurde eine Vorschule.

Im Jahre 1860 wurde das Eintrittsalter der Vorschule von 13 auf 14 Jahre erhöht; das Eintrittsalter in die polytechnische Schule war 17 Jahre. Im Jahre 1865 wurde erstmalig ein Organisationsstatut geschaffen, das unserem heutigen bereits ziemlich ähnlich war und in dem die polytechnische Schule zu einer Hochschule erklärt und dadurch auf dem Papier den Universitäten gleichgestellt wurde. Offiziell erhielt die „Fridericiana“ den Titel „Technische Hochschule“ erst im Jahre 1885; allerdings brachte das Jahr 1868 schon die Einrichtung der Privatdozenturen und das Jahr 1873 die Semestereinteilung.

In der ersten Zeit bis gegen Mitte des vorigen Jahrhunderts dauerte der Studiengang 6 Jahre, die Hälfte in den sog. mathematischen Klassen, die zweite Hälfte in der Fachschule. Der Studiengang von 6 Jahren war zur Hauptsache auf den niedrigen Grad der Vorbildung zurückzuführen, weil der eintretende Schüler erst die höhere Bürgerschule oder die heutige Sekunda des Gymnasiums hinter sich hatte. Deshalb wurde auch damals in der polytechnischen Schule noch Elementarmathematik gelehrt.

Im Jahre 1879 wurde der volle Besuch eines Gymnasiums oder Realgymnasiums zur Bedingung für die Zulassung gemacht und die Studienzeit dementsprechend auf 4 Jahre abgekürzt.

Wir ersehen aus diesen Angaben, daß unsere Technische Hochschule im Jahre 1894 eigentlich aus denjenigen Zweigen entstanden ist, die man heute die Bauingenieurschule und die Architekturabteilung nennt.

Es bedarf wohl keiner Erwähnung, daß sich der Unterricht in der Mathematik und in den Naturwissenschaften, wie er heute in der allgemeinen Abteilung gelehrt wird, in den letzten Jahrzehnten kaum geändert hat. Es ist dies erklärlich, wenn man bedenkt, daß diese für den Ingenieur grundlegende Wissenschaft nicht so rasch voranschreitet, und daß ihr sicheres Fundament schon älteren Datums ist.

Die erste Einrichtung des Unterrichts an der Abteilung für Bauingenieurwesen stammt von dem Altmeister des badischen Ingenieurwesens Oberst Tulla, der einen Bildungsgang einrichtete, der von der Oberdirektion des Wasser- und Straßenbaues betrieben war. Dementsprechend war auch nach dem Jahre 1832 der Lehrgang durch die genannte Behörde insofern beeinflußt, als die Beamten der Oberdirektion zugleich den Unterricht in der Bauingenieurschule leiteten. Man hat also während langer Zeit höhere Baubeamte erzogen.

Bis zum Jahre 1852 genügten 10–12 wöchentliche Vortragsstunden. Der Eisenbahnbau war in seinen Anfängen, große Brücken gab es sehr wenig, da die Theorie noch in den Kinderschuhen war. An Wasserversorgungen in den großen Städten dachte man noch kaum.

Der erste Unterricht umfaßte eine allgemeine und angewandte Baukunde des Ingenieurs, an deren Stelle später Wasser- und Straßenbau traten, und wofür zwei Dozenten genügten.

Im Jahre 1860 machte sich zum erstenmal das Bedürfnis geltend, das Gebiet in einzelne Spezialfächer zu zerlegen. Das Jahr 1861 bringt den Eisenbahnbau, das Jahr 1870 den Brücken- und Wasserbau als selbständigen Vortrag. Im Jahre 1874 tritt der Eisenbahnbetrieb, 1884 die Landeskultur, 1886 das städtische Ingenieurwesen als besonderer Vortrag auf, bis die heutige Gliederung sich allmählich der fortschreitenden Entwicklung des Bauingenieurwesens anpaßte.

Von den Lehrern sind zu nennen der Wasserbauer und spätere Minister Honsell, der Städtebauer Baumeister, der auch außerhalb des Landes bekannt war, und der weit über die Grenzen Deutschlands anerkannte Engesser, der durch seine grundlegenden Arbeiten die moderne Statik begründen und ausbauen half.

In der Abteilung für Architektur sind unter den früheren Lehrern der in Baden sehr bekannt gewordene Durm, ferner Schaefer und Ostendorf zu nennen.

Die heutige Abteilung für Maschinenwesen begann mit dem Unterricht der Maschinenkunde. Die Entwicklung zu einer wissenschaftlich arbeitenden Anstalt begann erst, als im Jahre 1841 Redtenbacher die Organisation der Abteilung übernahm und ein Programm auf systematischer Grundlage aufstellte, aus dem der Kurs für Maschinenbau sich entwickelte. Es ist hier nicht der Ort, die Bedeutung Redtenbachers und seines bedeutenden Nachfolgers Graßhof (dessen hundertster Geburtstag im nächsten Jahre gefeiert wird) zu würdigen. Es sind zwei Ingenieure, die Grundlegendes geschaffen haben, und für das gesamte Ingenieurwesen von größter Bedeutung waren. Durch sie wurde der wissenschaftliche Geist in der Maschinenbauschule gefördert und die technische Mechanik auf neue Wege gewiesen.

Von der Maschinenbauabteilung hat sich später die Abteilung für Elektrotechnik abgezweigt, in der die bahnbrechenden Arbeiten eines Hertz entstanden, und an der ein Mann wie Arnold wirkte, dessen Bücher weit über die eigene Hochschule hinaus bekannt wurden.

Die Abteilung für Chemie ist wie die Abteilung für Maschinenwesen aus der früheren höheren Gewerbeschule hervorgegangen und war im Anfang der Ausbildung von technischen Chemikern gewidmet. Im Jahre 1847 wurde eine chemisch-technische Abteilung gegründet, die den Grundstock zu der Abteilung für Chemie bildete zu einer Zeit, als die Entwicklung der chemischen Wissenschaften einsetzte.

Die Einrichtung eines chemischen Laboratoriums im Jahre 1851 ist ein weiterer Schritt der Entwicklung dieser Abteilung zu einer wissenschaftlich arbeitenden Abteilung. Unter den bedeutenden Forschern und Lehrern, die in dieser Abteilung wirkten, sind Engler, Bunte und Haber zu nennen; Männer, die niemals die Beziehungen zur Technik vergaßen.

Die Trennung nach Fachschulen war scharf durchgeführt, und wir lesen in der Geschichte der Technischen Hochschule Karlsruhe, die als Festgabe zum 40jährigen Regierungsjubiläum des Großherzogs Friedrich herausgegeben wurde, daß die Fülle des Stoffes zur frühzeitigen Wahl eines bestimmten Einzelgebietes nötigte. Es wurde auch hervorgehoben, daß dieses Verfahren Zeit und Kraft der Studierenden zum Vorteil der Gründlichkeit gespart hat. Dieses vorbildliche Verfahren sehen wir gerade in den letzten Jahren wiederkehren, als die Karlsruher Technische Hochschule eine modernere Ausgestaltung der Studien- und Prüfungsordnung durchführte.

Es ist manchmal der Vorwurf erhoben worden, daß die neueren Reformbestrebungen auf eine Züchtung von Spezialisten hinauslaufen. Der Grundgedanke der notwendig gewordenen Neuerungen war, daß den Studierenden Zeit und Kraft gespart werden mußte bei der ungeheuren Fülle des Stoffes, der entsprechend dem Fortschritt der Technik immer umfangreicher wurde. Es sollte dem Studierenden die Möglichkeit gegeben werden, sich in einzelne Fächer zu vertiefen und dadurch an Gründlichkeit zu gewinnen, ohne die grundlegende allgemeine fachliche Ausbildung zu vernachlässigen.

Unsere Beziehungen zur Praxis müssen fortentwickelt und entsprechend abgegrenzt werden. Kein Zweig der technischen Wissenschaften kann ohne stete Fühlungnahme mit der Praxis vorwärtsschreiten, wie diese andererseits nicht ohne Befruchtung durch wissenschaftliche Forschung dauernd erfolgreich sein kann. Dazu gehört verständnisvolles Zusammenarbeiten in voller geistiger Unabhängigkeit.

Unsere Hundertjahrfeier zeigt, daß die Tradition der technischen Wissenschaften noch sehr jung ist. Fragen wir uns, nach welcher Richtung sich das Studium an den Technischen Hochschulen entwickeln soll, so möge auf die vorstehenden Grundsätze hingewiesen werden. In diesem Sinne muß auch die bekannte Forderung nach dem Ausbau von

Seminarien, Forschungsinstituten, Laboratorien nachdrücklichst wiederholt werden, damit neben dem Unterricht auch für die Forschung ein breiter Raum bleibt.

Mögen diejenigen, die an Technischen Hochschulen wirken, sich der großen Verantwortung bewußt sein, die ihnen in unserer bewegten Zeit auch im Rahmen der allgemeinen Menschen-erziehung zugewiesen ist. Unsere Aufgaben sind nicht nur größer, sie sind auch dankbarer und umfassender geworden.

Wir können mit Genugtuung feststellen, daß die Technische Hochschule Karlsruhe bedeutende Männer zu ihren Lehrkräften zählte, die nicht nur als Lehrer, sondern auch als Forscher Hervorragendes geleistet haben.

Für uns genügt es nicht, auf den Lorbeeren unserer Vorgänger auszuruhen, umsomehr als die Wege der Technischen Hochschulen heute andere sind, als sie es noch vor 30 und 40 Jahren waren. Die stark entwickelte Technik erfordert nicht nur eine weit gründlichere Ausbildung in einzelnen Zweigen, die man vorher nicht gekannt hat, sie verlangt auch heute, wo die Technik ihren Wert als Kulturfaktor erst nachzuweisen haben wird, eine Vertiefung der allgemeinen Bildung neben dem Fachstudium.

Wenn die Entwicklung der Technischen Hochschule den Weg nehmen soll, wie sie ihn im Interesse der Allgemeinheit nehmen muß, so gilt für uns mehr denn je der Leitspruch „Mehr sein als scheinen“. Möge diese Jahrhundertfeier einen Meilenstein für die weitere Entwicklung bilden.

In diesem Geiste müssen wir und alle anderen Technischen Hochschulen bestrebt sein, unseren Weg fortzusetzen.

Anlässlich der Jahrhundertfeier hält der Deutsche Eisenbau-Verband seine diesjährige Hauptversammlung zwischen 26. und 28. Oktober in Karlsruhe ab.

Es ist ein schöner Brauch dieses Verbandes geworden, die Hauptversammlungen in Städten abzuhalten, die Technische Hochschulen beherbergen. Der Verband zeigt dadurch, daß er auf ein Zusammenarbeiten von Wissenschaft und Praxis, durch das allein Fortschritte zu erzielen sind, großen Wert legt. Die Vertreter der Bauingenieurabteilungen, die sich für die Erziehung des Ingenieur Nachwuchses verantwortlich fühlen, wissen den Wert dieser Gemeinschaftsarbeit sehr wohl zu schätzen. Dies kommt in dem regen Besuch der Tagungen durch Hochschulvertreter aus dem Reiche und aus dem Auslande zum Ausdruck.

In diesem Jahre fällt die Tagung mit der Karlsruher Feier zusammen, und es ist zu erwarten, daß aus diesem Anlaß eine noch größere Teilnahme und das gleiche Interesse wie in den früheren Jahren die Verhandlungen fördern werden.

In diesem Sinne sei namens der Hochschule und der Schriftleitung dieser Zeitschrift dem Eisenbauverband ein herzliches Willkommen in Karlsruhe zugerufen und der Hauptversammlung der beste Erfolg gewünscht.

E. Probst, Karlsruhe.

BERICHT DES DEUTSCHEN EISENBAU-VERBANDES ÜBER DAS GESCHÄFTSJAHR 1924/25.

Die Hoffnungen, die man im Juli 1924 auf die wirtschaftliche Entwicklung glaubte setzen zu können, sind abermals trügerisch gewesen.

Nach der Inflationskrise breitete sich die Deflations- und Stabilisierungskrise in immer stärkerem Maße aus; jetzt erst traten alle Schäden in erschreckender Deutlichkeit zutage, die das Versailler Diktat, der Ruhrkampf, die Micum-Belastungen und die regierungsseitig so lange gestützte Höchstpreis-, Reparations- und Inflationspolitik gebracht hatten. Fast gewaltsam durchbrachen die Rückwirkungen dieser Zeiten das schwache Gebilde der auf schwankendem Boden wiedererstehenden Wirtschaft. Schon der Frühsommer 1924 ließ deutlich erkennen, wie die erwachte Unternehmungslust in Handel und Industrie

abflaute. Auch spätere Ereignisse, wie die Annahme des Dawesplanes und damit die Wiederanschließung des Ruhrgebietes an die deutsche Wirtschaft, brachten keine durchgreifende Besserung. Insbesondere ergab sich keine Erleichterung des außenpolitischen Druckes; der Abbau der Regiebahnen, die Abwicklung der Micum-Organisation und der Ruhrschädenvergütungen vollzogen sich nur schleppend und mit immer neuen Enttäuschungen für die Beteiligten. Nach wie vor lastete fremdländische Besetzung auf dem Herzen der deutschen Wirtschaft, und mit ohnmächtiger Bitterkeit mußten wir sehen, wie durch „heilige“ Verträge verbrieftes Recht unter fadenscheiniger Begründung neu gebeugt wurde. Und wie im Westen, so im Osten ist Deutschland auch heute noch, sechs Jahre nach dem

Friedensschluß, rings umstellt von seinen alten, nur auf seine Schädigung bedachten Gegnern.

Das war kein Boden, auf dem eine todwunde Wirtschaft zu neuem Leben kommen konnte. Die inner- und wirtschaftspolitischen Verhältnisse taten hierzu das ihrige. Der so bitter notwendige Friede zwischen Arbeitgeber und Arbeitnehmer trat nicht ein. Verhetzung trübte den Blick weiter Kreise des deutschen Volkes. Bald schwand wieder die Einsicht von der Notwendigkeit vermehrter Arbeit, wie sie im Spätherbst 1923 durch Rückkehr zur Vorkriegsarbeitszeit in vielen Industriezweigen zum Ausdruck gekommen war. Mit dem Schlagwort der notwendigen Ratifikation des Washingtoner Abkommens wurden die Massen wieder eingefangen. Überall entstanden neue Kämpfe um höhere Löhne, wobei man vergaß, daß eine Besserung der Lebenshaltung erarbeitet werden muß und nur zu erzielen ist, wenn der einzelne und die Gesamtheit nicht mehr ausgeben, als sie an wirtschaftlichen Werten schaffen.

Zu diesen unerquicklichen Zuständen traten immer schärfer werdende Kapital- und Kreditnöte, die selbst vor scheinbar für die Ewigkeit feststehenden Bindungen nicht Halt machten. Die Steuerschraube mahlte zermürbend weiter in den schwindenden Substanzwerten; auf der Grundlage des Umsatzes — gleichgültig, ob mit Gewinn oder Verlust — wurden Steuern in unerhörter Höhe eingezogen.

So reiht sich ein trübes Bild an das andere, und nur mit ernstester Sorge wird man der weiteren Entwicklung der wirtschaftlichen Verhältnisse entgegensehen können, zumal sich schon jetzt — von vielen vorausgesehen — der Dawesplan nicht als der Rettungsweg erweist, als der er hingestellt wurde, um uns aus inner- und außenpolitischer Not herauszuführen.

Bei dieser allgemeinen Wirtschaftslage konnte das abgelaufene Geschäftsjahr für die Eisenbauindustrie nur ein seinen Vorgängern sich anschließendes gleich schlechtes, vielleicht noch ungünstigeres, werden. Zwar hat sich rein zahlenmäßig die Gesamtproduktion gegenüber dem Vorjahr gehoben. Zu beachten hierbei ist aber, daß im Geschäftsjahr 1923/24 fast die gesamte rheinisch-westfälische Eisenbauindustrie infolge der Ruhrbesetzung und des Ruhrkampfes lange Zeit stillgelegt hat und für diesen Zeitraum mit ihrer Produktion ausfiel. Berücksichtigt man dies, so kann von einer echten Zunahme der Produktion keine Rede sein. Erschreckend stehen daneben die finanziellen Ergebnisse, die ein weiteres Absinken der Preise bis tief unter die Selbstkosten deutlich erkennen lassen. Mag ein solches Mißverhältnis eine Zeitlang im Interesse der Aufrechterhaltung der Betriebe und der Beschäftigung der Arbeiter und Angestellten in Kauf genommen werden, so wird sich doch niemand der Einsicht verschließen dürfen, daß ein weiteres Leben aus der Substanz zum völligen Ruin führen muß. Nicht nur die industriellen Werke, auch die Auftraggeber der Eisenbauindustrie, öffentliche wie private Besteller, die ein lebhaftes Interesse am Fortbestand einer wirtschaftlich und technisch leistungsfähigen Eisenbauindustrie haben, sollten die Augen vor dieser Gefahr nicht verschließen.

An der Gesamtproduktion nahm die Ausfuhr nur in einem ähnlich geringen Umfange, wie im Vorjahr, teil. Mit ausschlaggebend hierfür ist das oben über das zeitweise Stillliegen der rheinisch-westfälischen Industrie Gesagte. Im übrigen sind die Gründe, die eine Ausfuhr so gut wie unmöglich machen, bekannt. In bewußter Ablehnung der im Dawesplan enthaltenen Grundlagen blieben die fremdländischen Absatzmärkte für deutsche Erzeugnisse verschlossen und nur in Ausnahmefällen gelang es, die Schranken zu durchbrechen.

Sorge um Arbeit — vielfach im Sinne des Wortes „zu jedem Preise“ — neben der Sorge um die Beschaffung von Betriebsmitteln drückten dem Geschäftsbetrieb unserer Werke so ihren Stempel auf. Es ist verständlich, daß diese Verhältnisse, die für manche Werke einen Kampf um Sein oder Nichtsein bedeuteten, Zustände schufen, die weder den Interessen der Einzelwerke, noch denen der Gesamtindustrie dien-

lich sein konnten. Bei einer Zukunft, die drohender vor uns steht als die Gegenwart, wird es der Anspannung aller Kräfte bedürfen, unserer Industrie ihre Bedeutung zu erhalten.

Die Rohstoffeindeckung wies nach Menge und Preis gegenüber den Vorjahren eine Erleichterung auf. Bei dem geringen Bedarf standen genügende Eisenmengen zur Verfügung. Der Stabeisenpreis (Werkspreis, Frachtbasis Oberhausen) senkte sich nach einem Höchststand von 155 RM./t im April 1924 auf 120 RM./t im Juli 1924, um unter geringen Schwankungen im Oktober 1924 auf einen Stand von 110 RM./t herunterzugehen. Bereits im Dezember 1924 zog er auf 130 RM./t wieder an, um sich in den Monaten Januar bis Juni 1925 bei einer Grenze von 130 RM. bis 135 RM./t zu bewegen.

Es ist zu hoffen, daß der Zustand der Preisschwankungen nunmehr ein Ende erreicht hat, damit die Kalkulation wenigstens in diesem einen Faktor auf sicherer Grundlage ruht.

Von besonderer Bedeutung war die Preisbildung für Walzeisen in Süddeutschland. Die Entwicklung hat gezeigt, daß die Befürchtungen, die hier gehegt wurden, unberechtigt waren, und daß die Zusagen für eine nach Mengen und Preisen ausreichende Versorgung Süddeutschlands, teils durch Aufrechterhaltung seiner Beziehungen zum Saargebiet, teils durch tarifarische Begünstigung der Belieferung aus Rheinland-Westfalen gehalten sind.

Eingehend ließ es sich der Verband angelegen sein, die auf allgemein wirtschaftlichem Gebiet liegenden Hemmungen für eine Senkung der Produktionskosten zu lindern und die Hebung der Wettbewerbsfähigkeit zu fördern, wobei wir in enger Fühlung mit dem Reichsverband der deutschen Industrie blieben.

Der Erfolg der Bemühungen um eine Beschneidung der Auswüchse im Steuer- und Kreditwesen ist allerdings noch nicht groß; wir werden auf diesem Wege fortfahren, wie wir auch auf eine weitere Senkung der normalen Eisenbahngütertarife und die Einführung weiterer Ausnahmetarife hinarbeiten. Trotz der Ermäßigung der allgemeinen Tarifsätze im September 1924 um 10 % — insgesamt waren es im Jahre 1924 28 % — liegen die Tarife rein rechnerisch im Durchschnitt noch um 50 % über den Vorkriegssätzen. Legt man die für die Erzeugnisse unserer Industrie hauptsächlich in Betracht kommende Wagenladungsklasse C zugrunde, so ergibt sich sogar ein Satz von rd. 65 %. Der Seehafenausnahmetarif Nr. 35 ist in seinen Tarifsätzen endlich der Ermäßigung der normalen Sätze angepaßt und hat kürzlich eine, namentlich für die Eisenbauwerke in den Küstenstädten, bedeutsame Erweiterung durch die Berücksichtigung auch der indirekten Ausfuhr erfahren. Von Bedeutung für die Ausfuhr, vornehmlich nach dem Balkan, ist die Wiedereinführung des Donaumischgattarifs für Eisen- und Stahlwaren. Die Vorarbeiten zur Schaffung eines Ausnahmetarifs zur Ausfuhr über die trockene Grenze schreiten langsam vorwärts, und es ist zu hoffen, daß der Befürwortung dieses Tarifs durch die ständige Tarifkommission bald die Einführung selbst folgen wird. Unsere langjährigen Bemühungen, eine der Tariflage für gebrauchte Baugeräte einschl. Baumaschinen angepaßte Herabsetzung der Tarife — und zwar geschlossen nach Tarifklasse E — durchzusetzen, ist in letzter Stunde an dem Einspruch der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahngesellschaft, trotz Befürwortung durch die ständige Tarifkommission, gescheitert. Mit besonderer Sorgfalt achten wir bei dem Bestreben anderer Industriezweige, eine niedrigere Tarifierung ihrer Erzeugnisse durchzusetzen, darauf, daß hierdurch, namentlich soweit unsere Konkurrenzbauweisen in Frage kommen, nicht unerwünschte Verschiebungen zu Ungunsten unserer Erzeugnisse eintreten. In der Frage der Privatanschlußgleis-Bedingungen und Gebühren, Wagenstandsgelder, Platzmieten und Frachtstundungsgebühren arbeiten wir mit und hatten wiederholt Gelegenheit, die Wünsche und Forderungen von Verbandswerken zu vertreten.

Der 10. Januar 1925, der Deutschland die handelspolitische Freiheit zurückgab, stellte uns vor die Aufgabe mitzuwirken an

der Schaffung des neuen deutschen Zolltarifs und der Wiederherstellung unserer alten Handelsbeziehungen.

An hervorragender Stelle stand dabei die Frage der Höhe des Eisenzolles, insbesondere für Stabeisen und die auf gleicher Stufe stehenden Materialien, für die von den Eisenerzeugern eine beträchtliche Erhöhung, von den Verbrauchern eine wesentliche Ermäßigung gefordert wurde. Die Kämpfe sind mit der Beibehaltung des bisherigen Zollsatzes, von einigen Ausnahmen, z. B. für Feinbleche, abgesehen, zunächst zum Abschluß gekommen. Der Zollsatz für Eisenbauteile ist von 60 RM. auf 80 RM./t erhöht, womit für die Abwehr einer heranwachsenden ausländischen Konkurrenz genügend vorgesorgt sein dürfte.

Bei den Handelsvertragsverhandlungen kam denen mit Frankreich die größte Bedeutung zu, zumal die Fragen der Regelung der lothringisch-luxemburgischen Einfuhrkontingente und der Zollverhältnisse des Saargebietes noch von besonderer Bedeutung, namentlich für den süddeutschen Markt, waren. Trotz monatelanger Verhandlungen, an denen wir durch besondere nach Paris entsandte Sachverständige beteiligt waren, ist es noch nicht gelungen, zu einer Verständigung zu kommen. Das gleiche Schicksal ist den Verhandlungen mit anderen Ländern beschieden gewesen, wie Italien, wo wir ebenfalls unsere Interessen durch einen Sachverständigen aus unseren Kreisen in Rom vertreten ließen, mit Polen, Spanien und anderen Ländern.

Eine wichtige Maßnahme für die Hebung der deutschen Ausfuhr ist in der kürzlich nach langwierigsten Verhandlungen erzielten Vereinbarung mit der Eisen schaffenden Industrie zu erblicken, wonach die Möglichkeit gegeben ist, für Ausfuhraufträge die benötigten Walzeisenarten zu Weltmarktpreisen zu beziehen. Hiernach können unsere Mitglieder entweder die für bestimmte größere Ausfuhrgeschäfte benötigten Walzeisen im voraus zu Weltmarktpreisen kaufen oder für bereits getätigte Geschäfte nachträglich diese Preise angerechnet bekommen. Die in Frage kommenden Preise werden für jeden Monat im voraus durch einen besonderen Ausschuß, in dem wir vertreten sind, festgesetzt.

Gegenüber den Vorjahren beanspruchten die Wiederaufbaulieferungen und die damit im Zusammenhang stehenden Fragen den Verband weniger. Die Verhältnisse brachten es mit sich, daß die Firmen bestrebt waren, die durch die Verordnung vom Oktober 1923 notleidend gewordenen alten Verträge durch unmittelbare Verständigung mit den zuständigen Stellen ihrer Abwicklung entgegenzuführen. Immerhin konnten wir mehrfach auf Grund der bei uns vorliegenden Erfahrungen Mitgliedsfirmen hierbei erfolgreich beraten. Für neu zu erteilende Reparationsaufträge sind inzwischen auf Grund des Daweslanes eingehende Bestimmungen erlassen worden, nach denen diese Geschäfte als normale Auslandsgeschäfte zu betrachten sind. Wie diese, kommen sie ohne die Mitwirkung irgendwelcher behördlichen Stellen zustande. Erst vom Augenblick der Bezahlung an tritt eine besondere Behandlung ein. Wir unterrichteten unsere Mitglieder über die jeweils ergangenen Bestimmungen. Auch an dieser Stelle möchten wir nochmals darauf hinweisen, daß mit Rücksicht auf den für die Bezahlung der Lieferungen gewählten Weg ganz besondere Vorsicht bei der Übernahme von Reparationslieferungen am Platze ist. Allgemein wird die Frage von Wiederaufbaulieferungen für den Eisenbau — namentlich soweit Frankreich in Frage kommt — nach wie vor bei weitem nicht die Bedeutung wie für andere Industrien haben.

In besonders auffälliger Weise rückte das industrielle Ausstellungs- und Messwesen in den Vordergrund des Interesses. Der Verband hat stets auf dem Standpunkt gestanden, daß hier äußerste Zurückhaltung am Platze ist, und wird sich auch in Zukunft dafür einsetzen. Bei der nun einmal genommenen Entwicklung kann die Industrie auf dieses Werbemittel nicht verzichten, es muß aber auf sorgfältigste Auswahl beschränkt bleiben. Unbeschadet hiervon ist es erforderlich, daß der Eisenbau durch Fühlunghalten mit der Fachwelt und der breiteren Öffentlichkeit auf dem Gebiet der Propaganda und der Publikation sich den Platz erhält, der ihm

als Vertreter der ältesten und volkswirtschaftlich bedeutsamsten Bauweise zukommt. Die Mitglieder schenken vielfach diesem Gesichtspunkt nicht immer die notwendige Beachtung, und wir können nur die dringende Bitte aussprechen, den Verband bei seinen Bestrebungen nach dieser Richtung hin mehr als bisher zu unterstützen.

Die Verbandszeitschrift „Der Bauingenieur“ konnte wieder eine Reihe interessanter Abhandlungen über das gesamte Gebiet des Eisenbaues bringen. Infolge weiterer Vergrößerung des Umfangs der Zeitschrift war es möglich, die eingehenden Aufsätze in kürzester Frist zu veröffentlichen. — Der Eingang von Aufsätzen aus den Kreisen der Verbandswerke war in der zweiten Hälfte des Berichtsjahres sehr gering geworden. Erfreulicherweise ist neuerdings wieder eine lebhaftere Beteiligung unserer Industrie eingetreten, und es ist dringend erwünscht, auch künftig über reichliches Material aus dem Gebiet des Eisenbaues verfügen zu können.

Der Ausschuß für Versuche im Eisenbau hat den Verlust des im April d. J. verstorbenen langjährigen Mitgliedes Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Müller-Breslau zu beklagen. Von den im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem und in der Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule Stuttgart im Berichtsjahr durchgeführten Arbeiten sind besonders die Versuche mit Druckstäben aus hochwertigem Baustahl St. 48 zu erwähnen. Über die Ergebnisse dieser Versuche wird an anderer Stelle ausführlich berichtet.

In ständiger Zusammenarbeit mit der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft hat unsere Kommission für Brückenbauvorschriften an der Verbesserung und dem Ausbau der technischen und Liefer-Vorschriften der Deutschen Reichsbahn mitgewirkt.

Zunächst wurden im Dezember 1924 die im Jahre 1922 erschienenen „Vorläufigen Vorschriften für Eisenbauwerke“ (Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken) neu durchberaten und mit neueren Erkenntnissen und Erfahrungen in Einklang gebracht. Eine neue Ausgabe dieser „Vorschriften für Eisenbauwerke“ ist im Februar 1925 erschienen und durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft eingeführt worden. — Daran anschließend wurden die von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft entworfenen Konstruktionsgrundsätze in einer weiteren gemeinsamen Beratung im Mai d. J. in endgültiger Form aufgestellt. — Bei diesen Beratungen gelang es auch, verschiedene Härten der Abnahme- und Fertigungsvorschriften zu beseitigen.

Die Verwendung von hochwertigem Baustahl St. 48 zu Eisenbauwerken war Gegenstand eingehender Verhandlungen mit den zuständigen Herren der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und der Stahlwerksindustrie.

In einer Anfang November 1924 stattgefundenen Sitzung wurden die Gütevorschriften für diesen Baustoff neu vereinbart. Spätere Verhandlungen, die eine Abgrenzung des Verwendungsgebietes für diesen Baustoff zum Ziel hatten und an denen sich auch der Ausschuß des D.E.V. beteiligte, führten vorläufig zu keinem Ergebnis. Inzwischen hat aber die Verwendung des St. 48 große Fortschritte gemacht, und es wird die Aufgabe neuer Verhandlungen sein, auf diesem Gebiete für die Eisenbauindustrie erträgliche Zustände zu schaffen.

Im Normenausschuß der deutschen Industrie beschränkte sich unsere Mitarbeit auf Beratungen über Werkstoffe, Walzwerksprofile und Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken.

Der Abschluß der Beratungen über einheitliche technische Baupolizeivorschriften durch den Normenausschuß der Deutschen Industrie hat inzwischen zu neuen vom Preußischen Ministerium für Volkswohlfahrt erlassenen Preußischen Hochbaubestimmungen für Eisen geführt, in welchen auch bereits Vorschriften über die Verwendung von hochwertigem Baustahl St. 48 enthalten sind.

Wenn diese seit Februar 1925 gültigen Vorschriften den wirtschaftlichen und technischen Belangen der Eisenbauindustrie auch nicht in vollem Umfang gerecht werden, so

verkörpern sie doch auch Fortschritte, welche besonders dem Trägerbau zugute kommen.

Im Einvernehmen mit dem zuständigen Referenten des Preußischen Wohlfahrtsministeriums werden wir uns bemühen, eine Verbesserung dieser neuen Hochbaubestimmungen — namentlich in der Frage der Bemessung gegliederter Druckstäbe und hinsichtlich der Kennzeichnung von hochwertigem Baustahl St. 48 — zu erreichen. Späterhin wäre dann die Einführung dieser Vorschriften auch in den anderen deutschen Bundesstaaten anzustreben.

Die Kommission für wirtschaftliche Betriebsführung befaßte sich in drei Sitzungen mit der Frage der Verwendung von Sandstrahlgebläsen, Zeitstudien und Zeitakkord im Eisenbau.

Im Berichtsjahr sind weitere Proflußkupplungen im Betriebe erprobt worden, jedoch hat sich gezeigt, daß die alte

Bajonettverschlußkupplung bislang durch eine neue Konstruktion nicht übertroffen wird. — Zu Ende des Berichtsjahres sind außerdem die Untersuchungen an elektrischen Nieterschweißern neuerdings aufgenommen worden.

Einen besonders breiten Raum in der Tätigkeit der Kommission nahmen die mit Unterstützung durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft durchgeführten Bearbeitungsversuche mit hochwertigem Baustahl St. 48 ein. Die Versuche wurden in den Betrieben von sechs Verbandsfirmen durchgeführt und die Ergebnisse in zwei Sondersitzungen ausgewertet. Über diese Versuche hat der Obmann der Kommission im „Bauingenieur“ einen ausführlichen Bericht veröffentlicht.

Es ist beabsichtigt, für das Frühjahr 1926 wiederum eine Tagung der Betriebsingenieure zu veranstalten, auf der die Arbeiten der Kommission durch Vorträge den interessierten Kreisen bekanntgegeben werden.

EIN JAHR HOCHWERTIGER BAUSTAHL St. 48*).

Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Kommerell im Eisenbahnzentralamt in Berlin.

Nachdem nunmehr über ein Jahr dahingegangen ist, seit die ersten Brücken aus hochwertigem Baustahl St. 48 ausgeführt wurden, geziemt es sich, einen Rückblick zu werfen und an Hand des dem Eisenbahnzentralamt vorgelegten statistischen Materials zu prüfen, ob der hochwertige Baustahl die Erwartungen, die die Reichsbahn in ihn setzte, erfüllt hat. In der Besprechung bei der Gutehoffnungshütte in Oberhausen am 5. November 1924,

mit dem Ausland erfordert beste Qualitätsarbeit, die die deutsche Industrie zu liefern imstande ist.

I. Festigkeitseigenschaften des St. 48.

In den Tabellen 1—10 und den dazugehörigen Schaubildern ist das Ergebnis von etwa 1500 Versuchen niedergelegt. Die Proben sind von den Abnahmebeamten des Eisenbahnzentralamts

Tabelle 1.

| I | 2 | 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 | | | | | | | | | | | | | | 17 |
|---------------------------|----|--|-----------|-----------|------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-----------|----|-----|---|------------------------------------|
| | | Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Zugfestigkeit bei Längsproben von kg/mm ² | | | | | | | | | | | | | | |
| | | <48 | 48 | 49 | 50 | 51 | 52 | 53 | 54 | 55 | 56 | 57 | 58 | >58 | — | |
| | | Stückzahl | | | | | | | | | | | | | | Gesamtzahl der abgenommenen Proben |
| I und Eisen | T | ④ | 4 | 5 | 5 | 6 | 10 | 6 | 6 | 6 | 4 | 1 | 2 | — | — | |
| | M | — | 2 | 2 | 10 | 6 | 4 | 6 | 4 | 9 | 5 | 5 | 1 | — | — | 54 |
| L, und Breitenisen | T | ①⑦ | 17 | 9 | 24 | 12 | 24 | 7 | 16 | 13 | 6 | 5 | 2 | — | — | 135 |
| | M | ④ | 7 | 10 | 36 | 75 | 114 | 174 | 189 | 168 | 136 | 135 | 27 | ④ | — | 1071 |
| Bleche | T | — | — | — | — | — | — | — | — | 1 | — | — | — | — | — | 1 |
| | M | — | — | — | 9 | 13 | 27 | 31 | 26 | 22 | 19 | 11 | 9 | ② | — | 167 |
| Im ganzen Stück also in % | ②⑤ | 30 2,0 | 26 1,7 | 84 5,6 | 112 7,5 | 179 12,1 | 224 15,0 | 241 16,2 | 219 14,8 | 170 11,5 | 157 10,6 | 41 2,8 | ⑥ | — | — | 1483 |

Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl.
○ = Nicht den Bedingungen entsprechend.

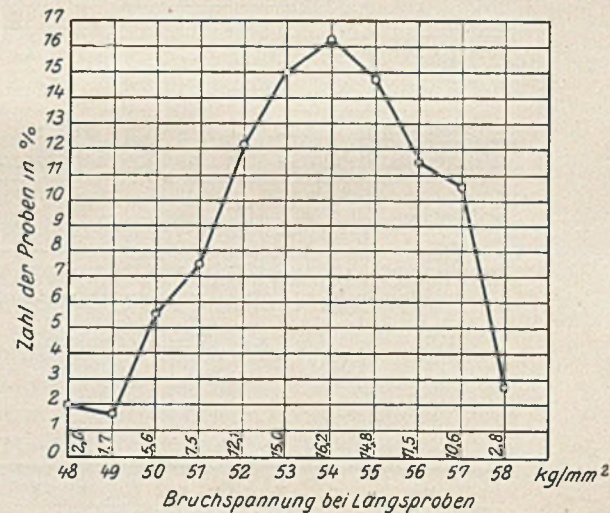


Abb. 1.

bei der die wesentlichen Gesichtspunkte für die zurzeit geltenden Vorschriften vereinbart wurden, hat man in Aussicht genommen, nach Jahresfrist wieder zusammenzukommen, um die Erfahrungen, die mit dem hochwertigen Baustahl gemacht wurden, zu erörtern und gegebenenfalls über notwendige Abänderungen und Ergänzungen der Vorschriften erneut zu beraten. Um diese neue Tagung genügend vorzubereiten, soll daher im folgenden das statistische Material der Öffentlichkeit bekanntgegeben werden, gleichzeitig werden Vorschläge gemacht, die für die Weiterentwicklung des hochwertigen Baustahls notwendig und zweckmäßig sein dürften. Dabei sei bemerkt, daß keine Forderungen gestellt sind, die nicht nach unserer Überzeugung glatt erfüllt werden könnten. Es wäre aber andererseits nicht verständlich, wenn die deutsche Stahlindustrie ihr Erzeugnis schlechter machen würde, als es in Wirklichkeit ist, nur mit Rücksicht auf einige wenige kleine Werke, die nicht in der Lage sind, diesen Stahl einwandfrei herzustellen. Der Wettbewerb

dem zur Abnahme gestellten St. 48 entnommen und geben ein Bild¹⁾, wie der Werkstoff gewöhnlich anfällt.

Die Proben für I, E, L, und Breitenisen sowie für Bleche sind in den Tabellen je getrennt aufgeführt, auch ist darin getrennt angegeben, ob es sich um Thomasstahl (T) oder Siemens-Martin-Stahl (M) handelt. In den Zusammenfassungen und in den Schaubildern ist dieser Unterschied nicht hervorgehoben. Quer-

*) Dieser Aufsatz erscheint als Sonderdruck im Verlag von Julius Springer, Berlin W 9.

1) Wenn in den Tabellen die Summe aus den abgenommenen und den nicht den Bedingungen entsprechenden Proben nicht immer ganz genau zusammenstimmt, so rührt dies daher, daß bei den dem Eisenbahnzentralamt vorgelegten Abschriften der Abnahmeniederschriften ab und zu Lücken in den Aufzeichnungen sind; da es sich nur um ganz wenige Zahlen handelt, so können diese Lücken das Zahlenergebnis nicht beeinflussen. Die Einschränkung wurde leider nicht bei allen Proben festgestellt. Die Abnahmeniederschriften werden vierteljährlich vorgelegt, die Statistik geht daher zunächst nur bis zum 1. Juli 1925.

Tabelle 2.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | |
|---------------------------|-----------------------|---|----|----|-----|-----|------|------|------|------|------|------|-----|-----|----|------------------------------------|---|
| Gegenstand | Herstellungsverfahren | Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Zugfestigkeit bei Querproben von kg/mm ² | | | | | | | | | | | | | | Gesamtzahl der abgenommenen Proben | |
| | | <48 | 48 | 49 | 50 | 51 | 52 | 53 | 54 | 55 | 56 | 57 | 58 | >58 | | | |
| | | Stückzahl | | | | | | | | | | | | | | | |
| I und Eisen | T | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | M | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| L und Breiteisen | T | Breiteisen | | | | | | | | | | | | | | 234 | |
| | M | - | - | - | 8 | 18 | 21 | 23 | 42 | 47 | 40 | 27 | 8 | ③ | | | |
| Bleche | T | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 | - | - | - | - | 1 | |
| | M | - | - | - | 5 | 14 | 26 | 35 | 21 | 23 | 16 | 15 | 7 | ② | | | |
| Im ganzen Stück also in % | | | | | 13 | 32 | 47 | 58 | 63 | 70 | 57 | 42 | 15 | ④ | | 397 | |
| | | | | | 3,3 | 8,0 | 11,9 | 14,6 | 15,9 | 17,6 | 14,4 | 10,6 | 3,8 | | | | |

Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl.
○ = Nicht den Bedingungen entsprechend.

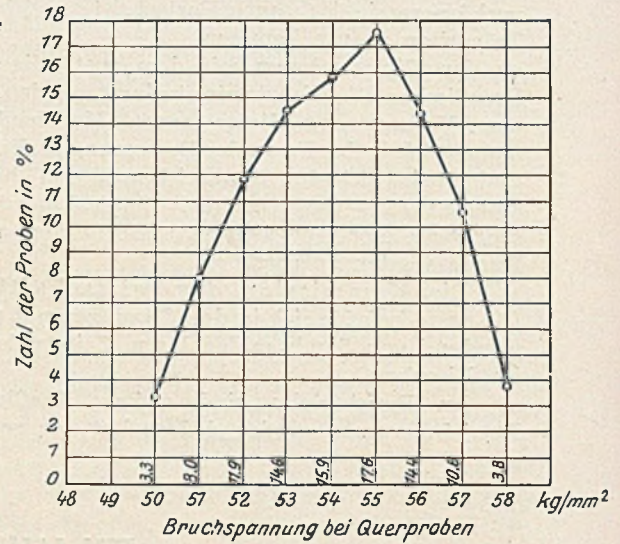


Abb. 2.

Tabelle 3.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 |
|---------------------------|-----------------------|--|-----|-----|-----|------|------|------|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------------------------------------|
| Gegenstand | Herstellungsverfahren | Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Dehnung δ_{10} bei Längsproben in % | | | | | | | | | | | | | | Gesamtzahl der abgenommenen Proben |
| | | <18 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | |
| | | Stückzahl | | | | | | | | | | | | | | |
| I und Eisen | T | - | - | 1 | 1 | 7 | 7 | 6 | 11 | 12 | 8 | 4 | 1 | 1 | - | 59 |
| | M | - | - | 2 | 6 | 10 | 14 | 8 | 8 | 1 | 1 | 1 | - | - | - | |
| L und Breiteisen | T | - | - | 4 | 7 | 13 | 16 | 23 | 30 | 21 | 21 | 11 | 5 | 1 | - | 152 |
| | M | - | 13 | 30 | 106 | 147 | 225 | 210 | 154 | 90 | 63 | 31 | 5 | 3 | 1 | |
| Bleche | T | - | - | - | - | - | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 |
| | M | - | 4 | 5 | 17 | 23 | 37 | 31 | 19 | 16 | 7 | 6 | - | - | - | |
| Im ganzen Stück also in % | | - | 17 | 42 | 137 | 200 | 300 | 278 | 222 | 140 | 100 | 53 | 11 | 5 | 1 | 1506 |
| | | - | 1,1 | 2,8 | 9,1 | 13,3 | 19,9 | 18,5 | 14,7 | 9,3 | 6,6 | 3,5 | 0,7 | 0,3 | 0,1 | |

Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl.

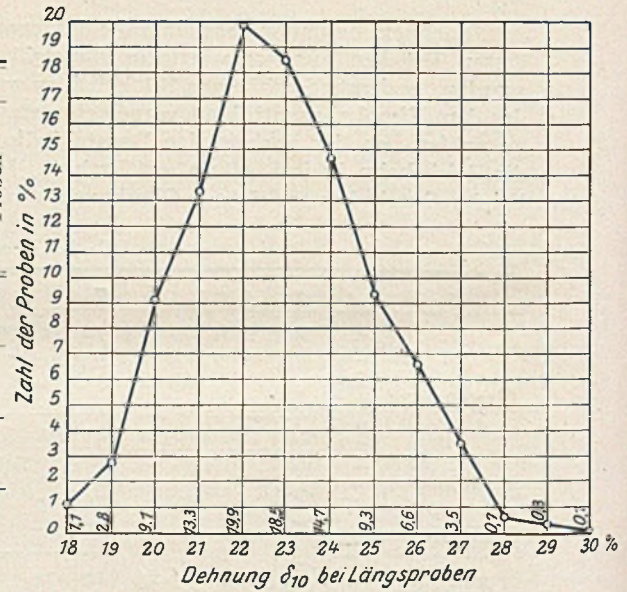


Abb. 3.

Tabelle 4.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 |
|---------------------------|-----------------------|---|------|------|------|------|------|-----|-----|-----|-----|----|-----|----|-----|------------------------------------|
| Gegenstand | Herstellungsverfahren | Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Dehnung δ_{10} bei Querproben in % | | | | | | | | | | | | | | Gesamtzahl der abgenommenen Proben |
| | | <18 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | | |
| | | Stückzahl | | | | | | | | | | | | | | |
| I und Eisen | T | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | M | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| L und Breiteisen | T | Breiteisen | | | | | | | | | | | | | | 212 |
| | M | ③ | 41 | 63 | 49 | 33 | 12 | 11 | 1 | 1 | 1 | - | - | - | - | |
| Bleche | T | - | - | - | - | 1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1 |
| | M | ① | 4 | 17 | 30 | 30 | 26 | 20 | 15 | 13 | 6 | - | 2 | - | - | |
| Im ganzen Stück also in % | | ④ | 45 | 80 | 79 | 64 | 38 | 31 | 16 | 14 | 7 | - | 2 | - | 376 | |
| | | - | 12,0 | 21,2 | 21,0 | 17,0 | 10,1 | 8,2 | 4,2 | 3,7 | 1,9 | - | 0,5 | - | | |

Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl.
○ = Nicht den Bedingungen entsprechend.

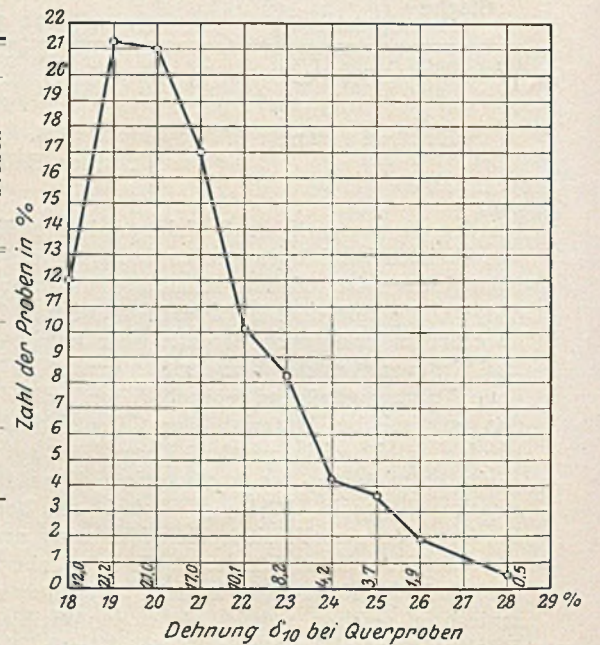


Abb. 4.

proben wurden nur bei solchen Teilen verlangt, die quer zur Walzrichtung beansprucht werden, wie z. B. Knotenbleche bei Fachwerkträgern, und es sei hier vorweg bemerkt, daß, wie aus den Tabellen für die Querproben (z. B. Tabelle 2) hervorgeht, mit einer Ausnahme für Breiteisen und Bleche nur Siemens-Martin-Stahl geliefert wurde, obwohl dies nicht ausdrücklich vorgeschrieben wurde.

Zugfestigkeit bei Längsproben. Im ganzen waren 1483 Proben den Bedingungen entsprechend. 25 Proben — meist aus Winkel- und Flacheisen herrührend — erreichten die vorgeschriebene Zugfestigkeit von 48 kg/mm² nicht, während bei 6 Proben die Zugfestigkeit größer als 58 kg/mm² war. Die mittlere Zugfestigkeit lag zwischen 53 und 54 kg/mm². 46 % der Proben hatten eine Zugfestigkeit zwischen 53 und 55 kg/mm². Nur 3,7 % der Proben hatten eine Zugfestigkeit unter 50 kg/mm². Die gestellten Bedingungen wurden also glatt erfüllt, und man könnte bei den Längsproben die Mindestfestigkeit auf 50 kg/mm² festsetzen, so daß wie bei den Stählen der DIN 1612 die Spanne zwischen Höchstfestigkeit und Mindestfestigkeit 8 kg/mm² betrüge.

Zugfestigkeit bei Querproben. Wie schon erwähnt, bestehen 396 Proben aus Siemens-Martin-Stahl, während nur eine Probe aus Thomasstahl geliefert wurde. Bei den Querproben lag die Festigkeit durchweg zwischen 50²⁾ und 58 kg/mm². Vier Proben hatten eine höhere Festigkeit als 58 kg/mm². 62,5 % der Probe hatten eine Zugfestigkeit zwischen 53 und 56 kg/mm². Die größte Zahl der Proben lag mit ihrer Zugfestigkeit in der Nähe von 55 kg/mm².

Dehnung bei Längsproben. Von den 1506 Proben haben alle der Bedingung = $\delta_{10} \geq 18$ % genügt. 66,4 % der Proben liegen zwischen 21 und 24 %. Nur 3,9 % liegen unter 20 % und 20,5 % der Proben haben eine Dehnung von 25 bis 30 %.

Dehnung bei Querproben. Von den 212 Breiteisen, die ausnahmslos aus Siemens-Martin-Stahl bestehen, waren 23 Proben ungenügend. Es kamen Dehnungen vor:

| | | | | | |
|---|-------|-----|-----|----|---|
| 1 | Stück | von | nur | 8 | % |
| 1 | „ | „ | „ | 10 | „ |
| 3 | „ | „ | „ | 11 | „ |
| 1 | „ | „ | „ | 12 | „ |
| 1 | „ | „ | „ | 13 | „ |
| 1 | „ | „ | „ | 14 | „ |
| 4 | „ | „ | „ | 15 | „ |
| 6 | „ | „ | „ | 16 | „ |
| 5 | „ | „ | „ | 17 | „ |

während bei 164 Blechen nur ein Blech mit 17 % Dehnung nicht ganz genügte. 1 Blech mit 21 % Dehnung bestand aus Thomasstahl. Bemerkenswert ist, daß 12 % der Breiteisen und Bleche 18 % Dehnung und 72,3 % zwischen 18 und 22 % Dehnung hatten. Die größte Dehnung betrug 28 %. Aus den Vergleichen der Dehnung bei Längs- und Querproben (Abb. 3 u. 4) geht die bekannte Tatsache deutlich hervor, daß die Dehnung bei Querproben durchschnittlich um etwa 2 % niedriger als bei Längsproben ist. Aus dieser Statistik ergibt sich, daß man bei Breiteisen zu Knotenblechen wegen der Dehnung bei Querproben eher mit Fehlproben zu rechnen hat, als wenn von vornherein Bleche vorgesehen werden. Es könnte ohne weiteres für die Mindestdehnung bei Längsproben 20 % vorgeschrieben werden, während es bei der Dehnung bei Querproben bei 18 % bleiben kann.

Feststellung der Streckgrenze. Bei der Einführung des hochwertigen Baustahls St. 48 war als Abnahmebedingung auch die Einhaltung einer Mindeststreckgrenze, nämlich von 30 kg/mm², gestellt. Die Mindestfestigkeit war hierbei nicht vorgeschrieben, sondern nur die größte Zugfestigkeit mit 58 kg/mm², um keinen zu harten Werkstoff zu bekommen. Als aber bei einer Abnahme infolge von ungeeigneten Prüf-

²⁾ Es fällt auf, daß bei den Querproben keine unter 50 kg/mm² war wie bei den Längsproben. Es mag dies z. T. zufällig sein, weil die Zahl der Querproben an sich schon geringer war, z. T. damit zusammenhängen, daß es sich fast nur um Siemens-Martin-Stahl handelt.

maschinen und zu großer Zerreißgeschwindigkeit eine (unrichtige) Streckgrenze von 30 kg/mm² bei einem Stahl von 43 bis 44 kg/mm² Zugfestigkeit festgestellt wurde, ist in der Sitzung in Oberhausen am 5. November 1924 vereinbart worden, nur die Bruchspannung (von 48 bis 58 kg/mm²), zunächst aber keine Mindeststreckgrenze vorzuschreiben. Die Reichsbahn-Gesellschaft behielt sich jedoch vor, nach Jahresfrist erneut auf die Vorschrift wegen der Streckgrenze zurückzukommen.

Seitens des Eisenbahn-Zentralamts wurden die Abnahmebeamten am 2. Januar 1925 mit folgender Anweisung zur Bestimmung der Streckgrenze versehen:

„Nach DIN 1602, Ziff. 5, wird die Streckgrenze beim Zugversuch am Abfallen des Hebels bei Zerreißmaschinen mit Laufgewicht oder am Stehenbleiben des Lastanzeigers bei Preßwassermaschinen in allen Fällen erkannt, wo der Werkstoff an sich eine ausgeprägte Streckgrenze besitzt. Das ist in der Regel der Fall bei Stahlsorten mit mäßigem Kohlenstoffgehalt (z. B. $\sigma_B < 60$ kg/mm²), also auch bei hochwertigem Baustahl St. 48. Beim Zugversuch an Werkstoffen, welche keine ausgeprägte Streckgrenze besitzen, z. B. meist bei vergüteten Stählen, ist nach gleicher DIN 1602 die sogenannte 0,2-Grenze zu bestimmen. Hierzu wird die nötige Belastung aus Querschnitt des Probestabes mal vorgeschriebener Spannung an der Streckgrenze errechnet, z. B. $300 \text{ mm}^2 \cdot 30 \text{ kg/mm}^2 = 9 \text{ t}$. Der Probestab wird nun bis zu diesem Wert belastet und wieder vollständig entlastet. Sodann wird geprüft, ob die zu Beginn des Versuchs angerissene Meßlänge von 100 bzw. 200 mm nach der Entlastung noch vorhanden ist, oder welche bleibende Verlängerung eingetreten ist. Beträgt der Abstand der Marken der ursprünglichen Meßlänge nicht mehr als 100,2 mm bzw. 200,4 mm, so gilt die Streckgrenze als noch nicht überschritten und die Anforderung als erfüllt. Wird ein größerer Betrag bleibender Dehnung festgestellt, so ist die Beurteilung hinsichtlich der Streckgrenze als nicht bedingungsgemäß auszusprechen.

Der Dehnungsvorgang kann an einzelnen Meßvorrichtungen, welche am Zerreißstab angeklammert werden, z. B. am Dehnungsmesser Bauart Martens-Kennedy, in vergrößertem Maßstab 1:25 oder auch 1:50 deutlich verfolgt werden. Bei Benutzung eines solchen Dehnungsmessers ist ein Herausnehmen des Probestabes nach seiner Entlastung zum Nachmessen der Meßlänge nicht erforderlich. Das Auge liest an der Skala des Dehnungsmessers den Wert der bleibenden Dehnung zufolge der Hebelvergrößerung leicht und sicher ab, z. B. für 0,2 % Verlängerung einen Zeigerweg von 5 mm beim Apparat mit Vergrößerung 1:25. Der Dehnungsmesser ist nach Feststellung der Streckgrenze vom Probestab abzunehmen, um Beschädigungen zu vermeiden.

Hat der Stab den Wert für die Streckgrenze erfüllt, so wird der Zugversuch zur Bestimmung der übrigen Werte für Zugfestigkeit, Dehnung und Querschnittverminderung wie üblich, d. h. nach DIN 1602, durchgeführt.


Solange der Normenausschuß der Deutschen Industrie die in den DIN noch mangelnde Festsetzung über die anzuwendende Zerreißgeschwindigkeit nicht getroffen hat, sind bei allen Zerreißversuchen folgende Grenzen einzuhalten:

1. Bis zur Belastung an der Streckgrenze eine Belastungssteigerung nicht größer als 0,5 kg auf 1 mm² Querschnitt in der Sekunde, entsprechend einem Zeitaufwand von 1 Minute für die Belastungszunahme von 0 auf etwa 10 t bei Flußstahlproben von rd. 314 mm² Querschnitt (Regelstab mit Dmr. = 20 mm).

2. Jenseits der Streckgrenze und bei Zugversuchen ohne Feststellung der Streckgrenze eine Belastungszunahme nicht größer als 1,0 kg auf 1 mm² Probequerschnitt in der Sekunde, entsprechend einem Zeitaufwand von 1/2 Minute für die Belastungszunahme um rd. 10 t.


Voraussetzung für richtige Feststellung ist ordnungsmäßiger Zustand der Zerreißmaschine (vgl. DIN 1604). Die

Tabelle 5.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | |
|---|-----------------------|---|-----|-----|------|------|------|------|------|-----|-----|-----|-----|----|----|------------------------------------|------|
| Gegenstand | Herstellungsverfahren | Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Streckgrenze bei Längsproben kg/mm ² | | | | | | | | | | | | | | Gesamtzahl der abgenommenen Proben | |
| | | <30 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 >40 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Stückzahl | | | | | | | | | | | | | | | |
| I und E Eisen | T | — | — | 9 | 17 | 13 | 12 | 6 | 2 | — | — | — | — | — | — | — | 59 |
| | M | ② | 4 | 2 | 4 | 1 | 11 | 16 | 6 | 4 | 2 | — | — | — | — | — | 50 |
| L,  und Breiteisen | T | ⑧ | 13 | 21 | 17 | 19 | 28 | 19 | 9 | 10 | 4 | 3 | 1 | — | — | — | 144 |
| | M | ⑭ | 46 | 84 | 105 | 136 | 186 | 204 | 151 | 87 | 30 | 10 | 11 | — | — | — | 1050 |
| Bleche | T | — | — | — | — | — | 1 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 1 |
| | M | ⑦ | 6 | 28 | 31 | 29 | 24 | 18 | 11 | 6 | 4 | 1 | — | — | — | — | 161 |
| Im ganzen Stück | | ③① | 69 | 144 | 174 | 198 | 262 | 263 | 182 | 107 | 40 | 14 | 12 | — | — | — | 1465 |
| also in % | | ②,1 | 4,7 | 9,8 | 11,9 | 13,5 | 17,9 | 17,9 | 12,4 | 7,3 | 2,7 | 1,0 | 0,8 | — | — | — | |

Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl.
○ = Nicht den Bedingungen entsprechend.

Tabelle 6.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | |
|---|-----------------------|--|-----|-----|-----|------|------|------|------|-----|-----|-----|-----|----|----|------------------------------------|-----|
| Gegenstand | Herstellungsverfahren | Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Streckgrenze bei Querproben kg/mm ² | | | | | | | | | | | | | | Gesamtzahl der abgenommenen Proben | |
| | | <30 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 >40 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Stückzahl | | | | | | | | | | | | | | | |
| I und E Eisen | T | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | M | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| L,  und Breiteisen | T | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | M | — | — | 9 | 11 | 18 | 36 | 73 | 44 | 21 | 10 | 9 | 6 | — | — | — | 237 |
| Bleche | T | — | — | — | — | — | — | 1 | — | — | — | — | — | — | — | — | 1 |
| | M | ① | 12 | 22 | 22 | 33 | 26 | 26 | 9 | 6 | 6 | — | — | — | — | — | 163 |
| Im ganzen Stück | | ① | 12 | 31 | 33 | 51 | 62 | 100 | 53 | 27 | 16 | 9 | 6 | — | — | — | 401 |
| also in % | | ①,02 | 3,0 | 7,7 | 8,2 | 12,7 | 15,5 | 25,0 | 13,2 | 6,7 | 4,0 | 2,2 | 1,5 | — | — | — | |

Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl.
○ = Nicht den Bedingungen entsprechend.

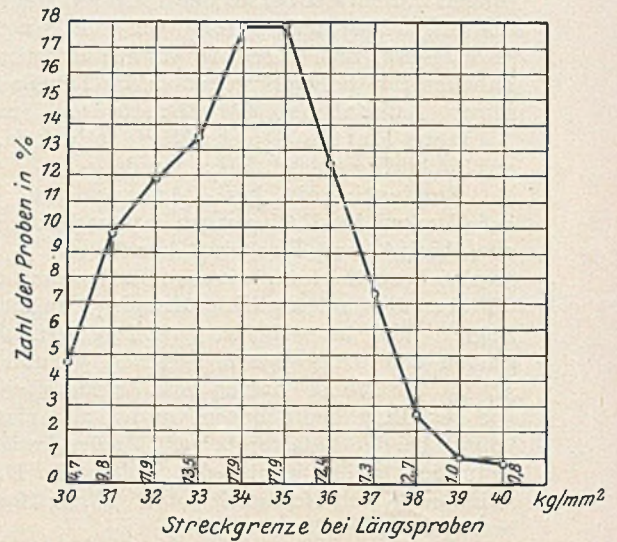


Abb. 5.

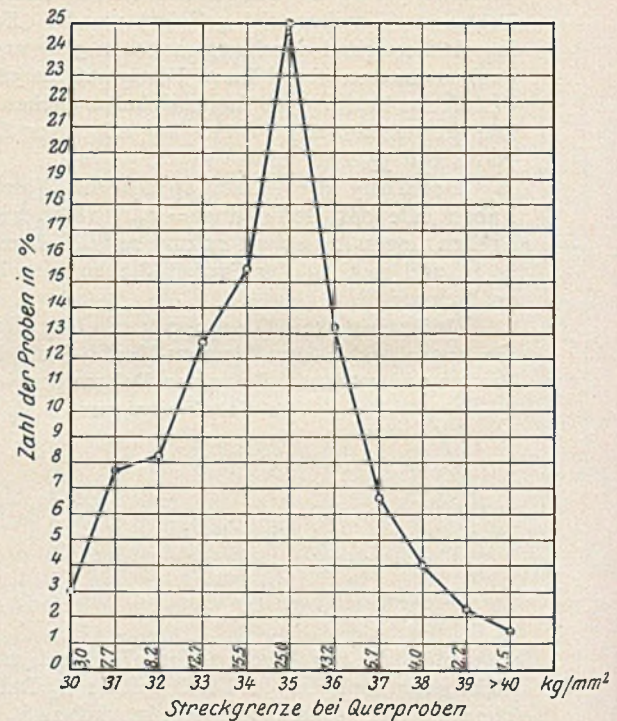


Abb. 6.

Lieferwerke sind vertragsmäßig für einwandfreies Prüfgerät verantwortlich und der Abnahmebeamte ist verpflichtet, sich vom ordnungsmäßigen Zustand der Zerreißmaschine zu überzeugen, z. B. ob die Maschine stoßfrei arbeitet, bei Laufgewichtsmaschinen, ob die Zungen während des ganzen Versuchs Gleichgewicht zwischen Zug und Spannung anzeigen, d. h. in gleichmäßiger Höhe sich gegenüberstehen.“

Seit die Lieferwerke sich mit guten und zuverlässigen Prüfmaschinen und Apparaten versehen haben, hat die Bestimmung der Streckgrenze nach der obigen Anweisung keine Schwierigkeiten mehr bereitet. Wie aus der Tabelle 5 zu ersehen ist, war bei Längsproben die Mindeststreckgrenze von 30 kg/mm² — abgesehen von Proben, die ohnedies nicht bedingungsgemäß waren (meist zu geringe Bruchspannung) — glatt eingehalten. Die mittlere Streckgrenze, wie sie sich aus 1465 Proben ergeben hat, war rd. 34 kg/cm². Es bestehen also keinerlei Bedenken, in den Abnahmevorschriften eine Mindeststreckgrenze bei Längsproben von 31 kg/cm², wie ursprünglich von der Reichsbahn-Gesellschaft gewünscht, vorzuschreiben. Bei Querproben könnte man sich mit 30 kg/mm² Spannung an

der Streckgrenze begnügen. Wenn der Versuch nach dem 1. Absatz der vorstehenden Bestimmung der Streckgrenze unter Einhaltung der vorgesehenen Zerreißgeschwindigkeit ausgeführt wird, so kann einwandfrei festgestellt werden, ob die Mindeststreckgrenze erreicht ist. Wie schon früher dargelegt, muß seitens der Reichsbahn-Gesellschaft größter Wert auf die Streckgrenze als Abnahmevorschrift gelegt werden. (Dies ist bei der Abnahme von Federstahl und Kuppelungsstahl schon jetzt vorgeschrieben.) Bei den Querproben ist die Bedingung Mindeststreckgrenze ≥ 30 kg/cm² bei 402 Proben mit einer Ausnahme ohne weiteres erreicht worden.

Faltversuche. Bei den vorgeschriebenen Faltversuchen zeigten sich nur ganz wenige Versager. Die Ersatzproben genügten in der Regel. Die Bedingungen:

„Dorndurchmesser = doppelter Dicke der Probe ist keine strenge Vorschrift für St. 48.“

Chemische Analysen. Bei den jetzt gültigen Vorschriften ist der Höchstgehalt an Phosphor und Schwefel nicht vorgeschrieben. Da etwaige grobe Verunreinigungen des Baustoffes durch Schwefel und Phosphor auf dem Wege

Tabelle 7.

| I | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 |
|---|-----------------------|---|------|----|------|------|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|------------------------------------|
| Gegenstand | Herstellungsverfahren | Von den bis i. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Güteziffer ($\sigma_B + \delta_{10}$) bei Längsproben | | | | | | | | | | | | | | Gesamtzahl der abgenommenen Proben |
| | | <66 | 66 | 67 | 68 | 69 | 70 | 71 | 72 | 73 | 74 | 75 | 76 | 77 | >78 | |
| | | Stückzahl | | | | | | | | | | | | | | |
| I und E Eisen | T | — | — | — | 1 | 1 | 1 | — | 5 | 3 | 5 | 7 | 6 | 8 | 19 | 56 |
| | M | — | — | — | — | — | 1 | 3 | 4 | 5 | 10 | 10 | 5 | 8 | 10 | 56 |
| L,  und Breiteisen | T | — | 1 | — | 2 | 3 | 3 | 11 | 8 | 8 | 25 | 20 | 21 | 16 | 31 | 149 |
| | M | — | — | — | — | 1 | 1 | 14 | 22 | 65 | 110 | 108 | 154 | 180 | 417 | 1072 |
| Bleche | T | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 1 | — | 1 |
| | M | — | — | — | 1 | — | — | 1 | 3 | 11 | 10 | 33 | 31 | 27 | 48 | 165 |
| Im ganzen Stück | | — | 1 | — | 4 | 5 | 6 | 29 | 42 | 92 | 160 | 178 | 217 | 240 | 525 | 1499 |
| also in % | | — | 0,06 | — | 0,27 | 0,33 | 0,4 | 1,9 | 2,8 | 6,1 | 10,7 | 11,9 | 14,5 | 16,0 | 35,0 | |

Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl.

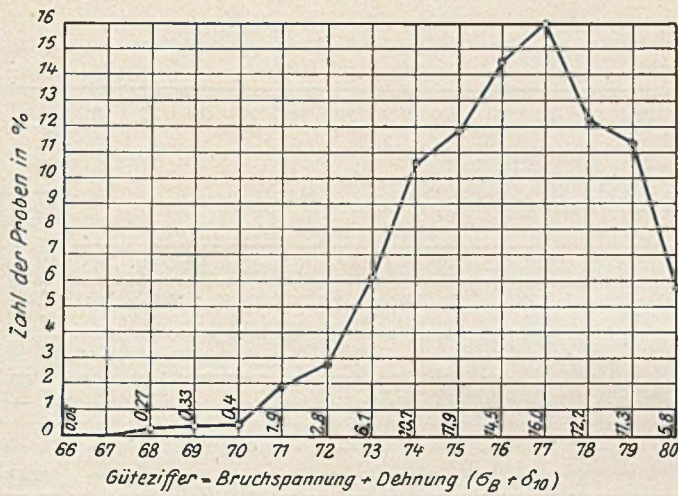


Abb. 7

nung ($\delta_{10} = 18 \%$) wäre die Güteziffer

$$\sigma_B + \delta_{10} = 58 + 18 = 76.$$

Will man nun erreichen, daß bei kleinerer Zugfestigkeit die Dehnung entsprechend höher ist, und berücksichtigt man, daß die Werke im allgemeinen auf eine mittlere Zugfestigkeit

$$\sigma_B = \frac{48 + 58}{2} = 53 \text{ kg/mm}^2$$

hinarbeiten werden, und daß ferner die Dehnung von 18% auch bei Querproben erreicht werden muß, so daß bei Längsproben eine Dehnung von $\delta_{10} = 20 \%$ erreicht werden wird, dann ergibt sich als erforderliche Vorschrift, daß die Güteziffer

$$\sigma_B + \delta_{10} = 53 + 20 = 73$$

sein soll. Die Statistik ist aus der Tabelle 7 für die Längsproben zu entnehmen.

Sieht man von Breiteisen ab, deren Verwendung zu Knotenblechen nur dann nicht zu beanstanden ist, wenn die

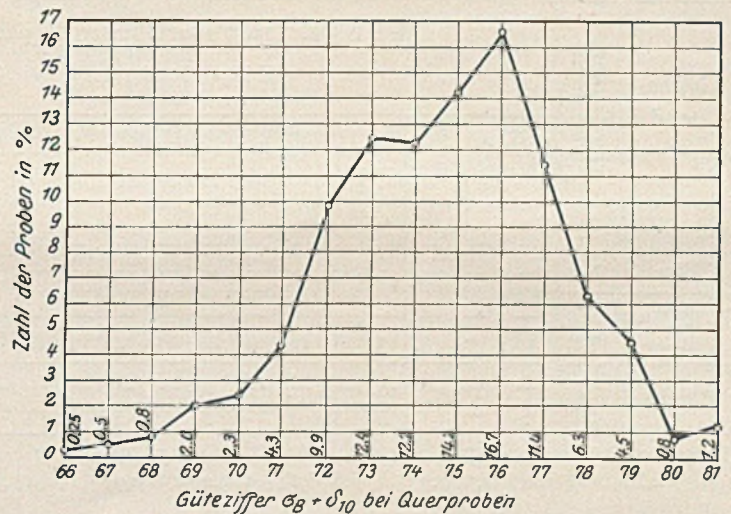


Abb. 8.


der Festigkeitsprüfung und Kaltversuche nicht festgestellt werden können, wird folgende Ergänzungsvorschrift für die Lieferung von hochwertigem Baustahl vorgeschlagen:

„Es ist Sache des liefernden Werkes, dafür zu sorgen,

daß schon von den Rohblöcken der Kopf so weit abgeschnitten wird, daß der Gehalt an Schwefel und Phosphor nicht mehr als je $0,06 \%$, zusammen jedoch nicht mehr als $0,1 \%$ beträgt. Der Abnahmebeamte muß sich davon überzeugen können, daß die hierzu erforderlichen Analysen seitens der Werke ständig vorgenommen werden. Auch behält sich die Reichsbahn-Gesellschaft vor, solche Analysen stichprobenweise selbst vornehmen zu lassen.“


Güteziffer. Unter Güteziffer wird hier die Summe aus Zugfestigkeit σ_B und Dehnung δ_{10} beim Langstab verstanden ($\sigma_B + \delta_{10}$). Bei der niedrigsten zulässigen Zugfestigkeit ($\sigma_B = 48 \text{ kg/mm}^2$) und der kleinsten zulässigen Dehnung ($\delta_{10} = 18 \%$) wäre die Güteziffer $\sigma_B + \delta_{10} = 48 + 18 = 66$. Bei der höchsten Zugfestigkeit ($\sigma_B = 58 \text{ kg/mm}^2$) und der kleinsten Deh-

Tabelle 8.

| I | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 |
|---|-----------------------|--|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------------------------------------|
| Gegenstand | Herstellungsverfahren | Von den bis i. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Güteziffer ($\sigma_B + \delta_{10}$) bei Querproben | | | | | | | | | | | | | | Gesamtzahl der abgenommenen Proben |
| | | <66 | 66 | 67 | 68 | 69 | 70 | 71 | 72 | 73 | 74 | 75 | 76 | 77 | <78 | |
| | | Stückzahl | | | | | | | | | | | | | | |
| I und E Eisen | T | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | M | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| L,  und Breiteisen | T | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | M | ⑤ | 1 | 2 | 3 | 8 | 8 | 12 | 29 | 34 | 32 | 39 | 30 | 15 | 17 | 230 |
| Bleche | T | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 1 | — | 1 |
| | M | — | — | — | — | — | 1 | 5 | 10 | 15 | 16 | 17 | 36 | 29 | 35 | 164 |
| Im ganzen Stück | | ⑤ | 1 | 2 | 3 | 8 | 9 | 17 | 39 | 49 | 48 | 56 | 66 | 45 | 52 | 395 |
| also in % | | | 0,25 | 0,5 | 0,8 | 2,0 | 2,3 | 4,3 | 9,9 | 12,4 | 12,2 | 14,2 | 16,7 | 11,4 | 13,2 | |


Erläuterung: T = Thomasstahl. M = Siemens-Martin-Stahl. ⑤ = Nicht den Bedingungen entsprechend.

Tabelle 9.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 |
|--|-----------------------|---|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|-----------|-------------|-------------|-------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------------------------------|
| Gegenstand | Herstellungsverfahren | Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten eine Einschnürung $\psi = \frac{\Delta F}{F_0} \cdot 100\%$ bei Längsproben | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | Gesamtzahl der abgenommenen Proben |
| | | ≤ 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 ≥ 60 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Stückzahl | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| I und C Eisen | T | 1 | — | — | 2 | 2 | 2 | — | 1 | 2 | 3 | 5 | 3 | 3 | 6 | 7 | 4 | 3 | 3 | 3 | 1 | 4 | — | 1 | — | — | — | 56 |
| | M | 1 | — | — | — | — | — | 1 | — | — | 1 | — | 5 | 2 | 6 | 7 | 2 | 4 | 1 | 6 | 6 | 4 | 4 | 3 | 3 | 1 | 2 | 54 |
| L,  u. Breiteisen | T | 1 | 1 | 2 | 4 | 3 | — | 1 | 5 | 2 | 6 | 7 | 13 | 9 | 8 | 7 | 11 | 7 | 14 | 14 | 11 | 7 | 6 | 5 | 1 | 4 | — | 149 |
| | M | 1 | — | — | 1 | 3 | 6 | 1 | 3 | 6 | 5 | 12 | 17 | 25 | 23 | 45 | 79 | 65 | 98 | 98 | 106 | 94 | 59 | 53 | 25 | 20 | 28 | 873 |
| Bleche | T | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 1 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 1 |
| | M | 3 | — | — | — | 1 | 1 | 2 | 4 | 1 | 4 | 1 | 4 | 3 | 4 | 3 | 6 | 10 | 11 | 7 | 9 | 4 | 3 | 2 | — | 1 | — | 84 |
| Im ganzen Stück also in % | | 7 0,6 | 1 0,1 | 2 0,2 | 7 0,6 | 9 0,7 | 9 0,7 | 5 0,4 | 13 1,1 | 11 0,9 | 19 1,6 | 25 2,1 | 43 3,5 | 42 3,5 | 47 3,9 | 69 5,7 | 102 8,4 | 89 7,3 | 127 10,4 | 128 10,5 | 133 11,0 | 113 9,3 | 71 5,8 | 64 5,3 | 26 2,1 | 27 2,2 | 28 2,3 | 1217 |


Erläuterung: T = Thomasstahl, M = Siemens-Martin-Stahl.

Tabelle 10.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 |
|--|-----------------------|---|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----|----|----|----|------------------------------------|
| Gegenstand | Herstellungsverfahren | Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten ein Verhältnis Einschnürung $\psi = \frac{\Delta F}{F_0} \cdot 100\%$ bei Querproben. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | Gesamtzahl der abgenommenen Proben |
| | | ≤ 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 ≥ 60 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Stückzahl | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| I und C Eisen | T | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | M | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| L,  u. Breiteisen | T | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | M | 28 | 7 | 3 | 13 | 18 | 16 | 16 | 24 | 17 | 12 | 12 | 14 | 8 | 8 | 7 | 5 | 3 | 3 | 5 | 1 | 2 | 1 | — | — | — | — | 223 |
| Bleche | T | — | — | — | — | — | — | — | — | 2 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | M | 5 | — | 1 | 3 | 3 | 3 | 1 | 3 | 6 | 3 | 4 | 12 | 6 | 9 | 8 | 2 | 6 | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 | 1 | — | — | — | 83 |
| Im ganzen Stück also in % | | 33 10,7 | 7 2,3 | 4 1,3 | 16 5,2 | 21 6,8 | 19 6,2 | 17 5,5 | 29 9,4 | 23 7,5 | 15 4,9 | 16 5,2 | 26 8,4 | 14 4,5 | 17 5,5 | 15 4,9 | 7 2,3 | 9 2,9 | 4 1,3 | 7 2,3 | 3 1,0 | 4 1,3 | 2 0,6 | — | — | — | — | 308 |

Erläuterung: T = Thomasstahl, M = Siemens-Martin-Stahl.

Tabelle 11.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 |
|--|-----------------------|--|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|-------------|-------------|-------------|------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|------------------------------------|
| Gegenstand | Herstellungsverfahren | Von den bis 1. 7. 1925 ausgeführten Versuchen hatten ein Verhältnis der Streckgrenze zur Bruchspannung $\frac{\sigma_s}{\sigma_B}$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | Gesamtzahl der abgenommenen Proben |
| | | $< 0,53$ 0,53 0,54 0,55 0,56 0,57 0,58 0,59 0,60 0,61 0,62 0,63 0,64 0,65 0,66 0,67 0,68 0,69 0,70 0,71 0,72 0,73 0,74 0,75 0,76 $\geq 0,77$ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | Stückzahl | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| I und C Eisen | T | — | — | — | — | 2 | 2 | — | 3 | 1 | 6 | 4 | 7 | 6 | 14 | 5 | 1 | 3 | — | 1 | — | — | — | — | — | 1 | — | 56 |
| | M | — | 1 | — | — | 1 | 3 | 1 | 4 | 2 | 2 | 2 | 5 | 11 | 7 | 2 | 10 | 2 | 1 | 4 | 1 | — | — | — | — | — | — | 59 |
| L,  u. Breiteisen | T | — | — | — | — | — | 3 | 3 | 6 | 8 | 4 | 10 | 8 | 13 | 21 | 15 | 26 | 10 | 10 | 7 | 3 | — | — | — | 1 | — | 1 | 149 |
| | M | ① | 2 | 8 | 13 | 24 | 30 | 28 | 57 | 67 | 60 | 70 | 135 | 123 | 150 | 74 | 86 | 42 | 41 | 18 | 14 | 8 | 6 | 3 | — | — | 5 | 1064 |
| Bleche | T | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 1 | 1) | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 1 |
| | M | — | 5 | 1 | 4 | 5 | 7 | 11 | 11 | 16 | 20 | 22 | 19 | 18 | 10 | 4 | 5 | 4 | 2 | 1 | — | — | — | — | — | — | — | 165 |
| Im ganzen Stück also in % | | ① | 8 0,5 | 9 0,6 | 17 1,1 | 32 2,1 | 45 3,0 | 43 2,9 | 81 5,4 | 94 6,4 | 92 6,2 | 109 7,3 | 174 11,6 | 171 11,4 | 202 13,5 | 100 6,7 | 128 8,6 | 61 4,1 | 54 3,6 | 31 2,1 | 18 1,2 | 8 0,5 | 6 0,4 | 3 0,2 | 1 0,1 | 1 0,1 | 6 0,4 | 1494 |

Erläuterung: T = Thomasstahl, M = Siemens-Martin-Stahl. ① = nicht den Bedingungen entsprechend.

Güteziffer mindestens 73 ist, so ergibt sich, daß mit geringen Ausnahmen, nämlich bei:

$\overbrace{(1 + 2 + 3 + 3 + 11 + 8)}^{\text{L und Bleche}} + \overbrace{(1 + 1 + 3)}^{\text{Bleche}} = 33$ Proben von 1499 oder nur 2,2 % die Güteziffer von 73 nicht erreicht haben,

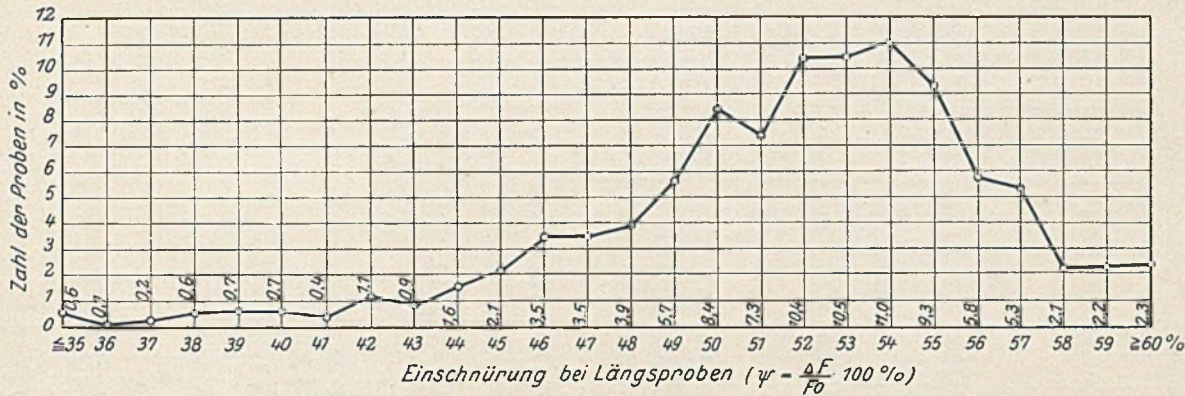


Abb. 9.

während bei 10,7 % die Güteziffer 74
 „ 11,9 „ „ „ 75
 „ 14,5 „ „ „ 76
 „ 16,0 „ „ „ 77
 „ 12,2 „ „ „ 78
 „ 11,3 „ „ „ 79
 „ 5,8 „ „ „ 80
 „ rd. 6 „ „ „ 81 ist.

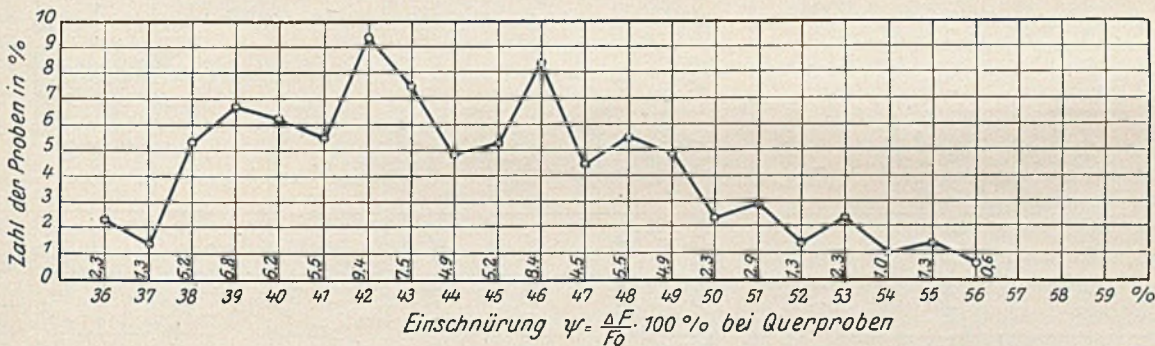


Abb. 10.

Zum Vergleich ist in Tabelle 8 und der Abb. 8 die Statistik für Querproben aufgetragen. Schreibt man bei den Längsproben die Güteziffer $\sigma_B + \delta_{10} > 73$ vor und nimmt man an, daß bei den Querproben die Dehnung um 2 % geringer als bei Längsproben ist, so würde die den Querproben entsprechende Güteziffer $73 - 2 = 71$ sein. Diese Vorschrift wäre bei Blechen

mit einer Ausnahme glatt erfüllt, dagegen genügen bei den Breiteisen, wenn man die fünf Fehlproben nicht berücksichtigt, 22 von 230 Proben oder 9,6 % der Güteziffer nicht. Für die Querproben soll indes eine Güteziffer nicht vorgeschrieben werden, sondern nur die Zugfestigkeit $\sigma_B = 50$ bis 58 kg/mm^2 bei einer Mindestdehnung $\delta_{10} \geq 18 \%$.

Einschnürung.

Aus der Tabelle 9 und der Abb. 9 gehen die festgestellten Werte der Einschnürung

$$\psi = \frac{F - F_0}{F_0} \cdot 100 \%$$

bei Längsproben hervor, während Tab. 10 und Abb. 10 die Einschnürung bei Querproben zeigen. Aus dem Vergleich beider Schaulinien geht deutlich hervor, daß sich bei Querproben wesentlich geringere Einschnürungen ergeben.

Verhältnis der Spannung an der Streckgrenze zur Bruchspannung. Aus Tabelle 11 und der Abb. 11 geht das Verhältnis der Spannung an der Streckgrenze zur Bruchspannung $\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$ hervor. Dieses Verhältnis ist nur in einem Fall $< 0,53$.

Diese Probe scheidet aber aus, weil die Bruchlast nicht bedingungsgemäß war;

bei 13,5 % der Proben war $\frac{\sigma_S}{\sigma_B} = 0,65$,
 bei 28,0 % der Proben war $\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$ noch größer als 0,65.

Da nun die kleinste zulässige Bruchspannung $= 48 \text{ kg/mm}^2$ ist und bei den bedingungsgemäß befundenen Proben eine Spannung von mindestens 30 kg/mm^2 an der Streckgrenze fest-

gestellt wurde, so war in diesem Fall $\frac{\sigma_S}{\sigma_B} = \frac{30}{48} = 0,625$. Bei der größten Bruchspannung $\sigma_B = 58 \text{ kg/mm}^2$ und $\sigma_S = 30 \text{ kg/mm}^2$ Spannung an der Streckgrenze wäre das Verhältnis

$$\frac{\sigma_S}{\sigma_B} = \frac{30}{58} = 0,52,$$

in Wirklichkeit ist aber bei den bedingungsgemäßen Proben $\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$ mindestens 0,53 gewesen. Die kleinste Spannung an der Streckgrenze muß also in diesem Fall größer als 31 kg/cm^2 gewesen sein. Man wird im allgemeinen bei dem hochwertigen Baustahl

bei einer Bruchspannung $\sigma_B \geq 48 \leq 53$ mit einem $\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$ von mindestens 0,63 bis 0,58

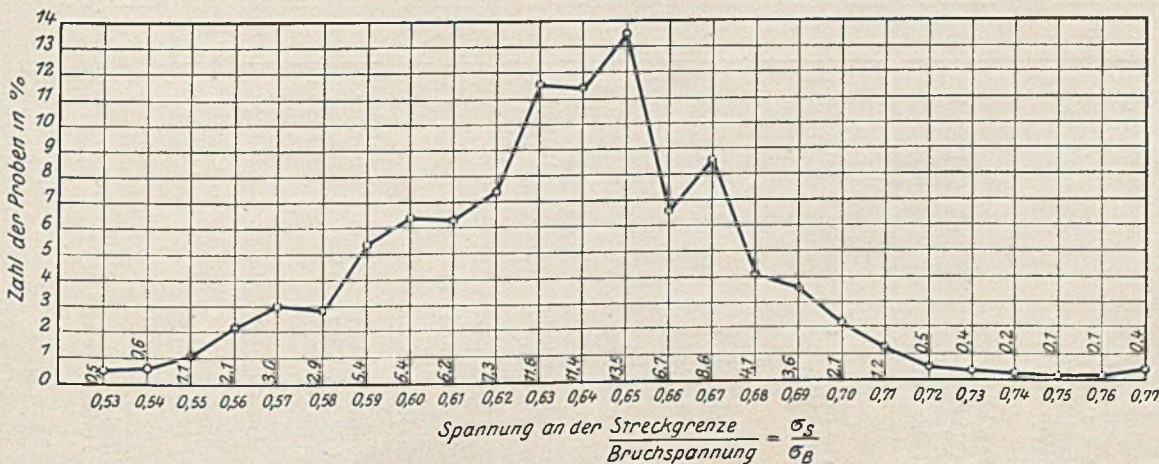


Abb. 11.

Tabelle 12. Gewichtsparnis bei eisernen Eisenbahnbrücken, wenn statt Flußstahl St. 37 hochwertiger Baustahl St. 48 verwendet wird.

| Nr. | Bezeichnung der Brücke | Reichsbahndirektion | Bauart | Stützweite | ein- od. zweifelh. | Eisengewicht | | | | | | | | | | | | Von der ganzen Gewichtsparnis entfallen auf | | Bemerkungen | | |
|-----|---|---------------------|---|-------------------------|--------------------|---------------------|--------|----------------|--------|------------------|---------------|--------|--------|-------------------------------|--------|--------|--------|---|--------|-------------|---------------|---|
| | | | | | | Hauptträger (H) bei | | | | Fahrbahn (F) bei | | | | Quer- u. Windverbände (Q) bei | | | | Insgesamt ohne Lager bei | | | Hauptträger % | Querwindverbände % |
| | | | | | | St. 37 | St. 48 | St. 37 | St. 48 | St. 37 | St. 48 | St. 37 | St. 48 | St. 37 | St. 48 | St. 37 | St. 48 | St. 37 | St. 48 | | | |
| 1 | Tauberbrücke bei Gerlachsheim in km 117,928 Heidelberg—Würzburg | Karlsruhe | Blechträger, Trogbrücke | 19,2 | e | 22,50 | 20,25 | 2,25 (10,0 %) | 13,95 | 12,50 | 1,45 (10,4 %) | 3,40 | 2,00 | 1,40 (41,2 %) | 42,30 | 36,55 | 5,75 | 13,6 | 5,32 | 3,42 | 3,31 | 1) Einschl. des 2,45 t bei St. 37 und des 1,80 t bei St. 48 tragenden Gewichts der Gehwege. Die Gewichtsparnis beträgt bei den Gehwegen 1,53 %. |
| 2 | Beeckbrücke in km 64,6 Allenstein—Kobbelbude | Königsberg | Desgl. | 21,2 | e | 23,15 | 20,04 | 3,11 (13,4 %) | 18,28 | 13,26 | 5,02 (27,4 %) | 1,45 | 1,35 | 0,10 (6,9 %) | 42,88 | 34,65 | 8,23 | 19,2 | 7,25 | 11,75 | 0,2 | 2) Ohne Fußwege. St. 48 wurde nur für die Stehbleche, Gurtungen, Eckbleche und Anschlußwinkel verwendet. |
| 3 | Wie bei Nr. 1 Mittelöffnung | Karlsruhe | Trapezfachwerk, Fahrbahn unten | 37,2 | e | 69,0 | 59,6 | 9,4 (13,6 %) | 27,2 | 26,1 | 1,1 (4,0 %) | 7,3 | 4,9 | 2,4 (32,9 %) | 108,5 | 94,4 | 14,1 | 13,0 | 8,65 | 1,01 | 2,21 | 3) Einschl. des 5,0 t bei St. 37 und des 3,8 t bei St. 48 tragenden Gewichts der Gehwege. Die Gewichtsparnis beträgt bei den Gehwegen 1,1 %. |
| 4 | Mainbrücke bei Klein-Auheim in km 86,12 Eberbach—Hanau | Mainz | Desgl. | 45,8 | e | 91,39 | 70,33 | 21,06 (23,0 %) | 29,66 | 24,03 | 5,63 (19,0 %) | 7,85 | 6,92 | 0,93 (11,8 %) | 128,9 | 101,3 | 27,6 | 21,4 | 16,35 | 4,37 | 0,72 | Für untergeordnete Teile wurde auch bei der Brücke aus St. 48 St. 37 verwendet. |
| 5 | Elbebrücke bei Wittenberg | Halle | Desgl. | 46,0 | e | 86,6 | 70,1 | 16,5 (19,0 %) | 31,7 | 23,2 | 8,5 (26,8 %) | 9,1 | 8,5 | 0,6 (6,6 %) | 127,4 | 101,8 | 25,6 | 20,1 | 13,0 | 6,6 | 0,5 | |
| 6 | Neue Oderbrücke bei Küstrin | Osten | Fachwerkträger, Fahrbahn unten | 53,4 | e | 130,8 | 104,0 | 26,8 (20,4 %) | 44,6 | 38,7 | 5,9 (13,3 %) | 15,2 | 13,8 | 1,4 (9,1 %) | 190,6 | 156,5 | 34,1 | 17,9 | 14,1 | 3,1 | 0,7 | |
| 7 | Oderbrücke bei Cosel in km 4,634 Kandrzin—Ditsch.-Rasselwitz | Oppeln | Desgl. | 56,8 | z | 212,4 | 165,4 | 47,0 (22,1 %) | 87,8 | 78,3 | 9,5 (10,8 %) | 18,9 | 17,0 | 1,9 (10,1 %) | 319,1 | 250,7 | 58,4 | 18,3 | 14,7 | 2,9 | 0,6 | 1) Ohne Gehwege. |
| 8 | Moselbrücke bei Guls in km 3,597 Coblenz—Perl | Trier | Vollwandbogenträger, Fahrbahn oben | 66,0 | e | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 283,3 | 225,0 | 58,3 | 20,6 | — | — | — | 5) Ohne Gehwege und Lager. Gewicht für St. 37 überschlägig berechnet. |
| 9 | Desgl. | Desgl. | Desgl. | 66,0 | z | — | — | — | — | — | — | — | — | 520,0 | 416,7 | 103,3 | 19,9 | — | — | — | — | |
| 10 | Rheinbrücke bei Hochfeld | Cöln | Fachwerk, Fahrbahn unten | 2·104 126,0 189,0 | z | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 9000 | 6300 | 2700 | 30,0 | — | — | — | 6) Gewicht für St. 37 überschlägig berechnet. |
| 11 | Elbebrücke bei Hämmerthen | Hannover | Fachwerkträger zwischen 34,2 u. 105 m Stützweite, Gesamtlänge 800 m | — | z | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 6100 | 5110 | 990 | 16,2 | — | — | — | |
| 12 | Desgl., jedoch nur Flutbrücke | Desgl. | davon 9×34,2 m, Fahrbahn oben | — | z | — | — | — | — | — | — | — | — | 1520 | 1280 | 240 | 15,8 | — | — | — | — | |

und bei einer Bruchspannung $\sigma_B > 53 \leq 58$ mit einem $\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$ von mindestens 0,58 bis 0,53 rechnen können. Bei 65,3 % der Proben lag $\frac{\sigma_S}{\sigma_B}$ zwischen 0,61 und 0,67.

Hochwertiger Baustahl im Ausland. Großes Interesse bringt auch das Ausland dem hochwertigen Baustahl St. 48 entgegen, so namentlich die Schweiz, wo nach einem Bericht von Prof. M. Roß — veröffentlicht in der Schweizerischen Bauzeitung 1925, S. 43 u. f. — umfangreiche Versuche zwecks

her kommt es, daß das Gefüge bei St. 48 im ausgeglühten Zustand ziemlich grobkörnig ist (S. 44). Es wäre erwünscht, wenn die Versuche mit einem normalen St. 37 wiederholt würden.

Ausglühen der Bleche aus hochwertigem Baustahl. Aus den — insbesondere mit den Querproben vorgenommenen — Versuchsergebnissen geht hervor, und auch die bislang mit der Verwendung ausgeglühter Bleche aus hochwertigem Baustahl gemachten Erfahrungen bestätigen dies, daß keine Veranlassung vorliegt, in den Lieferungsbedingungen für Bleche aus hochwertigem Baustahl das Ausglühen vorzuschreiben.

Farbbezeichnung des hochwertigen Baustahls. Im Normenausschuß der Deutschen Industrie schweben z. Zt. Verhandlungen über eine systematische Farbbezeichnung der verschiedenen Stahlmarken; danach ist beabsichtigt, Stahlmarken mit Festigkeiten gleich der des hochwertigen Baustahls St. 48 mit gelber Farbe zu bezeichnen. Die Vorschrift für den hochwertigen Baustahl St. 48 müßte dann wie folgt geändert werden:

„Um Verwechslungen vorzubeugen, ist durch gelbe Ölfarbestreifen auf der ganzen Länge der einzelnen Walz-erzeugnisse für gute Kennzeichnung des hochwertigen Baustahls zu sorgen. Bei Blechen genügen in Abständen von rd. 1 m aus gelber Ölfarbe hergestellte Kreise, in die St. 48 in gelber Ölfarbe eingeschrieben ist.

Der hochwertige Baustahl ist streng getrennt von den andern Werkstoffen zu lagern und zu versenden.“

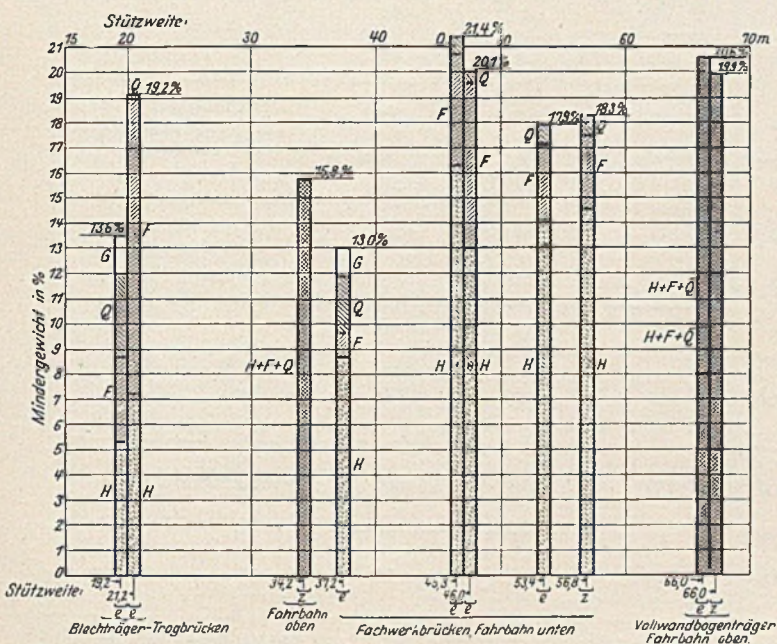
Bezeichnung der Niete aus hochwertigem Baustahl. Die Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 11. März 1925, 82 D 4678, lautet:

„Bei der Abnahme von Eisenbauten aus hochwertigem Baustahl St. 48 war oft die Feststellung, ob Niete aus St. 48 verwendet wurden, deshalb mit Schwierigkeiten verknüpft, weil das vorgeschriebene erhabene Zeichen „H“ auf dem Setzkopf nach dem Schlagen des Nietes kaum sichtbar oder ganz verschwunden war. Es erscheint deshalb notwendig, in den Gegenhaltern zum Schutz des Zeichens „H“ eine kleine Ausdehnung vorzusehen. Die Reichsbahndirektionen wollen die Eisenbauanstalten ersuchen, diese Maßnahme durchzuführen.“

Diese Ausdehnung scheint nach den eingegangenen Berichten allein noch nicht zu genügen, vielmehr ist es notwendig, den Setzkopf oben noch etwas abzuflachen. Das erhabene H bleibt alsdann beim Schlagen des Nietes erhalten. Um Verwechslungen auszuschließen, dürften „Fabrikzeichen“ auch aus anderen Buchstaben in dieser Art nicht mehr verwendet werden.

Gewichtersparnis bei Verwendung von St. 48 gegenüber von St. 37. Aus der Tabelle 12 geht die Gewichtersparnis bei eisernen Eisenbahnbrücken hervor, wenn statt Flußstahl St. 37 hochwertiger Baustahl St. 48 verwendet wird. Die Bauwerke sind nach Stützweiten geordnet. Die Angaben 1 bis 9 beziehen sich auf je einen Überbau und sind Entwürfen ausgeführter Brücken entnommen, für die Gewichtsberechnungen für beide Werkstoffe aufgestellt wurden. Lfd. Nr. 10 gibt die Gewichtersparnis bei der Rheinbrücke bei Hochfeld für alle Öffnungen zusammen. Bei dieser Brücke liegen ausführliche Entwürfe für St. 37 nicht vor, das Gewicht hierfür ist überschläglich ermittelt. Spalte 19 ergibt die Gewichtersparnis im ganzen, die zwischen 13 und 30 % schwankt. Die Spalten 21, 22 und 23 zeigen, wie sich diese Ersparnisse auf Hauptträger, Fahrbahn und Verbände verteilen. Je größer die Brücke ist, um so größer sind die Ersparnisse an den Hauptträgern und damit auch an der ganzen Brücke. Es zeigt sich, daß auch schon bei kleineren Brücken recht erhebliche Ersparnisse erzielt werden können, so bei Nr. 1 — Brückenstützweite 19,2 m — 13,6 %, bei Nr. 2 — Brückenstützweite 21,2 m — 19,2 %. Und auch bei der Fahrbahn sind die Ersparnisse z. T. beträchtlich, z. B. bei der Brücke Nr. 2 bis 11,75 % der ganzen Brücke. Die in () beigefügten Zahlen in den Spalten 9, 12, 15 geben die Gewichtersparnisse in Hundertteilen, wenn

| | | | |
|----------------|------------|-------------|------------|
| Hauptträger | aus St. 37 | mit solchen | aus St. 48 |
| Fahrbahnträger | „ St. 37 | „ „ | „ St. 48 |
| Verbände | „ St. 37 | „ „ | „ St. 48 |



Erläuterungen: Jeder der senkrechten Streifen gilt für einen Überbau, dessen Stützweite am Fuße des Streifens angegeben ist. e = einleisig, z = zweigleisig. Die Gesamthöhe eines Streifens gibt die Gewichtersparnis für den ganzen Überbau an; die Höhen der mit H, F, Q u. G bezeichneten Abschnitte zeigen, wie sich die gesamte Gewichtsveränderung auf die einzelnen Teile des Überbaues verteilt; es bedeutet: H = Hauptträger, F = Fahrbahn, Q = Quer- und Windverbände, G = Gebewege. Es handelt sich stets um das reine Eisengewicht des Überbaues ausschließlich der Lagerteile.

Abb. 12.

Prüfung der Festigkeitseigenschaften angestellt wurden. Die mit St. 37 und St. 48 angestellten Parallelversuche lassen den großen Unterschied in den Festigkeitseigenschaften beider Stahlsorten nicht so scharf wie sonst in Erscheinung treten, weil der verwendete St. 37 — wohl zufällig — ausnahmsweise hohe Zugfestigkeit ($\sigma_B = 41,0$ bis $49,6$ kg/mm²) und entsprechend hohe Spannungen an der Streckgrenze ($\sigma_S = 27,3$ bis $31,4$ kg/mm²) hatte bei einer Dehnung von 31 bis 24 %. Es ergab sich eine Spannung an der Streckgrenze von im Mittel $\sigma_S = 27,45$ kg/mm², während nach unseren Erfahrungen St. 37 im allgemeinen eine Streckgrenze von im Mittel 24 kg/mm² und oft noch weniger aufweist (Zugfestigkeit $\sigma_B = 37$ bis 45 kg/mm²). Dagegen scheint es sich bei dem untersuchten St. 48, der eine mittlere Spannung an der Streckgrenze von $\sigma_S = 31,95$ kg/mm² hatte, um einen normalen hochwertigen Baustahl St. 48 zu handeln. Ungewöhnlich hoch ist bei dem geprüften St. 37 das Verhältnis der Spannung an der Streckgrenze zur Zugfestigkeit ($\frac{\sigma_S}{\sigma_B} = 0,67$). Dieses Verhältnis wurde sonst

etwa zu 0,55 bis 0,60 festgestellt. Auffallend ist auch bei dem geprüften St. 37 der große Unterschied in der spezifischen Schlagarbeit bei den Kerbschlagversuchen im Anlieferungszustand (außen 14,4; innen 11,8 mkg/cm²) und ausgeglüht (außen 26,7; innen 25,2 mkg/cm²) (siehe S. 62 der Schweizerischen Bauzeitung 1925), was auf einen etwas ungleichmäßigen Baustoff schließen läßt. Aus der Abhandlung geht übrigens nicht hervor, ob das Erkalten nach dem Ausglühen an der Luft (wie es unseren DIN 1606 beim „Normalisieren“ entspricht) erfolgt ist. Auch dürfte die Temperatur beim Ausglühen mit 950°C jedenfalls für St. 48 zu hoch gewesen sein (870°C wäre wohl besser gewesen), da-

Tabelle 13.

Kostensparnis bei eisernen Brücken, wenn statt Flußstahl St. 37 hochwertiger Baustahl St. 48 verwendet wird.

| 1 | 2 | 3 | 4 | | 5 | 6 | 7 | 8 | | 9 | 10 | 11 |
|----------------------------------|-----------------------|--|---|-------------|---------------------|----------------------------|--|----------------------|---|--|-------------|----|
| lfd. Nr. | Stützweite m | Zahl der Überbauten | Gewicht aller Überbauten ohne Lager bei Ausführung in | | Mindestgewicht t | Gesamtkostensparnis M | Ersparnis bei einer Tonne Mindestgewicht | | Spannung zwischen dem Verdingungspreis von St. 48 und St. 37 M | | Bemerkungen | |
| | | | St. 37 t | St. 48 t | | | im ganzen | in % der Eisenkosten | | | | |
| 1 | 19,2 | 2 | 84,6 | 73,1 | 11,5 | 1 430 | 125 | 5,3 | 30 | | | |
| 2 | 21,2 | 1 | 42,9 | 34,7 | 8,2 | 460 | 56 | 3,6 | 67 ¹⁾ | 1) Der Preisunterschied fällt ganz aus dem Rahmen. | | |
| 3 | 37,2 | 1 | 108,5 | 94,4 | 14,1 | 1 610 | 115 | 4,7 | 30 | | | |
| 4 | 45,8 | 5 | 644,5 | 506,5 | 138,0 | 16 600 | 121 | 8,2 | 53 ²⁾ | 2) Wie bei Nr. 2. | | |
| 5 | 46,0 | 1 | 127,4 | 101,8 | 25,6 | 5 340 | 208 | 12,0 | 35 | | | |
| 6 | 53,4 | 1 | 190,6 | 156,5 | 34,1 | 7 462 | 218 | 10,2 | 36 | | | |
| 7 | 56,8 | 4 zweigleisige | 1276,4 | 1042,8 | 233,6 | 50 976 | 220 | 10,3 | 36 | | | |
| 8 | 66,0 | 6 eingleisige | 1700,0 | 1350,0 | (350,0) | (80 200) | (230) | 11,9 | 43 | Nicht ausgeführt. | | |
| 9 | 66,0 | 3 zweigleisige | 1560,0 | 1250,0 | 310,0 | 64 700 | 208 | 10,5 | 43 | | | |
| 10 | 2 × 104 126 189 | zweigleisige | ohne Fußwege und Lager 9000 6100 | | 2700 | rund 870 000 ³⁾ | 322 | 23,0 | 42 | Rheinbrücke bei Hochfeld. 3) Wenn alles aus hochwertigem Baustahl ausgeführt worden wäre. In Wirklichkeit sind es rund 4 850 t St. 48 und 1 450 t St. 37. | | |
| 11 | 34,2 | 9 Überbauten, zweigleisige Fahrbahn oben | 1520 | 1280 | 240 | 60 000 | 250 | 13,1 | 9 | | | |
| Gesamtersparnis rund 1 078 000 M | | | | | | | | | | | | |

verglichen werden. Es ergeben sich Ersparnisse bei den Hauptträgern bis 23 %
 „ der Fahrbahn „ 27,4 „
 „ den Verbänden „ 41,2 „

(Die letzteren Ersparnisse erscheinen etwas hoch. Das vorgelegte Zahlenmaterial läßt nicht übersehen, ob dabei nicht konstruktive Besonderheiten eine Rolle spielen.)

Kostensparnisse. In der Tabelle 13 sind in den Spalten 4 und 5 die Gewichte aller Überbauten bei Ausführung in St. 37 und St. 48 gegenübergestellt. Spalte 6 gibt das Mindergewicht bei St. 48. Spalte 7 zeigt die Gesamtersparnisse an den Kosten der eisernen Überbauten. Aus Spalte 8 sind die Ersparnisse für jede Tonne Mindergewicht ersichtlich. Diese auf eine Tonne Mindergewicht berechneten Ersparnisse sind um so höher, je größer der Einheitspreis für 1 t Eisenkonstruktion ist. Spalte 9 gibt die Ersparnisse in Hundertteilen von den Kosten der ganzen eisernen Überbauten. Die Spalte 10 gibt den Preis-

unterschied zwischen 1 t St. 48 und St. 37. Die Spalten 9 und 10 sind in Abb. 13 u. 14 graphisch dargestellt. Wären alle diese Brücken in St. 37 ausgeführt worden, so hätten die Gesamtkosten 5 736 000 M. betragen, denen Ersparnisse von 1 078 000 M. oder rd 18,8 % bei der Ausführung in St. 48 gegenüber stehen. Aus der Abb. 13 geht hervor, daß die Ersparnisse bei den größeren Brücken größer (bis zu 23 %) sind, immerhin können auch bei Blechträgerüberbauten von 19,2 m Stützweite noch Ersparnisse von 5,3 % nachgewiesen werden. Auffallend sind die in der Tabelle 13 und in Abb. 14 angegebenen Preisunterschiede einer Tonne St. 48 und St. 37. Sieht man von den unverhältnismäßig hohen Unterschieden bei den lfd. Nr. 2 und 4 (67 u. 53) ab, so zeigt sich bei den kleineren Brücken ein solcher von 30 M/t, der bei großen Brücken bis auf 43 M/t steigt. Angesichts der Ergebnisse der Vergleichversuche zwischen der Bearbeitung von hochwertigem Baustahl und Flußstahl St. 37 (siehe Bauingenieur 1925, S. 729), welche die Mehrkosten für die Bearbeitung von St. 48 mit 15 bis 20 %, also vielleicht

1 bis 2 % des Gesamtpreises angeben, müssen diese Unterschiede wahrscheinlich größtenteils auf höhere Baustoffpreise zurückzuführen sein. Wird aber der hochwertige Baustahl zum Regelstahl für alle Eisenbauwerke, so muß der Preis für den Baustoff an sich wesentlich herabgehen, außerdem werden auch die Bearbeitungskosten durch den Fortfall der getrennten Lagerung und besonderen sorgfältigen Überwachung des Werkstoffs im

ist, der Einheitspreis für hochwertigen Baustahl wesentlich herabgesetzt wird.

Einbetonierte Walzträger. Bei der nach den Berechnungsgrundlagen³⁾ für eiserne Eisenbahnbrücken für einbetonierte Walzträger zulässigen Biegungsspannung von 1820 kg/cm² würde die Durchbiegung unter der Verkehrslast ohne Berücksichtigung der Stoßziffer größer als der noch zulässige Wert von 1/700 der Stützweite werden. Der hochwertige Baustahl könnte also nicht immer genügend ausgenutzt werden. Da aber bei dieser Bauweise der Beton dieselbe Durchbiegung mitmachen muß, wie die Träger selbst, so wird in Wirklichkeit die Durchbiegung wesentlich geringer werden als diejenige, die sich unter der vorgeschriebenen Annahme berechnet, daß die Träger die ganze Auflast allein zu tragen haben. Diese Berechnung entspricht also nicht der Wirklichkeit, und es kann vielleicht in Frage kommen, die Träger wie seither unter der Annahme zu berechnen, daß sie die ganze Auflast allein zu tragen haben, wobei die Spannung von 1820 kg/cm² erreicht werden darf, aber auf die Berechnung der Durchbiegung ganz zu verzichten. In diesem Fall lassen sich bei Verwendung von hochwertigem Baustahl St. 48 an Stelle von St. 37 ganz erhebliche Ersparnisse erzielen. (Es soll übrigens zuvor durch Belastungsversuche festgestellt werden, wie die Lastverteilung zwischen Träger und Beton tatsächlich ist.)

Zusammenfassung: Die Ersparnisse, die durch die Verwendung des hochwertigen Baustahls St. 48 an Stelle von St. 37 schon jetzt gemacht werden, sind recht bedeutend. Sie betragen bei Brücken, die bei St. 37 einen Kostenaufwand von 5,7 Millionen verursachen, etwa 1,1 Millionen oder rd. 19 %. Die Ersparnisse werden sicher noch erheblich größer werden, wenn der hochwertige Baustahl zum Regelstahl für alle Brücken- und Ingenieurhochbauten wird.

Wenn es auch verständlich ist, daß die Werke bei der Festsetzung der Abnahmebedingungen für hochwertigen Baustahl St. 48 im November 1924 vorsichtig waren — da damals ausreichende Erfahrungen nur bei einzelnen Werken vorlagen —, so liegt jetzt kein Grund vor, den hochwertigen Baustahl schlechter zu machen, als er ist. Aus der Statistik von gegen 1500 Proben geht deutlich hervor, daß unsere Hüttenwerke wohl imstande sind, den hochwertigen Baustahl zu den folgenden Bedingungen zu liefern, die sich eng an das anschließen, was die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft von Anfang an gewünscht hat. Unsere Vorschläge für die Lieferungsbedingungen des hochwertigen Baustahls fassen wir wie folgt zusammen:

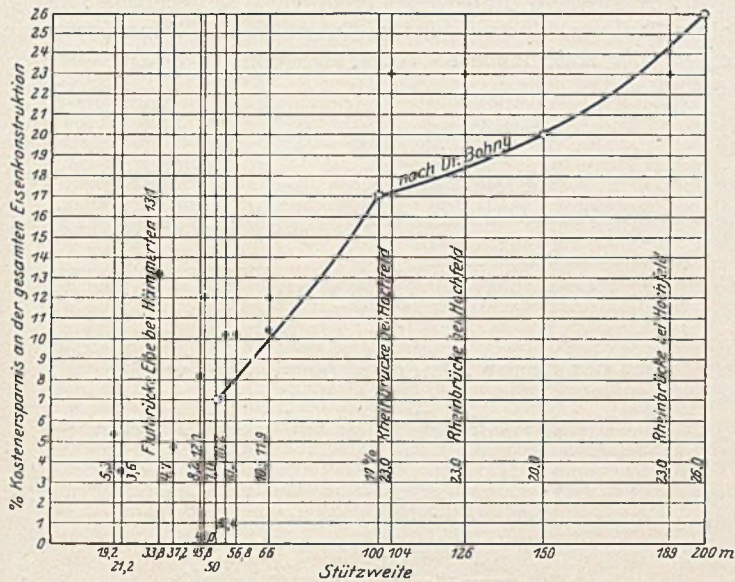


Abb. 13.

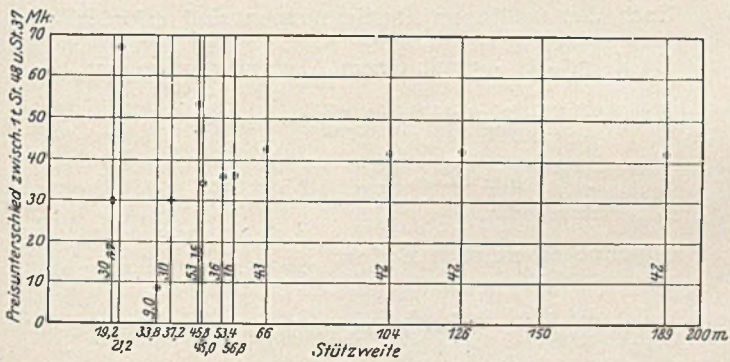


Abb. 14.

Bearbeitungsgang in der Eisenbauanstalt zur Vermeidung von Verwechslungen entsprechend geringer werden. Die Wirtschaftlichkeit der Eisenbauten wird dann eine weitere nicht unwesentliche Förderung erfahren.

Gewöhnlicher Flußstahl St. 37 oder hochwertiger Baustahl. Z. Zt. gelten bei der Deutschen Reichsbahn folgende Grundsätze:

„Brücken bis zu 50 t Gewicht sollen allgemein in Flußstahl St. 37 ausgeführt werden. Bei Brücken im Gewicht von mehr als 50 t kann Flußstahl St. 37 ausgeschrieben werden, es können jedoch auch Angebote für hochwertigen Baustahl eingeholt werden. Je nach der Wirtschaftlichkeit entscheidet die Reichsbahn, welchen Werkstoff sie vorzieht. Gegebenenfalls gibt sie der den Zuschlag erhaltenden Firma den Auftrag, den Entwurf für beide Werkstoffe gegen Bezahlung des zweiten Entwurfs aufzustellen. Die Reichsbahn ist bereit, auch Brücken unter 50 t Gewicht in St. 48 ausführen zu lassen.“

Es bestehen seitens der Reichsbahn-Gesellschaft keinerlei Bedenken, den hochwertigen Baustahl allgemein bei allen eisernen Brücken und Ingenieurhochbauten als Regelstahl einzuführen, zumal, da auch noch bei kleinen Bauwerken, wenn auch nicht erhebliche Ersparnisse nachgewiesen werden können. Diese Ersparnisse werden größer, wenn, was sicher anzunehmen

1. Zugfestigkeit σ_B bei Längs- und Querproben 50 bis 58 kg/mm²,
2. Dehnung δ_{10} bei Längsproben mindestens 20 %, Dehnung δ_{10} bei Querproben mindestens 18 %,
3. Gütezahl bei Längsproben $\sigma_B + \delta_{10} \geq 73$,
4. Streckgrenze $\sigma_S \geq 31$ kg/mm² bei Längs- und Querproben.
5. Es muß seitens des liefernden Werkes darüber gewacht werden, daß der gelieferte Werkstoff nicht mehr als je 0,06 % Schwefel und Phosphor, zusammen jedoch nicht mehr als 0,10 % enthält.
6. Dieser hochwertige Baustahl müßte St. 50 benannt werden.
7. Die Kennzeichnung sollte durch gelben Ölfarbanstrich statt weißem erfolgen.
8. Zur Bezeichnung der Niete müßte ein erhabenes H auf abgeflachtem Setzkopf angebracht werden. Im Gegenhalter wäre eine kleine Ausdehnung vorzusehen.
9. Den Eisenbaufirmen wird empfohlen, sich Handapparate zur Ausführung des Kugeldruckversuchs zu beschaffen, um wenigstens stichprobenweise zu prüfen, ob es sich um St. 37 oder St. 50 handelt.
10. Es bestehen keine Bedenken, den hochwertigen Baustahl als Regelstahl für alle eisernen Brücken und Ingenieurhochbauten einzuführen.

³⁾ Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1925.

BETRACHTUNGEN UND ERLÄUTERUNGEN ZU DEN NEUEN BESTIMMUNGEN DES PREUSSISCHEN MINISTERS FÜR VOLKSWOHLFAHRT FÜR DEN EISENHOCBAU VOM 25. II. 1925.

Von Oberingenieur Alfred Gregor, Berlin.

Die neuen Vorschriften für den Eisenhochbau, die zweifellos einen Fortschritt darstellen, sind bereits im Heft 7 dieser Zeitschrift Jahrgang 1925 genügend gewürdigt. Sie enthalten aber für den praktisch tätigen Ingenieur mancherlei Unklarheiten, auf die nachfolgend näher eingegangen werden soll, und die eine ausführlichere Neubearbeitung wünschenswert machen.

1. Belastungsannahmen und zulässige Spannungserhöhung.

Die Bestimmungen über die zulässigen Spannungen stimmen im wesentlichen mit den bisherigen vom 24. XII. 1919 überein; auch hier konnte bei Flußstahl unter gewissen Bedingungen die Normal- und Biegungsspannung von 1200 kg/cm^2 auf 1400 bzw. 1600 kg/cm^2 erhöht werden. Eine Erleichterung ist somit nicht eingetreten. Offen gelassen ist, ob — wie früher vorgeschrieben — bei der erhöhten Spannung von 1400 bzw. 1600 kg/cm^2 der Winddruck mit mindestens 150 kg/m^2 angesetzt werden soll, oder ganz unbeachtet der verschiedenen Spannungen, die bisher nur bei einer Beanspruchung bis zu 1200 kg/m^2 gültigen Winddrücke (100 kg/m^2 bei Wandteilen bis zu einer Höhe von 15 m ; 125 kg/m^2 bei Wandteilen in der Höhe von 15 bis 25 m und Dächern in weniger als 25 m Höhe; 150 kg/m^2 bei über 25 m hochliegenden Wandteilen und Dächern) angenommen werden dürfen. Obwohl eigentlich nach dem Erlaß II. 9. Nr. 156 vom 25. Februar 1925 die letztere Auslegung richtig sein muß (Abschnitt D II a der früheren Bestimmungen ist aufgehoben, Abschnitt C c dagegen nicht), stößt man doch damit bei den zuständigen Baupolizeibehörden auf Schwierigkeiten.

Aus dem im Abschnitt B 3 b angegebenen Satz „dies gilt nicht für Deckenträger in Geschoßbauten, für die eine höhere Beanspruchung als 1400 kg/cm^2 unzulässig ist“ geht eindeutig hervor, daß Deckenträger bis 1400 kg/cm^2 beansprucht werden dürfen. Trotzdem werden auch hier von den Baupolizeibehörden Einwendungen gemacht, indem sie gemäß Abschnitt D II a der früheren Bestimmungen vom 24. XII. 1919 nur eine Beanspruchung von höchstens 1200 kg/cm^2 zulassen. Nach dem Erlaß vom 25. II. 1925 ist jedoch der betreffende Abschnitt aufgehoben, so daß nunmehr für Deckenträger tatsächlich eine Beanspruchung bis 1400 kg/cm^2 zulässig ist.

Erwünschenswert sind Formeln zur Festsetzung der Bremswirkung und des Schrägzuges von Kranen. Die hierfür von den verschiedenen Baufirmen angenommenen Werte sind oft recht unterschiedlich.

Zu beachten ist Abschnitt 4: „Maßgebend für die Querschnittsbestimmung ist stets derjenige Belastungsfall, der den größten Querschnitt ergibt.“ Danach sind für die durch Wind belasteten Bauteile zwei Untersuchungen durchzuführen:

1. ohne Winddruck: $\sigma_{zul} = 1200$ bzw. 1400 kg/cm^2 ,
2. mit Winddruck: $\sigma_{zul} = 1400$ bzw. 1600 kg/cm^2 .

2. Berechnung von Druckstäben.

a) Allgemeines.

Die Vorschrift „Stäbe mit einem größeren Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$ als 150 sind unzulässig“ ist für den Eisenhochbau nicht berechtigt und sollte wieder aufgehoben oder erheblich gemildert werden. Ist doch sogar bei den Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft bei der betreffenden Bestimmung eine günstigere Auslegung möglich: hier lautet der Satz: „Stäbe mit größerem Schlankheitsgrad als $\lambda = 150$ sollen im allgemeinen nicht verwendet werden.“

Zur Verdeutlichung diene das in Abb. 1 gegebene Beispiel eines Fachwerkbinders. Strebe D_2 erhält eine Druckkraft von $0,4 \text{ t}$; die Knicklänge s_K beträgt $4,05 \text{ m}$.

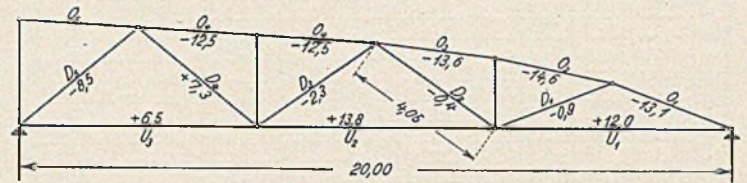


Abb. 1.

Nach den neuen Bestimmungen sind erforderlich:

$$\text{III } 90 \cdot 90 \cdot 9 \text{ mit } F = 31,0 \text{ cm}^2 \text{ und } i_{\min} = 2,74 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{s_K}{i} = \frac{405}{2,74} = 148 \text{ (zulässig 150)}$$

$$\sigma = \frac{P \omega}{F} = \frac{400 \cdot 5,18}{31,0} = 67 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach den früheren Bestimmungen sind erforderlich:

$$\text{III } 30 \cdot 60 \cdot 5 \text{ mit einem Abstand von } 10 \text{ mm,}$$

$$F = 8,58 \text{ cm}^2 \text{ und } J_{\min} = 17,2 \text{ cm}^4,$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{400}{8,58} = 475 \text{ kg/cm}^2.$$

Knicksicherheit nach Euler:

$$n = \frac{2,1 J}{P l^2} = \frac{2,1 \cdot 17,2}{0,4 \cdot 4,05^2} = 5,5 \text{ fach (zulässig 4,0 fach).}$$

Da für den gewählten Stab der Schlankheitsgrad weit größer als 105 ist, wurde früher eine Nachprüfung der Knicksicherheit nach einem anderen Verfahren nicht verlangt.

Nach den neuen Bestimmungen wird somit die Strebe D_2 etwa $3,6$ mal schwerer als nach den vorher maßgeblichen Vorschriften! Ähnlich liegt der Fall bei den Streben D_1 und D_3 . Im ganzen betrachtet, wird der nach den jetzigen Bestimmungen gerechnete Binder bedeutend schwerer als der nach den früheren Vorschriften ermittelte. Wenn die neuen Forderungen wirklich zu Recht bestehen, dann müßte doch der Zustand der früher ausgeführten Eisenbauten äußerst bedenklich sein.

b) Berechnung bei mittigem Kraftangriff.

Die Ermittlung der Druckstäbe geschieht nach dem sogenannten „ ω -Verfahren“.

Wenn auch anerkannt werden soll, daß das ω -Verfahren äußerst bequem und übersichtlich ist, so ist doch bedauerlich, daß an Stelle des Nachweises des Sicherheitsgrades der Nachweis einer ideellen Spannung verlangt wird.

In den Bestimmungen sind in einer Tabelle die Knickzahlen ω für 16 um je 10 wachsende Schlankheitsgrade angegeben. Um nun die stete Ausrechnung der Zwischenwerte zu vermeiden, sind in der nachstehenden Tabelle 1 die Knickzahlen ω für 161 um je 1 wachsenden Schlankheitsgrad zusammengestellt.

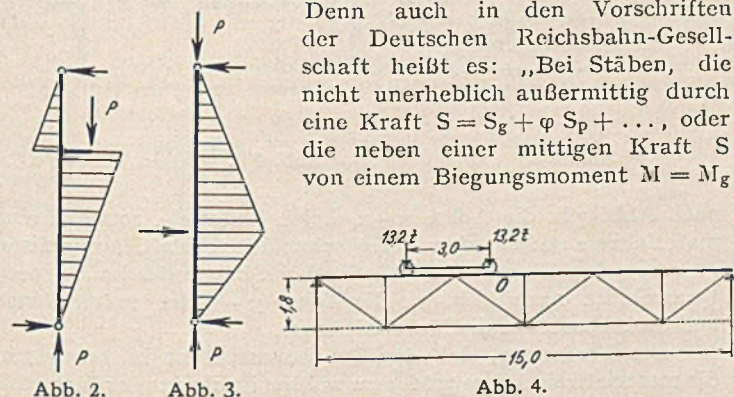
Tabelle 1. Knickzahlen ω .

| Flußstahl St. 37. | | | | | | | | | | Hochwertiger Baustahl St. 48. | | | | | | | | | |
|-------------------|----------|-----------|----------|-----------|----------|-----------|----------|-----------|----------|-------------------------------|----------|-----------|----------|-----------|----------|-----------|----------|-----------|----------|
| λ | ω | λ | ω | λ | ω | λ | ω | λ | ω | λ | ω | λ | ω | λ | ω | λ | ω | λ | ω |
| 0 | 1,00 | 30 | 1,06 | 60 | 1,26 | 90 | 1,88 | 120 | 3,41 | 0 | 1,00 | 30 | 1,06 | 60 | 1,32 | 90 | 2,21 | 120 | 4,43 |
| 1 | 1,00 | 31 | 1,06 | 61 | 1,27 | 91 | 1,93 | 121 | 3,47 | 1 | 1,00 | 31 | 1,07 | 61 | 1,34 | 91 | 2,30 | 121 | 4,51 |
| 2 | 1,00 | 32 | 1,07 | 62 | 1,29 | 92 | 1,98 | 122 | 3,53 | 2 | 1,00 | 32 | 1,07 | 62 | 1,35 | 92 | 2,38 | 122 | 4,58 |
| 3 | 1,00 | 33 | 1,07 | 63 | 1,30 | 93 | 2,02 | 123 | 3,59 | 3 | 1,00 | 33 | 1,08 | 63 | 1,37 | 93 | 2,47 | 123 | 4,66 |
| 4 | 1,00 | 34 | 1,08 | 64 | 1,31 | 94 | 2,07 | 124 | 3,65 | 4 | 1,00 | 34 | 1,08 | 64 | 1,39 | 94 | 2,55 | 124 | 4,74 |
| 5 | 1,01 | 35 | 1,08 | 65 | 1,33 | 95 | 2,12 | 125 | 3,71 | 5 | 1,01 | 35 | 1,09 | 65 | 1,41 | 95 | 2,64 | 125 | 4,82 |
| 6 | 1,01 | 36 | 1,08 | 66 | 1,34 | 96 | 2,17 | 126 | 3,76 | 6 | 1,01 | 36 | 1,10 | 66 | 1,42 | 96 | 2,73 | 126 | 4,89 |
| 7 | 1,01 | 37 | 1,09 | 67 | 1,35 | 97 | 2,22 | 127 | 3,82 | 7 | 1,01 | 37 | 1,10 | 67 | 1,44 | 97 | 2,81 | 127 | 4,97 |
| 8 | 1,01 | 38 | 1,09 | 68 | 1,36 | 98 | 2,26 | 128 | 3,88 | 8 | 1,01 | 38 | 1,11 | 68 | 1,46 | 98 | 2,90 | 128 | 5,01 |
| 9 | 1,01 | 39 | 1,10 | 69 | 1,38 | 99 | 2,31 | 129 | 3,94 | 9 | 1,01 | 39 | 1,11 | 69 | 1,47 | 99 | 2,98 | 129 | 5,12 |
| 10 | 1,01 | 40 | 1,10 | 70 | 1,39 | 100 | 2,36 | 130 | 4,00 | 10 | 1,01 | 40 | 1,12 | 70 | 1,49 | 100 | 3,07 | 130 | 5,20 |
| 11 | 1,01 | 41 | 1,11 | 71 | 1,41 | 101 | 2,41 | 131 | 4,06 | 11 | 1,01 | 41 | 1,13 | 71 | 1,52 | 101 | 3,14 | 131 | 5,28 |
| 12 | 1,01 | 42 | 1,11 | 72 | 1,43 | 102 | 2,46 | 132 | 4,13 | 12 | 1,01 | 42 | 1,14 | 72 | 1,54 | 102 | 3,20 | 132 | 5,37 |
| 13 | 1,01 | 43 | 1,12 | 73 | 1,45 | 103 | 2,51 | 133 | 4,19 | 13 | 1,02 | 43 | 1,14 | 73 | 1,57 | 103 | 3,27 | 133 | 5,45 |
| 14 | 1,01 | 44 | 1,13 | 74 | 1,47 | 104 | 2,56 | 134 | 4,26 | 14 | 1,02 | 44 | 1,15 | 74 | 1,60 | 104 | 3,33 | 134 | 5,53 |
| 15 | 1,02 | 45 | 1,14 | 75 | 1,49 | 105 | 2,61 | 135 | 4,32 | 15 | 1,02 | 45 | 1,16 | 75 | 1,63 | 105 | 3,40 | 135 | 5,62 |
| 16 | 1,02 | 46 | 1,14 | 76 | 1,51 | 106 | 2,66 | 136 | 4,38 | 16 | 1,02 | 46 | 1,17 | 76 | 1,65 | 106 | 3,46 | 136 | 5,70 |
| 17 | 1,02 | 47 | 1,15 | 77 | 1,53 | 107 | 2,71 | 137 | 4,45 | 17 | 1,02 | 47 | 1,18 | 77 | 1,68 | 107 | 3,53 | 137 | 5,78 |
| 18 | 1,02 | 48 | 1,16 | 78 | 1,55 | 108 | 2,76 | 138 | 4,51 | 18 | 1,03 | 48 | 1,18 | 78 | 1,71 | 108 | 3,59 | 138 | 5,86 |
| 19 | 1,02 | 49 | 1,16 | 79 | 1,57 | 109 | 2,81 | 139 | 4,58 | 19 | 1,03 | 49 | 1,19 | 79 | 1,73 | 109 | 3,66 | 139 | 5,95 |
| 20 | 1,02 | 50 | 1,17 | 80 | 1,59 | 110 | 2,86 | 140 | 4,64 | 20 | 1,03 | 50 | 1,20 | 80 | 1,76 | 110 | 3,72 | 140 | 6,03 |
| 21 | 1,02 | 51 | 1,18 | 81 | 1,62 | 111 | 2,92 | 141 | 4,71 | 21 | 1,03 | 51 | 1,21 | 81 | 1,81 | 111 | 3,79 | 141 | 6,12 |
| 22 | 1,03 | 52 | 1,19 | 82 | 1,65 | 112 | 2,97 | 142 | 4,78 | 22 | 1,04 | 52 | 1,22 | 82 | 1,85 | 112 | 3,86 | 142 | 6,21 |
| 23 | 1,03 | 53 | 1,20 | 83 | 1,68 | 113 | 3,03 | 143 | 4,84 | 23 | 1,04 | 53 | 1,24 | 83 | 1,90 | 113 | 3,93 | 143 | 6,30 |
| 24 | 1,04 | 54 | 1,21 | 84 | 1,71 | 114 | 3,08 | 144 | 4,91 | 24 | 1,04 | 54 | 1,25 | 84 | 1,94 | 114 | 4,00 | 144 | 6,39 |
| 25 | 1,04 | 55 | 1,22 | 85 | 1,74 | 115 | 3,14 | 145 | 4,98 | 25 | 1,05 | 55 | 1,26 | 85 | 1,99 | 115 | 4,08 | 145 | 6,48 |
| 26 | 1,04 | 56 | 1,22 | 86 | 1,76 | 116 | 3,19 | 146 | 5,05 | 26 | 1,05 | 56 | 1,27 | 86 | 2,03 | 116 | 4,15 | 146 | 6,56 |
| 27 | 1,05 | 57 | 1,23 | 87 | 1,79 | 117 | 3,25 | 147 | 5,12 | 27 | 1,05 | 57 | 1,28 | 87 | 2,08 | 117 | 4,22 | 147 | 6,65 |
| 28 | 1,05 | 58 | 1,24 | 88 | 1,82 | 118 | 3,30 | 148 | 5,18 | 28 | 1,05 | 58 | 1,30 | 88 | 2,12 | 118 | 4,29 | 148 | 6,74 |
| 29 | 1,06 | 59 | 1,25 | 89 | 1,85 | 119 | 3,36 | 149 | 5,25 | 29 | 1,06 | 59 | 1,31 | 89 | 2,17 | 119 | 4,36 | 149 | 6,83 |
| 30 | 1,06 | 60 | 1,26 | 90 | 1,88 | 120 | 3,41 | 150 | 5,32 | 30 | 1,06 | 60 | 1,32 | 90 | 2,21 | 120 | 4,43 | 150 | 6,12 |

c) Berechnung bei außermittigem Kraftangriff.

Es ist wohl anzunehmen, daß die Formel $\sigma = \frac{P\omega}{F} + \frac{M}{W}$ zur Berechnung der Randspannung nicht nur — wie die Abschnittsüberschrift lautet — bei außermittigem Kraftangriff (Abb. 2), sondern auch bei zusammengesetzter Festigkeit (Biegung und Normaldruck, Abb. 3) angewendet werden soll.

Denn auch in den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft heißt es: „Bei Stäben, die nicht unerheblich außermittig durch eine Kraft $S = S_g + \varphi S_p + \dots$, oder die neben einer mittigen Kraft S von einem Biegemoment $M = M_g$



+ $\varphi M_p + \dots$ beansprucht werden, darf die aus der Gleichung

$$\sigma = \frac{\omega S}{F} + \frac{M}{W_n}$$

errechnete (gedachte) Randspannung den entsprechenden Wert σ_{zul} nicht überschreiten.“ Die klare Abschnittsüberschrift müßte

demnach wie folgt lauten: „Berechnung von Druckstäben bei außermittigem oder quer gerichtetem Kraftangriff.“

Nach den neuen Vorschriften wird also einfach die ideelle Druckspannung $\frac{P\omega}{F}$ mit der wirklichen Biegungsspannung addiert und für die Summe dieser beiden Werte, die doch nichts miteinander gemeinsam haben, nur der entsprechende Wert σ_{zul} zugelassen. Wie ungünstig die neuen Bestimmungen sind, wird an einem praktischen Zahlenbeispiel vorgeführt:

Bei dem Obergurtstab O des in Abb. 4 dargestellten Kranträgers beträgt die größte Druckkraft 56,0 t und das größte Biegemoment 680 tcm.

Nach den neuen Bestimmungen ist erforderlich:

$$1 \text{ I } 40 \text{ mit } F = 118 \text{ cm}^2; W_x = 1461 \text{ cm}^3 \text{ und } i_y = 3,13 \text{ cm.}$$

$$\text{Schlankheitsgrad } \lambda = \frac{s_K}{i} = \frac{250}{3,13} = 80 \text{ (zulässig 150).}$$

Nach Tabelle 1 ergibt sich für $\lambda = 80$ die Knickzahl ω zu 1,59:

$$\sigma = \frac{P\omega}{F} + \frac{M}{W} = \frac{56,0 \cdot 1,59}{118} + \frac{680,0}{1461} = 1,22 \text{ t/cm}^2 (\sigma_{zul} = 1,4 \text{ t/cm}^2)$$

Nach den früheren Bestimmungen ist erforderlich:

$$1 \text{ I } 34 \text{ mit } F = 86,8 \text{ cm}^2; W_x = 923 \text{ cm}^3; J_y = 674 \text{ cm}^4 \text{ und } i_y = 2,79 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} = \frac{56,0}{86,8} + \frac{680,0}{923} = 1,38 \text{ t/cm}^2 (\sigma_{zul} = 1,4 \text{ t/cm}^2)$$

Knicksicherheit nach Euler:

$$n = \frac{2,1 J}{P l^2} = \frac{2,1 \cdot 674}{56,0 \cdot 2,5^2} = 4,05 \text{ fach (zulässig 4 fach)}$$

Knicksicherheit nach Tetmajer:

$$n = \frac{3100 - 11,4 \frac{1}{l}}{P/F} = \frac{3100 - 11,4 \frac{250}{2,79}}{56000/86,8} = 3,2 \text{ fach (zulässig 2,3 fach)}$$

Das Gewicht des I₃₄ beträgt 68,14 kg/m, das des I₄₀ 92,63; es wird somit nach dem neuen Verfahren das Gewicht des Obergurtes um

$$\frac{92,63}{92,63 - 68,14} = 38\%$$

schwerer als nach dem früheren Verfahren.

Hier wäre es sehr zu begrüßen, wenn man auch diese Vorschrift wieder fallen ließe; mindestens aber sollte bei der Bestimmung der zusammengesetzten Beanspruchung erlaubt sein, nicht den absolut kleinsten Trägheitshalbmesser in die Rechnung einzuführen, sondern denjenigen, der sich auf die winkelrecht zur Biegungsebene stehende Schwerlinie bezieht. Denn bei exzentrisch oder quer gerichtetem Kraftangriff ist doch im wesentlichen die Erhöhung der Randspannung nur durch das Maß der Ausbiegung des Stabes bedingt. Bei der vorangehenden Berechnung der zusammengesetzten Spannung des Obergurtstabes würde demnach nicht i_y , sondern i_x in die Formel einzusetzen sein. Damit wäre nur erforderlich:

I₃₄ mit $F = 86,8 \text{ cm}^2$; $W_x = 923 \text{ cm}^3$; $i_x = 13,5 \text{ cm}$ und $i_y = 2,79 \text{ cm}$.

Untersuchung auf Druck und Biegung:

$$\lambda_x = \frac{s_K}{i_x} = \frac{250}{13,5} = 18,5; \quad \omega_x = 1,02$$

$$\sigma_x = \frac{P \omega_x}{F} + \frac{M}{W} = \frac{56,0 \cdot 1,02}{86,8} + \frac{680,0}{923} = 1,39 \text{ t/cm}^2.$$

Untersuchung auf Druck:

$$\lambda_y = \frac{s_K}{i_y} = \frac{250}{2,79} = \sim 90; \quad \omega_y = 1,88$$

$$\sigma_y = \frac{P \omega_y}{F} = \frac{56,0 \cdot 1,88}{86,8} = 1,21 \text{ t/cm}^2.$$

In besonders wichtigen Fällen könnte ja, wie auch früher vorgeschrieben, verlangt werden, daß bei einem Druckstab mit exzentrischem oder quer gerichtetem Kraftangriff die Randspannung genau berechnet wird; in diesem Falle sollte aber die zulässige Beanspruchung bis zur Streckgrenze erhöht werden.

3. Sondervorschriften für mehrteilige Druckstäbe aus Flußstahl bzw. hochwertigem Baustahl.

Die Vorschrift: „Bei mehrteiligen Druckstäben darf der Schlankheitsgrad der einzelnen Stäbe nicht größer als der des ganzen Stabes und nicht größer als 30 sein“ fällt ganz und gar aus dem bisher üblichen Rahmen. Wie schwer und drückend dieses Verlangen ist, soll nachfolgend gezeigt werden.

Vorhanden ist ein Druckstab aus $\llcorner 50 \cdot 75 \cdot 9$; der Trägheitshalbmesser $i = 2,33 \text{ cm}$, die Knicklänge $s_K = 3 \text{ m}$ und die Stabkraft $P = 7,3 \text{ t}$.

Abstand der Bindebleche nach der neuen Vorschrift (Abb. 5):

Der Schlankheitsgrad des ganzen Stabes ist $\frac{s_K}{i} = \frac{300}{2,33} = 129$; der Schlankheitsgrad der einzelnen Stäbe darf nicht größer sein und 30 nicht überschreiten. Für einen $\llcorner 50 \cdot 75 \cdot 9$ ist $i_{\min} = 1,06 \text{ cm}$ und demnach der größte Abstand der inneren Bindeblech-Anschlußniete = $30 \cdot 1,06 = \sim 32 \text{ cm}$.

Abstand der Bindebleche nach der früheren Vorschrift (Abb. 6):

Auf einen $\llcorner 50 \cdot 75 \cdot 9$ entfallen $\frac{P}{2} = \frac{7,3}{2} = 3,65 \text{ t}$. Mit Rücksicht einer ungleichmäßigen Verteilung der Kraft soll etwa $\frac{1}{3}$ zugeschlagen werden: $3,65 + \frac{3,65}{3} = \sim 4,9 \text{ t}$. Der größte Abstand der Bindebleche wird

$$\text{nach Euler} = \sqrt{\frac{J_{\min}}{1,9 \cdot P}} = \sqrt{\frac{11,9}{1,9 \cdot 4,9}} = 1,13 \text{ m};$$

Die vorhandene Sicherheit nach Tetmajer:

$$n = \frac{3100 - 11,4 \frac{113}{1,06}}{4900/10,5} = 4,03 \text{ fach.}$$

Der Vergleich der Abb. 5 und 6 zeigt den ungeheuren Unterschied zwischen der früheren und jetzigen Ausführung und zugleich auch, daß diese Forderung im Hochbau keine Berechtigung hat.

Weiter heißt es in diesem Abschnitt:

„Der Abstand der Einzelstäbe ist so zu wählen, daß das

Trägheitsmoment des Gesamtstabes in bezug auf die materialfreie Achse größer ist als in bezug auf die Materialachse.“

Hier fehlt die Begrenzung; die diesbezügliche Vorschrift der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft lautet bestimmter: „Bei mehrteiligen Druckstäben ist der Abstand der Einzelstäbe so zu wählen, daß das Trägheitsmoment in bezug auf die materialfreie Achse $y-y$ (Abb. 7 a und 7 b) um mindestens 10 % größer ist als das in bezug auf die Materialachse $x-x$ “.

Nur ist die Abb. 7 b unklar: Bekanntlich nennt man die Achse, die das Material schneidet, die „Materialachse“ und die Achse, die zwischen den Einzelstäben frei hindurchgeht, die „materialfreie Achse“. Demnach ist aber bei dem Querschnitt

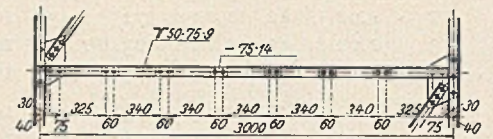


Abb. 5.

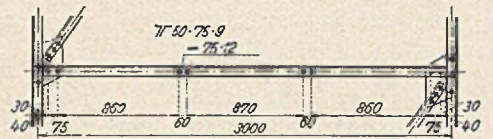


Abb. 6.

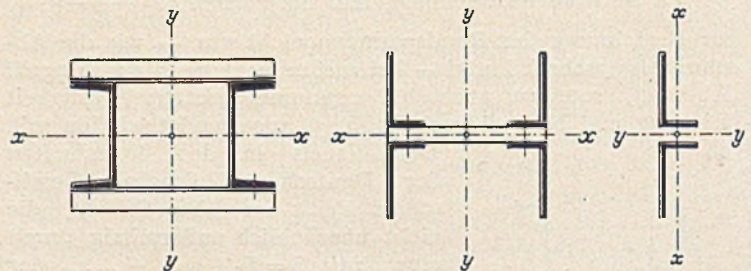


Abb. 7 a.

Abb. 7 b.

Abb. 7 c.

nach Abb. 7 b die Achse $x-x$ keine Material-, sondern eine materialfreie Achse, denn hier schneiden beide Hauptachsen zwischen den Einzelstäben hindurch. Sinngemäß ist bei dem Querschnitt nach Abb. 7 c die Achse $y-y$ die materialfreie und die Achse $x-x$ die Material-Achse.

Die Forderung, daß das Trägheitsmoment in bezug auf die materialfreie Achse größer zu wählen ist als das der Materialachse, ist doch nur dann berechtigt, wenn das Trägheitsmoment bezüglich der Materialachse vollkommen ausgenützt ist. In den meisten praktischen Fällen ist dieses jedoch nicht der Fall; abgesehen von reinen Druckstäben, hat man es vielfach mit auf Biegung und Druck beanspruchten Stäben zu tun, wo die aufgestellte Bestimmung wirklich unhaltbar ist. Als Beispiel soll nach der jetzigen und früheren Bestimmung der erforder-

liche Querschnitt ermittelt werden; die normale Druckkraft $P = 18,0 \text{ t}$, das Biegemoment $M_x = 410 \text{ tcm}$, die freie Knicklänge $s_K = 4,8 \text{ m}$.

Nach der neuen Bestimmung ist erforderlich der Querschnitt nach Abb. 8 aus 2 [20 mit dem Abstand:

$$a = 120 \text{ mm}; F = 64,4 \text{ cm}^2; W_x = 382 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 3822 \text{ cm}^4; J_y \text{ (mindestens 10\% größer als } J_x) = 4428 \text{ cm}^4;$$

$$i_x = 7,7 \text{ cm}; i_y = 8,3 \text{ cm}.$$

$$\lambda = \frac{s_K}{i} = \frac{480}{8,3} = 51,5; \quad \omega = 1,18$$

$$\sigma = \frac{P \omega}{F} + \frac{M}{W} = \frac{18,0 \cdot 1,18}{64,4} + \frac{410}{382} = 1,40 \text{ t/cm}^2$$

Nach den früheren Bestimmungen ist erforderlich der Querschnitt nach Abb. 9 aus 2 [20 mit dem Abstand:

$$a = 16 \text{ mm}; F = 64,4 \text{ cm}^2; W_x = 382 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 3822 \text{ cm}^4; J_y = 805 \text{ cm}^4; i_y = 3,53 \text{ cm}.$$

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} = \frac{18,0}{64,4} + \frac{410}{382} = 1,35 \text{ t/cm}^2;$$

Knicksicherheit nach Euler:

$$n = \frac{2,1 J_{\min}}{P l^2} = \frac{2,1 \cdot 805}{18,0 \cdot 4,8^2} = 4,2 \text{ fach};$$

Tabelle 2. Zusammenstellung zur schnellen Bestimmung des günstigsten Druckquerschnittes für Fachwerkstäbe.

a) 2 gleichschenklige Winkeleisen (nebeneinanderliegend).

c) 2 gleichschenklige Winkeleisen (kreuzförmig).

| Lfde. Nr. | | Abstand a | J _{min} | i _{min} | F | G | G' | s _{Kmax} | i' | l' |
|-----------|----------------|-----------|------------------|------------------|-------|------|------|-------------------|------|----|
| | | | | | | | | | | |
| 1 | 45 · 45 · 5 | 10 | 15,7 | 1,35 | 8,6 | 6,8 | 7,9 | 202 | 0,87 | 26 |
| 2 | 50 · 50 · 5 | 10 | 22,0 | 1,51 | 9,6 | 7,6 | 8,7 | 227 | 0,98 | 29 |
| 3 | 55 · 55 · 6 | 10 | 34,6 | 1,66 | 12,6 | 9,9 | 11,2 | 248 | 1,07 | 32 |
| 4 | 60 · 60 · 6 | 10 | 45,6 | 1,82 | 13,8 | 10,8 | 12,1 | 273 | 1,17 | 35 |
| 5 | 65 · 65 · 7 | 10 | 66,8 | 1,96 | 17,4 | 13,7 | 15,3 | 293 | 1,26 | 38 |
| 6 | 70 · 70 · 7 | 10 | 84,8 | 2,12 | 18,8 | 14,8 | 16,4 | 317 | 1,37 | 41 |
| 7 | 75 · 75 · 8 | 10 | 117,8 | 2,26 | 23,0 | 18,1 | 19,7 | 339 | 1,46 | 44 |
| 8 | 80 · 80 · 8 | 10 | 144,6 | 2,42 | 24,6 | 19,3 | 20,9 | 363 | 1,55 | 47 |
| 9 | 80 · 80 · 10 | 10 | 175 | 2,41 | 30,2 | 23,7 | 25,3 | 362 | 1,54 | 46 |
| 10 | 90 · 90 · 9 | 10 | 232 | 2,74 | 31,0 | 24,3 | 25,9 | 412 | 1,76 | 53 |
| 11 | 90 · 90 · 11 | 10 | 276 | 2,72 | 37,4 | 29,4 | 31,0 | 410 | 1,75 | 53 |
| 12 | 100 · 100 · 10 | 10 | 354 | 3,04 | 38,4 | 30,1 | 31,7 | 456 | 1,95 | 58 |
| 13 | 110 · 110 · 10 | 10 | 478 | 3,36 | 42,4 | 33,2 | 34,9 | 504 | 2,16 | 65 |
| 14 | 110 · 110 · 12 | 10 | 560 | 3,34 | 50,2 | 39,4 | 41,0 | 502 | 2,15 | 65 |
| 15 | 120 · 120 · 11 | 10 | 682 | 3,66 | 50,8 | 39,9 | 41,7 | 549 | 2,35 | 71 |
| 16 | 120 · 120 · 13 | 10 | 788 | 3,64 | 59,4 | 46,6 | 48,4 | 546 | 2,34 | 71 |
| 17 | 130 · 130 · 12 | 10 | 944 | 3,97 | 60,0 | 47,1 | 48,9 | 596 | 2,54 | 76 |
| 18 | 130 · 130 · 14 | 10 | 1080 | 3,94 | 69,4 | 54,5 | 56,3 | 592 | 2,54 | 76 |
| 19 | 140 · 140 · 13 | 10 | 1276 | 4,27 | 70,0 | 55,0 | 56,9 | 640 | 2,74 | 82 |
| 20 | 140 · 140 · 15 | 10 | 1446 | 4,25 | 80,0 | 62,8 | 64,9 | 637 | 2,73 | 82 |
| 21 | 150 · 150 · 14 | 10 | 1690 | 4,58 | 80,6 | 63,3 | 65,3 | 688 | 2,94 | 88 |
| 22 | 150 · 150 · 16 | 10 | 1898 | 4,56 | 91,4 | 71,7 | 73,7 | 683 | 2,92 | 88 |
| 23 | 160 · 160 · 15 | 10 | 2198 | 4,88 | 92,2 | 72,4 | 74,7 | 733 | 3,14 | 94 |
| 24 | 160 · 160 · 17 | 10 | 2452 | 4,86 | 103,6 | 81,3 | 83,3 | 729 | 3,13 | 94 |
| 25 | 160 · 160 · 19 | 10 | 2696 | 4,84 | 115,0 | 90,3 | 92,3 | 727 | 3,12 | 94 |

| | J _{min} | i _{min} | G' | s _{Kmax} |
|----------------|------------------|------------------|------|-------------------|
| | | | | |
| 45 · 45 · 5 | 24,8 | 1,70 | 9,3 | 255 |
| 50 · 50 · 5 | 34,8 | 1,90 | 10,1 | 285 |
| 55 · 55 · 6 | 54,8 | 2,08 | 12,9 | 313 |
| 60 · 60 · 6 | 72,2 | 2,29 | 13,8 | 344 |
| 65 · 65 · 7 | 106,0 | 2,47 | 17,0 | 371 |
| 70 · 70 · 7 | 134,2 | 2,67 | 18,1 | 400 |
| 75 · 75 · 8 | 186,6 | 2,85 | 21,4 | 428 |
| 80 · 80 · 8 | 230 | 3,06 | 22,6 | 459 |
| 80 · 80 · 10 | 278 | 3,03 | 27,0 | 457 |
| 90 · 90 · 9 | 368 | 3,45 | 27,6 | 519 |
| 90 · 90 · 11 | 436 | 3,41 | 32,7 | 512 |
| 100 · 100 · 10 | 560 | 3,82 | 33,4 | 573 |
| 110 · 110 · 10 | 758 | 4,23 | 36,6 | 636 |
| 110 · 110 · 12 | 888 | 4,21 | 42,7 | 633 |
| 120 · 120 · 11 | 1082 | 4,62 | 43,5 | 695 |
| 120 · 120 · 13 | 1250 | 4,59 | 50,2 | 690 |
| 130 · 130 · 12 | 1500 | 5,00 | 50,7 | 750 |
| 130 · 130 · 14 | 1714 | 4,97 | 58,1 | 746 |
| 140 · 140 · 13 | 2028 | 5,38 | 58,9 | 810 |
| 140 · 140 · 15 | 2296 | 5,36 | 66,7 | 806 |
| 150 · 150 · 14 | 2686 | 5,77 | 67,4 | 866 |
| 150 · 150 · 16 | 3014 | 5,74 | 75,8 | 862 |
| 160 · 160 · 15 | 3490 | 6,15 | 76,5 | 922 |
| 160 · 160 · 17 | 3890 | 6,13 | 85,4 | 919 |
| 160 · 160 · 19 | 4274 | 6,10 | 94,4 | 915 |

b) 2 ungleichschenklige Winkeleisen (nebeneinanderliegend).

d) 1 gleichschenkliges Winkeleisen.

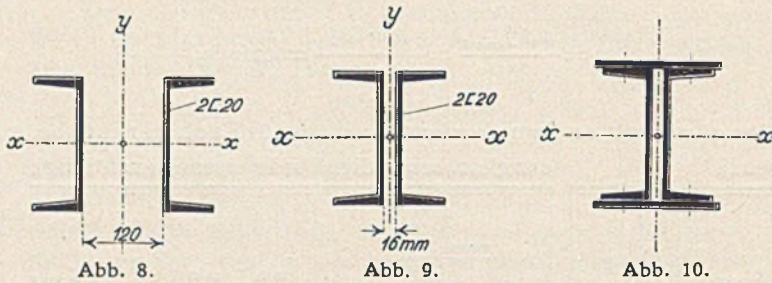
| Einschaltung | | Abstand a | J _{min} | i _{min} | F | G | G' | s _{Kmax} | i' | l' |
|--------------|---------------|-----------|------------------|------------------|------|------|------|-------------------|------|----|
| | | | | | | | | | | |
| 3 | 5 | 14 | 34,6 | 1,90 | 9,6 | 7,5 | 9,7 | 285 | 0,87 | 26 |
| 3 | 40 · 60 · 6 | 12 | 40,2 | 1,88 | 11,4 | 9,0 | 10,9 | 282 | 0,85 | 25 |
| 5 | 7 | 12 | 45,8 | 1,87 | 13,1 | 10,3 | 12,2 | 281 | 0,84 | 25 |
| 5 | 6 | 18 | 81,7 | 2,36 | 14,7 | 11,5 | 14,8 | 355 | 1,08 | 33 |
| 6 | 50 · 75 · 7 | 16 | 92,6 | 2,36 | 16,7 | 13,1 | 16,3 | 355 | 1,07 | 32 |
| 7 | 9 | 14 | 114,4 | 2,33 | 21,0 | 16,5 | 19,1 | 349 | 1,06 | 32 |
| 9 | 7 | 26 | 226 | 3,19 | 22,2 | 17,4 | 23,6 | 478 | 1,36 | 41 |
| 11 | 65 · 100 · 9 | 24 | 282 | 3,15 | 28,4 | 22,3 | 27,1 | 472 | 1,37 | 41 |
| 12 | 11 | 22 | 334 | 3,13 | 34,2 | 26,8 | 31,2 | 469 | 1,38 | 41 |
| 14 | 80 · 120 · 10 | 28 | 552 | 3,80 | 38,2 | 30,0 | 35,4 | 570 | 1,72 | 52 |
| 14 | 12 | 26 | 646 | 3,77 | 45,4 | 35,6 | 40,6 | 565 | 1,72 | 52 |

| | J _{min} | i _{min} | G | s _{Kmax} |
|--------------|------------------|------------------|------|-------------------|
| | | | | |
| 45 · 45 · 5 | 3,25 | 0,87 | 3,4 | 130 |
| 50 · 50 · 5 | 4,59 | 0,98 | 3,8 | 147 |
| 55 · 55 · 6 | 7,24 | 1,07 | 5,0 | 160 |
| 60 · 60 · 6 | 9,43 | 1,17 | 5,4 | 175 |
| 65 · 65 · 7 | 13,80 | 1,26 | 6,8 | 189 |
| 70 · 70 · 7 | 17,6 | 1,37 | 7,4 | 205 |
| 75 · 75 · 8 | 24,2 | 1,46 | 9,0 | 219 |
| 80 · 80 · 8 | 29,6 | 1,55 | 9,7 | 242 |
| 80 · 80 · 10 | 35,9 | 1,54 | 11,9 | 241 |

Knicksicherheit nach Tetmajer:

$$n = \frac{3100 - 11,4 \frac{1}{i}}{\frac{P}{F}} = \frac{3100 - 11,4 \frac{480}{3,53}}{\frac{18000}{64,4}} = 6,3 \text{ fach.}$$

Aus vorangehender Betrachtung ergibt sich somit, daß Fachwerke mit auf Biegung beanspruchten mehrteiligen Druckstäben infolge der großen Abstände der einzelnen Stäbe doppel-



wandig auszuführen sind; bei einer einwandigen Ausführung dagegen müßten die betreffenden Stäbe ohne materialfreie Achse ausgebildet werden (z. B. infolge Anbringung von durchlaufenden Platten, Abb. 10), damit die Forderung $J_y > J_x$ entfällt.

Zur schnellen Bestimmung des günstigsten Druckquerschnittes für Fachwerkstäbe ist die Tabelle 2 (S. 825) beigegeben. Im Teil a) sind die Querschnitte von zwei nebeneinanderliegenden gleichschenkligen Winkeleisen nach steigendem Trägheitsmoment und geringstem Eigengewicht geordnet. Für den Gesamtstab sind die Trägheitsmomente J_{min} , Trägheitshalbmesser i_{min} , Querschnittsflächen F und die größten Knicklängen s_K ; für die Einzelstäbe der kleinste Trägheitshalbmesser i' und die freien Knicklängen l' angegeben. Da die nach den neuen Vorschriften sehr dicht liegenden Bindebleche einen großen Einfluß bei dem Gewichtsvergleich ausüben, ist außer dem Gewicht G des Gesamtquerschnittes noch das Gewicht G' einschließlich der Bindebleche eingetragen. Als Bindeblechstärke ist hier überall 10 mm und als Bindeblechlänge das 6fache des normalen Nietdurchmessers angenommen. Bei anderen Abständen kann G' einfach aus dem Unterschied von G' und G ermittelt werden; so ist beispielsweise bei zwei in einem Abstand von 14 mm liegenden Winkeleisen $80 \cdot 80 \cdot 8$:

$$G' = G + (G' - G) \cdot 1,4 = 19,3 + (20,9 - 19,3) \cdot 1,4 = 21,5 \text{ kg/cm.}$$

Im Teil b) sind die Querschnitte von zwei nebeneinander liegenden ungleichschenkligen Winkeleisen in derselben Weise wie vor geordnet. Bei Berücksichtigung der neuen Bestimmung $J_y \geq J_x$ ist die Auswahl sehr beschränkt. Bei Festlegung der bis zu 28 mm gehenden Abstände ist angenommen, daß J_y mindestens 10% größer ist als J_x . Die angegebenen Einschaltnummern zeigen an, wo die betreffenden Querschnitte im Teil a) als günstigste einzufügen sind.

Sollten zwei gleichschenklige Winkeleisen in Kreuzform Anwendung finden, so sind die im Teil c) zusammengestellten \perp -Querschnitte stets günstiger als die im Teil a) und b) angegebenen. Die Werte F , G , i' und l' sind genau wie bei den entsprechenden Winkeleisen in Tabelle a).

Schließlich sind im Teil d) noch die günstigsten Querschnitte bei Verwendung eines Winkeleisens zusammengestellt.

4. Berechnung eiserner Träger.

Die neuen Bestimmungen zur Berechnung eiserner Träger haben in der Praxis zu ganz verschiedenen Auslegungen geführt. Hier müssen, damit falsche und gefährliche Ausführungen vermieden werden, Ergänzungen eingeschaltet werden.

Die Vorschriften besagen, daß bei Schaffung einer teilweisen Einspannung die Annahme verringerter Feldmomente

zulässig ist: die größten Biegemomente können bei gleichmäßig verteilter Last Q in den Mittelfeldern bis zu $\frac{Ql}{16}$, in den Endfeldern bis zu $\frac{Ql}{11}$ herabgesetzt werden.

Zunächst soll der fest eingespannte dem teilweise eingespannten Träger gegenübergestellt werden. In Abb. 11 sind für beide Ausführungsarten die Momentenlinien gezeichnet:

Während bei dem fest eingespannten Träger das Feldmoment $\frac{Ql}{24}$ und das Stütz- bzw. Einspannmoment $\frac{Ql}{12}$ ist, wird bei dem Träger mit teilweiser Einspannung gemäß den neuen Vorschriften das größte Feldmoment $\frac{Ql}{16}$ und damit auch aus dem Verlauf der Momentenlinie nach Abb. 11 b) das Stütz- bzw. Einspannmoment ebenfalls $= \frac{Ql}{16}$. Bei dem fest eingespannten Träger ist der Ausschlagwinkel α des Trägers über dem Auflager bzw. der Einspannstelle gleich Null, bei dem Träger mit teilweiser Einspannung dagegen nicht (vgl. Abb. 11). Um also den günstigsten Momentenausgleich nach Abb. 11 b) wirklich zu erzielen, muß die Einspannung so beschaffen sein, daß der Träger bereits am Auflager entsprechend ausschlagen kann, mit anderen Worten: der obere Trägerflansch muß sich vom Auflager um das Maß c entfernen und der untere

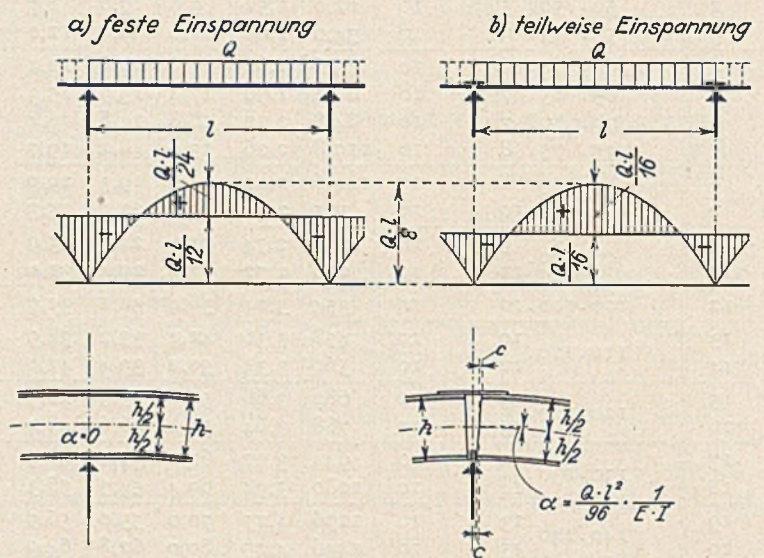


Abb. 11.

Trägerflansch dem Auflager um das Maß c entsprechend nähern können (vergl. Abb. 11 b). Wie groß das Maß c wird, soll nachstehend nachgewiesen werden.

$$\text{Ausschlagwinkel } \alpha = \frac{Q l^2}{96} \cdot \frac{1}{E J},$$

hierin bedeutet Q die gleichmäßig verteilte Gesamtlast für einen Träger.

Die Formel kann man nunmehr wie folgt schreiben:

$$\alpha = \frac{Q l}{16} \cdot \frac{1}{6 E J} = M \frac{1}{6 E J} = \sigma W \frac{1}{6 E J} = \sigma \frac{2 J}{2} \cdot \frac{1}{6 E J}.$$

Bezeichnet h die Höhe des Trägers, dann wird der wagrecht gemessene Ausschlag c der oberen und unteren Trägerkante (vergl. Abb. 11 b):

$$c = \alpha \frac{h}{2} = \sigma \frac{2 J}{2} \cdot \frac{1}{6 E J} \cdot \frac{h}{2}$$

oder

$$c_{mm} = 0,0793 \sigma_{t/cm^2} l_m.$$

Dieser Ausschlag ergibt sich bei allen Trägern von gleicher Spannweite und gleicher Ausnutzung.

Für 1 I 24 wird beispielsweise bei einer Stützweite $l = 6,2$ m und einer zulässigen Beanspruchung von $1,4 \text{ t/cm}^2$:

$$c = 0,0793 \cdot 1,4 \cdot 6,2 = 0,69 \text{ mm.}$$

Die nach innen gerichtete Verschiebung c der oberen Trägerkante ist bei der Plattenverbindung zweifellos möglich (vergl. Tabelle 3 und Abb. 15):

Der Schaftdurchmesser der gewöhnlichen Schrauben ist stets etwas geringer als die entsprechenden Löcher im Trägerflansch (z. B. ist bei einer $\frac{3}{4}$ "-Schraube der Schaftdurchmesser 19,05 mm und das Trägerloch 20 mm), so daß die auf Zug beanspruchte Plattenverbindung der oberen Flansche die erwünschte Nachgiebigkeit besitzt. Schließlich werden die Formänderungen der Schrauben und der Platte diese Bewegungsmöglichkeit der oberen Flansche derart vergrößern, daß man den Drehpunkt für die Verdrehung der Stabenden aus der Trägermitte nach den unteren Flanschen verlegen kann. Die Verbindung dieser unteren Trägerflansche kann dann gegen Druckeinwirkung fast starr ausgeführt werden. In der Tat haben die vom Deutschen Eisenbauverband durchgeführten Versuche gezeigt, daß sowohl bei Verschweißung der unteren Trägerflansche als auch bei Ausfüllung der Druckfuge durch

fest eingepaßte Platten eine ausreichende Verdrehungsmöglichkeit der Trägerenden in ihrer senkrechten Ebene erzielt wird. Die Vorschrift für die Verbindung der Druckflansche lautet daher: „Die Kräfte im Druckflansch müssen durch eingelegte und der Zwischenfuge angepaßte Druckplatten oder durch Ausfüllung der Zwischenfuge mittels Schweißung nach neuzeitlichem Verfahren oder bei Stützen durch festgeschlossene, versteifte Winkel übertragen werden.“

Zu der Vorschrift: „Die Träger sind bei Anschluß an andere Träger außer durch die übliche Stegverlaschung noch auf der Zugseite durch aufgelegte Platten von dem 0,8 fachen Stützquerschnitt des Trägerflansches und durch Schrauben von einer Anzahl und Dicke, die der zu übertragenden Zugkraft entsprechen, untereinander zu verbinden“ ist folgendes zu bemerken:

Bei einer gleichmäßig verteilten Last ist gemäß Abb. 11 b das größte Feldmoment $= + \frac{Ql}{16}$ und das größte Stütz- bzw. Einspannmoment $= - \frac{Ql}{16}$. Bei der Bestimmung des Trägerquerschnittes bleibt die Lochschwächung für den Anschluß der Zugplatten trotzdem unberücksichtigt, da im allgemeinen das negative Moment an der Stelle der ersten Flanschlöcher bedeutend geringer ist als das größte Stützmoment. Ganz anders ist es aber bei den Zugplatten: Zur Berechnung dieser Platten kommt nur das größte Stützmoment in Betracht; es müßte somit der Plattenquerschnitt nicht nach dem Nutzquerschnitt, sondern nach dem vollen Querschnitt des Trägerflansches bemessen werden, denn bei dem auftretenden Moment $\frac{Ql}{16}$ ist der volle obere und untere Trägerflansch vollkommen ausgenutzt. (Würde man mit einer Trägerschwächung rechnen, so wird die Beanspruchung im Träger etwa 25 % höher als die zulässige.) Außerdem kommt noch hinzu, daß nach den Bestimmungen die Platten nur das 0,8 fache des Flansch-Nutzquerschnittes zu haben brauchen. Wie hoch damit die Beanspruchung in der Platte wird, zeigt folgendes Beispiel eines Trägerstoßes I 36; der volle Trägerflansch F beträgt 27,9 cm², der Nutzquerschnitt F_n bei einem normalen Lochdurchmesser $d = 23 \text{ mm} = 18,9 \text{ cm}^2$.

Nach den neuen Bestimmungen wird der erforderliche Nutzquerschnitt der Platte:

$$F_{1n} = 0,8 F_n = 0,8 \cdot 18,9 = 15,1 \text{ cm}^2$$

und somit die Beanspruchung:

$$\sigma = \frac{F \sigma_{zul}}{F_n} = \frac{27,9 \cdot 1400}{15,1} = 2587 \text{ kg/cm}^2!$$

Wenn auch bei der teilweisen Einspannung eine gewisse Dehnbarkeit der Platte erwünscht ist, sollte die Elastizitätsgrenze doch nicht überschritten werden.

Dadurch, daß die Platte auf dem Trägerflansch liegt und die Lochschwächung um ein geringes von der Auflagermitte entfernt liegt, verringert sich die Beanspruchung nur unwesentlich.

Um die Gefahr einer zu großen Überbeanspruchung der Zugplatte zu verhindern, müßte in den Vorschriften min-

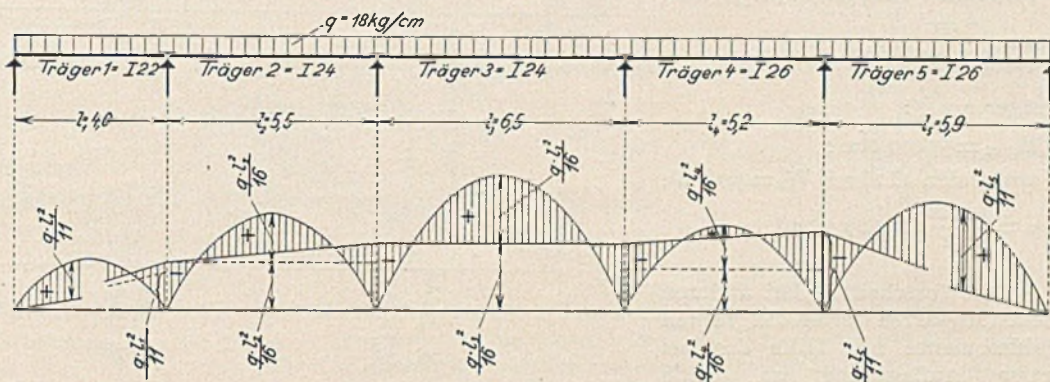


Abb. 12.

destens der Ausdruck „0,8 fachen“ ausgetilgt werden, so daß wenigstens der Nutzquerschnitt der Platte nicht geringer als der Nutzquerschnitt des Trägerflansches gewählt werden darf. Damit wird für das obige Beispiel die Beanspruchung der Platte:

$$\sigma = \frac{27,9 \cdot 1400}{18,9} = 2067 \text{ kg/cm}^2,$$

was in diesem Falle noch zugelassen werden kann.

Bei der Bestimmung der Querschnitte für einen Trägerstrang mit ungleichen Feldweiten ist zu beachten, daß die angegebenen größten Biegemomente $\frac{Ql}{16}$ in den Mittelfeldern und $\frac{Ql}{11}$ in den Endfeldern nicht nur im Felde, sondern auch über den Stützen an den Einspannstellen maßgebend sind. Es ist daher bei der Querschnittsermittlung für ein beliebiges Feld nicht nur das betreffende größte Feld- bzw. Stützmoment, sondern es sind auch die zunächst liegenden Stützmomente der benachbarten Felder zu betrachten: das absolut größte Moment ist für die Querschnittsermittlung des betreffenden Feldes maßgebend.

Als Beispiel soll die Berechnung eines Trägers über fünf verschiedenen große Öffnungen für eine gleichmäßig verteilte Belastung durchgeführt werden. Die Abmessungen und Belastungen sind aus der Abb. 12 zu ersehen.

Bestimmung der Momente für jede Öffnung nach den gegebenen Formeln:

$$M_1 = \frac{q l_1^2}{11} = \frac{18 \cdot 400^2}{11} = 26\,200 \text{ tcm};$$

$$M_2 = \frac{q l_2^2}{16} = \frac{18 \cdot 550^2}{16} = 34\,000 \text{ „};$$

$$M_3 = \frac{q l_3^2}{16} = \frac{18 \cdot 650^2}{16} = 47\,500 \text{ „};$$

$$M_4 = \frac{q l_4^2}{16} = \frac{18 \cdot 520^2}{16} = 30\,400 \text{ „};$$

$$M_5 = \frac{q l_5^2}{11} = \frac{18 \cdot 590^2}{11} = 57\,000 \text{ „}.$$

Die errechneten Momente sind in Abb. 12 eingezeichnet, danach ergeben sich für die Träger 1 bis 5 folgende absolute Größtmomente und Querschnitte:

Träger 1:

$M_{max} = 34\,000 \text{ tcm}$;
vorhanden I 22 mit $W_x = 278 \text{ cm}^3$;
 $\sigma = \frac{34\,000}{278} = 1,22 \text{ t/cm}^2$.

Träger 2 u. 3:

$M_{max} = 47\,500 \text{ tcm}$;
vorhanden I 24 mit $W_x = 354 \text{ cm}^3$;
 $\sigma = \frac{47\,500}{354} = 1,34 \text{ t/cm}^2$.

Träger 4 u. 5:

$M_{max} = 57\,000 \text{ tcm}$;
vorhanden I 26 mit $W_x = 442 \text{ cm}^3$;
 $\sigma = \frac{57\,000}{442} = 1,29 \text{ t/cm}^2$.

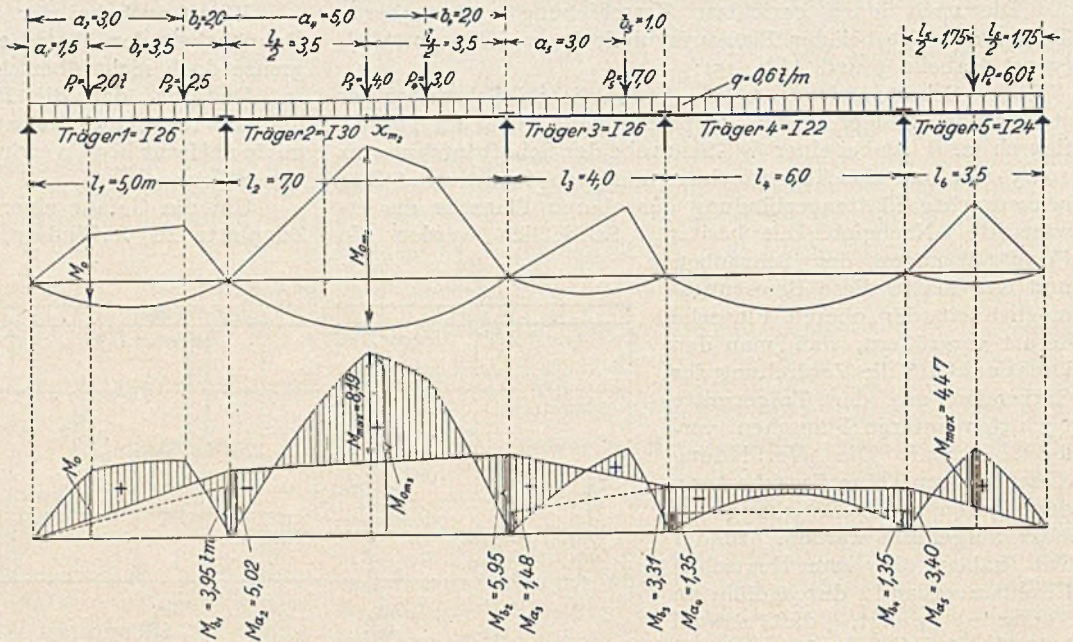


Abb. 14.

Die Vorschrift: „Bei anderen Belastungsarten dürfen die größten Feldmomente mit Hilfe des bei freier Auflagerung im Felde entstehenden größten Biegemomentes M_0 und der bei völliger Einspannung an den beiden Enden auftretenden Einspannungsmomente M_a und M_b nach der Formel:

$$M_x = M_0 - \frac{7}{10} \left(M_b \frac{x}{l} + M_a \frac{l-x}{l} \right)$$

berechnet werden“ ist ganz besonders zu beachten. Bei dem teilweise eingespannten Träger wird der Trägerquerschnitt nicht immer geringer als bei dem Träger mit fester Einspannung (vergl. Abb. 13). Nimmt man beispielsweise eine Einzellast in Feldmitte an, so wird

$$x = \frac{l}{2}, \quad M_0 = \frac{Pl}{4}, \quad M_a = M_b = \frac{Pl}{8}$$

und somit das größte Feldmoment:

$$M_x = \frac{Pl}{4} - \frac{7}{10} \left(\frac{Pl}{8} \cdot \frac{1}{2} + \frac{Pl}{8} \cdot \frac{1}{2} \right) = \frac{Pl}{4} - \frac{7}{80} Pl = \frac{13}{80} Pl$$

und das größte Stütz- bzw. Einspannmoment:

$$M = \frac{Pl}{4} - \frac{13}{80} Pl = \frac{7}{80} Pl.$$

Bei dem teilweise eingespannten Träger ist im vorstehenden Falle gegenüber dem fest eingespannten Träger keine Ersparnis,

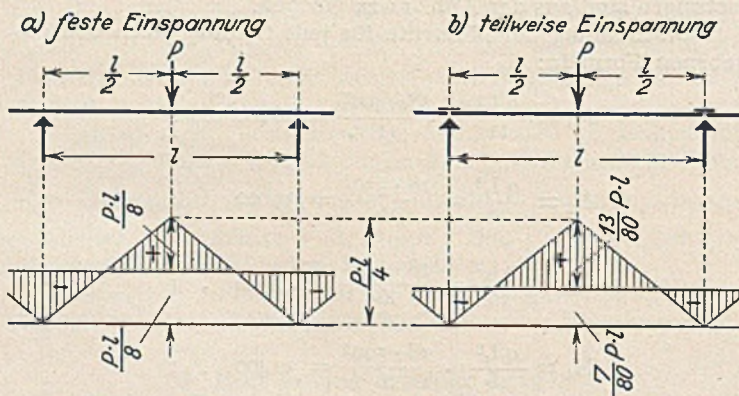


Abb. 13.

sondern eine Vergrößerung des absolut größten Momentes um 30 % erreicht.

Als Beispiel wird nachstehend die Berechnung eines Trägers über fünf verschieden große Öffnungen für eine beliebige Be-

lastung durchgeführt. Die Abmessungen und Belastungen sind aus der Abb. 14 zu ersehen.

Die größten Biegemomente M_0 sind in der bekannten Weise errechnet und in Abb. 14 aufgetragen.

Die Einspannmomente M_a und M_b werden nach den bekannten Formeln für eine völlige Einspannung errechnet und mit $\frac{7}{10}$ bzw. 0,7 multipliziert:

$$M_{a1} = 0;$$

$$M_{b1} = -\frac{7}{10} \left[\frac{Pl_1^2}{8} + \frac{P_1 a_1 b_1}{2 l_1^2} (a_1 + l_1) + \frac{P_2 a_2 b_2}{2 l_1^2} (a_2 + l_1) \right]$$

$$= -\frac{7}{10} \left[\frac{0,6 \cdot 5,0^2}{8} + \frac{2,0 \cdot 1,5 \cdot 3,5}{2 \cdot 5,0^2} (1,5 + 5,0) + \frac{2,5 \cdot 3,0 \cdot 2,0}{2 \cdot 5,0^2} (3,0 + 5,0) \right]$$

$$= -3,95 \text{ tm};$$

$$M_{a2} = -\frac{7}{10} \left(\frac{Pl_2^2}{12} + \frac{P_3 l_2}{8} + \frac{P_4 a_4 b_4}{l_2^2} \right)$$

$$= -\frac{7}{10} \left(\frac{0,6 \cdot 7,0^2}{12} + \frac{4,0 \cdot 7,0}{8} + \frac{3,0 \cdot 5,0 \cdot 2,0^2}{7,0^2} \right) = -5,02 \text{ tm};$$

$$M_{b2} = -\frac{7}{10} \left(\frac{Pl_2^2}{12} + \frac{P_3 l_2}{8} + \frac{P_4 a_4^2 b_4}{l_2^2} \right)$$

$$= -\frac{7}{10} \left(\frac{0,6 \cdot 7,0^2}{12} + \frac{4,0 \cdot 7,0}{8} + \frac{3,0 \cdot 5,0^2 \cdot 2,0}{7,0} \right) = -5,95 \text{ tm};$$

$$M_{a3} = -\frac{7}{10} \left(\frac{Pl_3^2}{12} + \frac{P_5 a_5 b_5}{l_3^2} \right)$$

$$= -\frac{7}{10} \left(\frac{0,6 \cdot 4,0^2}{12} + \frac{7,0 \cdot 3,0 \cdot 1,0^2}{4,0^2} \right) = -1,48 \text{ tm};$$

$$M_{b3} = -\frac{7}{10} \left(\frac{Pl_3^2}{12} + \frac{P_5 a_5^2 b_5}{l_3^2} \right)$$

$$= -\frac{7}{10} \left(\frac{0,6 \cdot 4,0^2}{12} + \frac{7,0 \cdot 3,0^2 \cdot 1,0}{4,0^2} \right) = -3,31 \text{ tm};$$

$$M_{a4} = M_{b4} = -\frac{Pl_4^2}{16} = -\frac{0,6 \cdot 6,0^2}{16} = -1,35 \text{ tm};$$

$$M_{a5} = -\frac{7}{10} \left(\frac{Pl_5^2}{8} + \frac{3}{16} P_5 l_5 \right)$$

$$= \frac{7}{10} \left(\frac{0,6 \cdot 3,5^2}{8} + \frac{3}{16} 6,0 \cdot 3,5 \right) = -3,4 \text{ tm};$$

$$M_{b5} = 0.$$

Die errechneten Momente sind in der Abb. 14 eingetragen; danach ergeben sich für die Träger 1 bis 5 folgende absolute Größtmomente und Querschnitte:

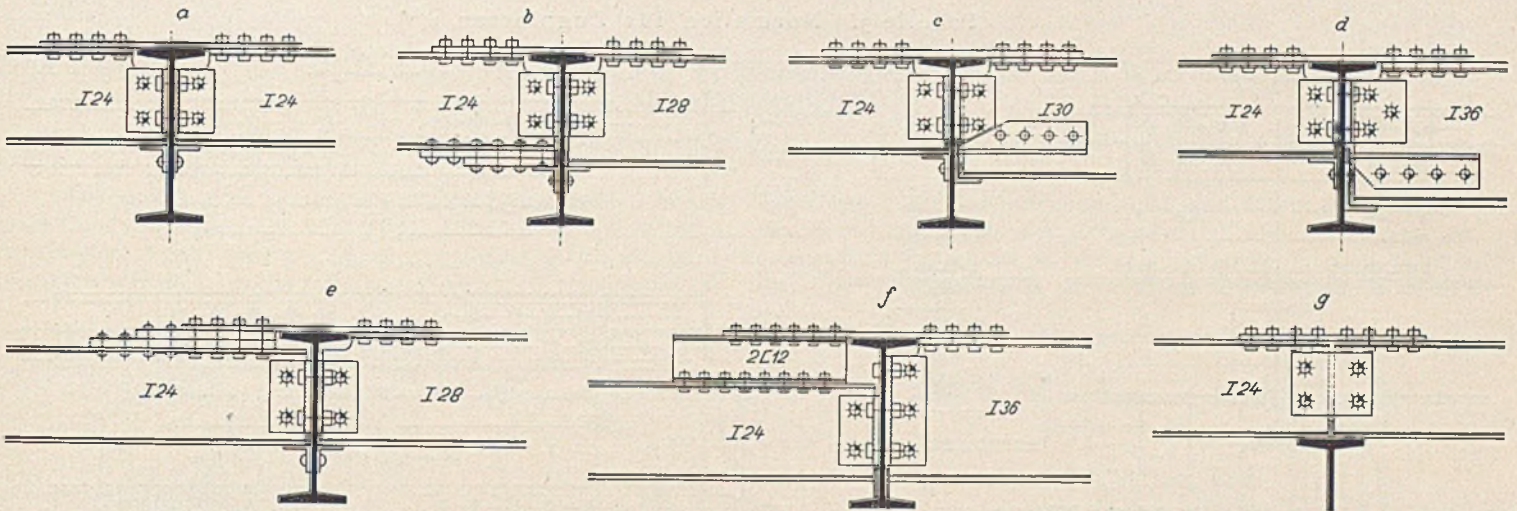


Abb. 15.

Träger 1: $M_{\max} = M_{a_2} = 5,02 \text{ tm} = 502,0 \text{ tcm}$;
vorhanden 1 I 26 mit $W_x = 442 \text{ cm}^3$;
 $\sigma = \frac{502,0}{442} = 1,14 \text{ t/cm}^2$.

Träger 2: $M_{\max} = M_{x_{m_2}} = M_{0_{m_2}} - \left(\frac{M_{a_2} + M_{b_2}}{2} \right)$
 $= \frac{3,0 \cdot 2,0 + 4,0 \cdot 3,5}{7,0} - \left(\frac{5,02 + 5,95}{2} \right) = 8,19 \text{ tm} = 819,0 \text{ tcm}$
(die Feldmomente können nach Abb. 14 auch in einfacher Weise zeichnerisch ermittelt werden);
vorhanden 1 I 30 mit $W = 653 \text{ cm}^3$;
 $\sigma = \frac{819,0}{653} = 1,26 \text{ t/cm}^2$.

Träger 3: $M_{\max} = M_{b_2} = 5,95 \text{ tm} = 595,0 \text{ tcm}$;
vorhanden 1 I 26 mit $W_x = 442 \text{ cm}^3$;
 $\sigma = \frac{595,0}{442} = 1,35 \text{ t/cm}^2$.

Träger 4: $M_{\max} = M_{a_5} = 3,4 \text{ tm} = 340,0 \text{ tcm}$;
vorhanden 1 I 22 mit $W_x = 278 \text{ cm}^3$;
 $\sigma = \frac{340,0}{278} = 1,22 \text{ t/cm}^2$.

Träger 5: $M_{\max} = M_{x_{m_5}} = M_{0_{m_5}} - \frac{M_{a_5}}{2}$
 $= \frac{0,6 \cdot 3,5^2}{8} + \frac{6,0 \cdot 3,5}{4} - \left(\frac{3,4}{2} \right) = 4,47 \text{ tm} = 447,0 \text{ tcm}$;
vorhanden 1 I 24 mit $W = 354 \text{ cm}^3$;
 $\sigma = \frac{447,0}{354} = 1,26 \text{ t/cm}^2$.

fürungen a bis d liegen die Deckenträger mit Oberkante und bei den Ausführungen e bis f mit Unterkante bündig. Bei der Eigenart der Trägeranschlüsse ist es am günstigsten, sämtliche Träger, Deckenträger wie Unterzüge, mit der Oberkante in gleiche Höhe zu legen.

Abb. 15 a zeigt den normalen Anschluß beigleichen Deckenträgern. Bei Ermittlung der Zugplatte nimmt man — wie bereits vorher näher ausgeführt — als erforderlichen Nutzquerschnitt den Nutzquerschnitt des Trägerflansches an. Als erforderlichen Schaftquerschnitt der die Zugkraft übertragenden Schrauben ist das 1,5 fache des erforderlichen Nutzquerschnittes der Platte zu nehmen, denn bei einer zulässigen Beanspruchung der Träger von 1200 bzw. 1400 kg/cm² ist die zulässige Beanspruchung der Schrauben auf Abscheren $\frac{1200}{1,5} = 800$ bzw. $\frac{1400}{1,5} = 933 \text{ kg/cm}^2$. Beispielsweise wird bei einem Trägerstoß I 24 der erforderliche Nutzquerschnitt der Platte (Bohrung 1,7 cm):

$$F_n = 10,6 \cdot 1,31 - (2 \cdot 1,7 \cdot 1,31) = 9,44 \text{ cm}^2.$$

Vorhanden eine Platte 11,0 · 1,3 mit einem Nutzquerschnitt

$$F_{n_1} = 11,0 \cdot 1,3 - (2 \cdot 1,7 \cdot 1,3) = 9,88 \text{ cm}^2.$$

Der erforderliche Schaftquerschnitt der Schrauben:

$$f = 1,5 F_n = 1,5 \cdot 9,44 = 14,2 \text{ cm}^2.$$

Vorhanden acht Schrauben von $\frac{5}{8}$ " Ø mit einem Schaftquerschnitt:

$$f_1 = 8 \cdot 1,978 = 15,8 \text{ cm}^2.$$

Zur Ausführung der Druckplatten ist auch das Vorangehende zu vergleichen. Der Träger ist unbedingt glatt und genau winkelrecht zu schneiden oder zu fräsen, falls man nicht schweißen will. Der Zwischenraum zwischen Trägerkante und Unterzugsteg, der etwa 10 mm beträgt, wird durch Paßplatten von verschiedener Dicke ausgefüllt, die fest einzukleimen sind.

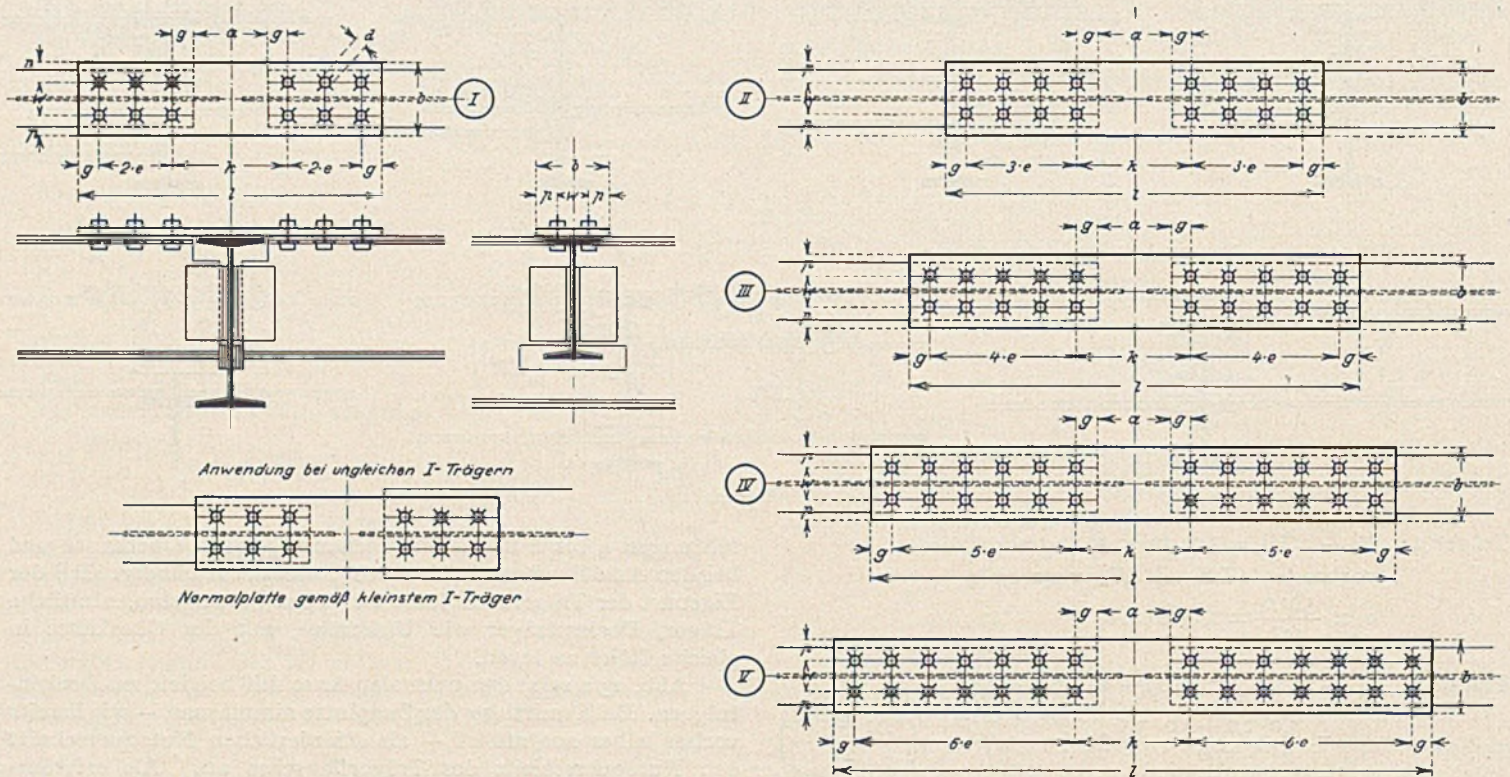
Abb. 15 b veranschaulicht den Anschluß bei ungleichen Trägerhöhen bis zu einem Höhenunterschied von 40 mm. Die Druckkraft im unteren Flansch des kleineren Trägers wird in die angenieteten Platten gebracht, die so stark zu bemessen sind, daß Unterkante Platte gleich Unterkante des benachbarten Trägers ist. Bei Anwendung mehrerer Plattenteile sind die einzelnen Platten treppenförmig herauszuziehen und besonders anzuschließen.

Die Abb. 15 c und 15 d zeigen Anschlüsse bei ungleichen Trägerhöhen mit einem Höhenunterschied von 50 mm und mehr. Die Druckkraft wird hier durch zwei Winkelleisen in den größeren Deckenträger geleitet. In diesem Fall ist nicht der Träger, sondern es sind die Winkelleisen glatt und winkelrecht zu schneiden oder zu fräsen. Die Winkelleisen stehen etwa 2 bis 5 mm über die Trägerkante hinaus.

Bei der weiteren Bestimmung: „Die konstruktive Durchbildung und Ausführung derartiger Trägeranschlüsse darf nur von als zuverlässig geltenden Baufirmen und bei ständiger Überwachung der Bauausführung durch geeignete Ingenieure vorgenommen werden“ ist die Forderung der ständigen Überwachung sehr zu unterstreichen und eine unbedingte Notwendigkeit: Jeder einzelne Trägeranschluß ist von einer geeigneten Persönlichkeit dahin zu prüfen, daß die Zug- und vor allem die Druckplatten vorschriftsmäßig angebracht sind; keinesfalls darf man sich allein auf den Richtmeister verlassen. Daß „nur von als zuverlässig geltenden Baufirmen“ die neue Trägerbauweise angewendet werden darf, ist ja an und für sich sehr richtig, aber darf man sich die Frage erlauben, welche Baufirmen als unzuverlässig gelten? Welche Behörde kann diese schwarze Liste aufstellen?

Am Schlusse sollen für den neuen Trägerbau noch einige konstruktive Ausführungen gegeben werden. In Abb. 15 sind verschiedene Trägeranschlüsse dargestellt. Bei den Aus-

Tabelle 3. Normalien für Zugplatten.



σ_{zul} für die I-Träger 1200 bzw. 1400 kg/cm². σ_{zul} für die Schrauben 800 bzw. 933 kg/cm².
Normalien gelten für $\sigma = 1200$ und 1400 kg/cm².

| Querschnitt I | Abb. Nr. | Lochdurchmesser d mm | Nutzquerschnitt eines Flansches F_n cm ² | Zugplatte | | | | Erforderlicher Schaftquerschnitt f cm ² | Schrauben | | | Schraubenabstände | | | | | Querschnitt I | |
|---------------|----------|-------------------------|--|----------------|-----------------------|---------------|---|---|---------------------|---------------------------|-------------------|--|---------|---------|---------|---------|---------------|---------|
| | | | | Breite b mm | Stärke δ mm | Länge l mm | Nutzquerschnitt F_{ln} cm ² | | Durchmesser Zoll | Anzahl für einen Träger n | Länge l_1 mm | Vorh. Schaftquerschnitt f_1 cm ² | w mm | p mm | e mm | g mm | | k mm |
| 18 | II | 14 | 5,62 | 90 | 10 | a + 370 | 6,20 | 8,43 | 1/2 | 8 | 45 | 10,1 | 44 | 23 | 45 | 25 | a + 50 | 18 |
| 20 | I | 17 | 6,33 | 90 | 12 | a + 340 | 6,72 | 9,50 | 5/8 | 6 | 50 | 11,9 | 44 | 23 | 55 | 30 | a + 60 | 20 |
| 22 | I | 17 | 7,81 | 100 | 12 | a + 340 | 7,92 | 11,7 | 5/8 | 6 | 50 | 11,9 | 52 | 24 | 55 | 30 | a + 60 | 22 |
| 24 | II | 17 | 9,44 | 110 | 13 | a + 450 | 9,88 | 14,2 | 5/8 | 8 | 50 | 15,8 | 56 | 27 | 55 | 30 | a + 60 | 24 |
| 26 | I | 20 | 10,3 | 120 | 13 | a + 380 | 10,4 | 15,5 | 3/4 | 6 | 55 | 11,9 | 58 | 31 | 60 | 35 | a + 70 | 26 |
| 28 | II | 20 | 12,0 | 120 | 16 | a + 500 | 12,8 | 18,0 | 3/4 | 8 | 60 | 22,8 | 62 | 29 | 60 | 35 | a + 70 | 28 |
| 30 | II | 20 | 13,8 | 130 | 16 | a + 500 | 14,4 | 20,7 | 3/4 | 8 | 60 | 22,8 | 64 | 33 | 60 | 35 | a + 70 | 30 |
| 32 | III | 20 | 15,7 | 140 | 16 | a + 620 | 16,0 | 23,6 | 3/4 | 10 | 60 | 28,5 | 70 | 35 | 60 | 35 | a + 70 | 32 |
| 34 | III | 20 | 17,7 | 160 | 16 | a + 620 | 19,2 | 26,6 | 3/4 | 10 | 65 | 28,5 | 74 | 43 | 60 | 35 | a + 70 | 34 |
| 36 | II | 23 | 18,9 | 170 | 16 | a + 580 | 19,8 | 28,4 | 7/8 | 8 | 70 | 31,2 | 74 | 48 | 70 | 40 | a + 80 | 36 |
| 38 | III | 23 | 21,1 | 180 | 16 | a + 720 | 21,4 | 31,7 | 7/8 | 10 | 70 | 38,7 | 80 | 50 | 70 | 40 | a + 80 | 38 |
| 40 | III | 23 | 23,5 | 170 | 20 | a + 720 | 24,8 | 35,3 | 7/8 | 10 | 75 | 38,7 | 84 | 43 | 70 | 40 | a + 80 | 40 |
| 42 1/2 | II | 26 | 25,5 | 180 | 20 | a + 660 | 25,6 | 38,3 | I | 8 | 80 | 40,5 | 86 | 47 | 80 | 45 | a + 90 | 42 1/2 |
| 45 | III | 26 | 28,7 | 200 | 20 | a + 820 | 29,6 | 43,1 | I | 10 | 80 | 50,7 | 92 | 54 | 80 | 45 | a + 90 | 45 |
| 47 1/2 | III | 26 | 32,2 | 220 | 20 | a + 820 | 33,6 | 48,3 | I | 10 | 80 | 50,7 | 96 | 62 | 80 | 45 | a + 90 | 47 1/2 |
| 50 | IV | 26 | 35,9 | 240 | 20 | a + 980 | 37,6 | 53,9 | I | 12 | 80 | 60,8 | 100 | 60 | 80 | 45 | a + 90 | 50 |
| 55 | V | 26 | 44,4 | 280 | 20 | a + 1140 | 45,6 | 66,6 | I | 14 | 85 | 70,9 | 110 | 85 | 80 | 45 | a + 90 | 55 |

Die Abb. 15e und 15f stellen Anschlüsse dar, wenn ungleich hohe Träger unten bündig liegen. Die Ausführung nach Abb. 15e ist bis zu einem Höhenunterschied von 100 mm maßgebend; die Ausführung nach Abb. 15f bei einem Unterschied von 120 mm und mehr. Bei der letzteren Ausführung ist zu beachten, daß der Schraubenanschluß der \square -Eisen an den oberen Flansch des Trägers außer auf Abscheren auch noch durch ein Biegemoment beansprucht wird; dasselbe ist gleich der durch die Platte übertragenen Zugkraft, multipliziert mit dem Höhenunterschied.

Abb. 15g zeigt endlich einen Anschluß, bei dem die Deckenträger auf dem Unterzug oder auf einem Stützenbock ruhen. Um die teilweise Einspannung und damit das geringere Stützmoment zu erzielen, darf der Träger keinesfalls ungestoßen durchlaufen, er ist vielmehr gemäß der Abbildung nachgiebig zu stoßen. In einem solchen Falle ist auch die Nietschwächung des Trägers zu beachten.

In Tabelle 3 sind Normalien für Zugplatten zusammengestellt.

DER AUFZUGTURM UND DIE ELEKTRISCHE TURMFÖRDERANLAGE DES WESTFALIASCHACHTES IN DORTMUND.

Von Oberingenieur Zoellner, Dortmund.

gel. 27.10.

Die immer weiter fortschreitende Verwendung der Elektrizität für den Antrieb der Förderung läßt für das Wahrzeichen des Bergbaues, das Fördergerüst, eine grundlegende Umgestaltung erwarten, die sich bereits als Übergang vom Strebengerüst zur

der sonst vom Maschinenhaus und der Strebe des Gerüsts beansprucht wird, für den Zechenbetrieb und — bei gut ausgewuchteter Maschine — in einem außerordentlich ruhigen Gang der Förderung, da die aus dem Durchhang des Seiles

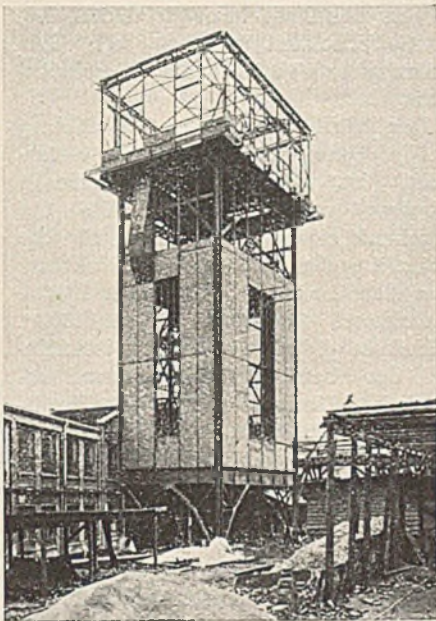


Abb. 1. Turmgerüst während der Montage.

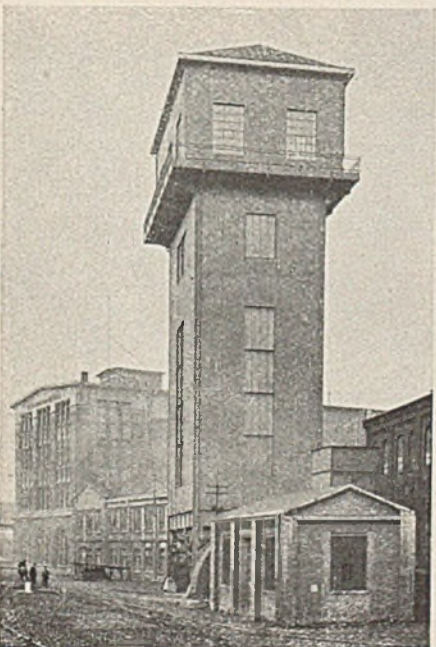


Abb. 2. Ansicht des fertigen Gerüsts.

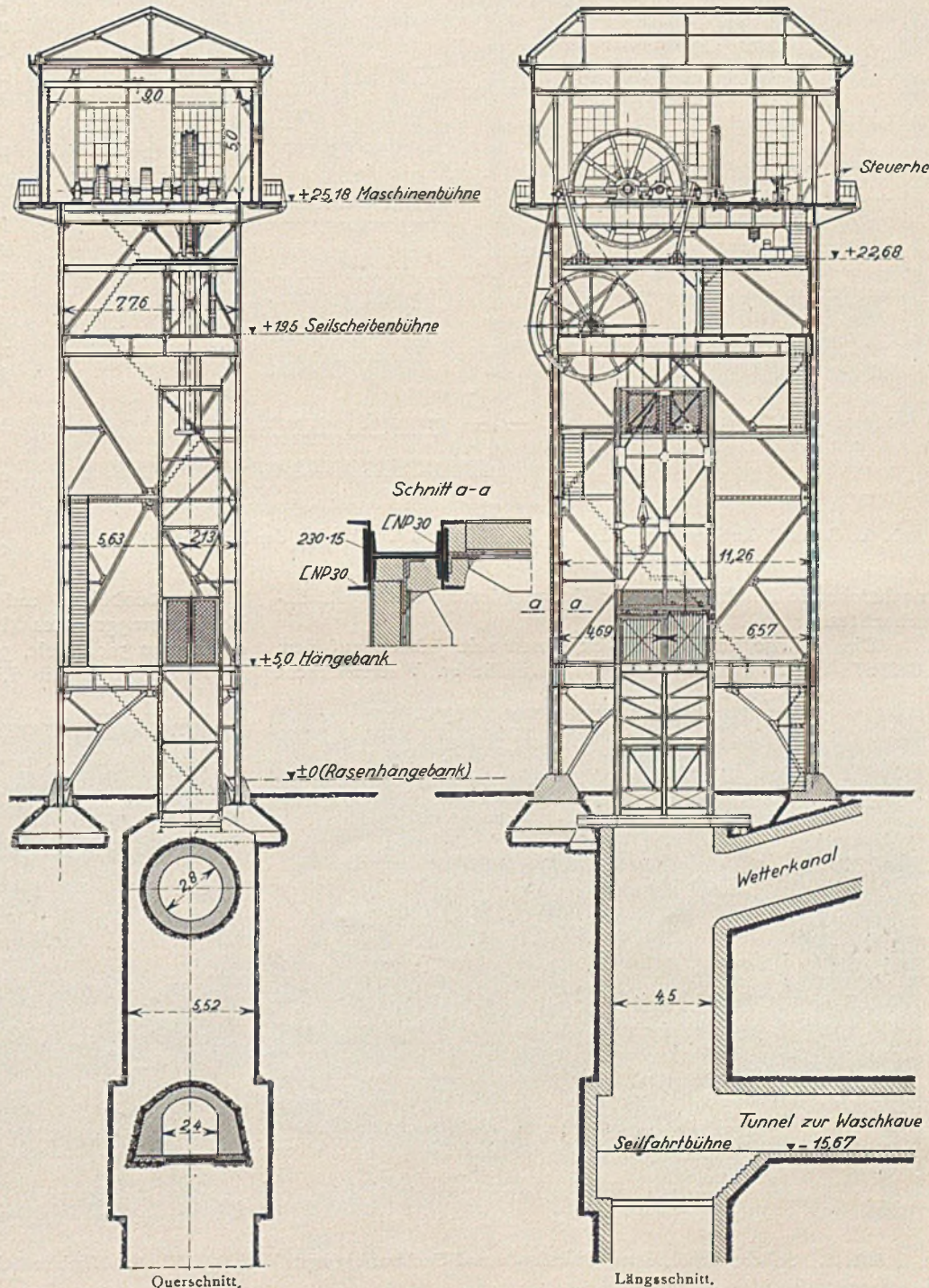


Abb. 3 u. 4. Förderturm.

Turmförderanlage zu vollziehen beginnt. Derartige Turmförderanlagen sind an sich keine Neuschöpfungen, sondern schon in Ausführungen für Dampfmaschinenantrieb gebaut¹⁾. Ihre Hauptvorteile liegen in dem Gewinn wertvollen Platzes,

beim Strebengerüst herrührenden Seilschwingungen fort-fallen.

Die Vorbedingung für die allgemeine Einführung der Turmförderung ist jedoch erst geschaffen durch die gedrungene Bauart der elektrisch angetriebenen Maschinen, ihr geringes

¹⁾ Vgl. Bauingenieur 1922, S. 16.

Gewicht und ihre vollkommene Auswuchtung, da hin- und hergehende bewegte Teile ganz entfallen.

Ein Beispiel eines solchen Baues — und zwar mit Ausführung des Traggerüstes in Eisenkonstruktion — gibt die

Für die Wahl der Turmförderung war die Rücksichtnahme auf die Platzverhältnisse bestimmend. Wie aus Abb. 1 u. 2 ersichtlich, befindet sich der Schacht unmittelbar neben den Werkstätten der Union; das Schachtgerüst mußte daher mit dem denkbar geringsten Platz auskommen. Der Zugang zur Waschkaue befindet sich unterirdisch in einem auf Ordinate — 15,67 gelegenen Tunnel.

Die Förderung reicht bis zur 700 m-Sohle; die Förderschalen sind zwei-stöckig und nehmen je 2 Wagen auf. Die größte Belastung eines Fördertrummies aus Nutzlast beträgt 16 680 kg, die Seilbruchlast 131 320 kg. Die Förderung erfolgt mit 12 m Geschwindigkeit.

Der Förderturm, der auf Abb. 3 und 4 in Quer- und Längsschnitt dargestellt ist, hat die Systemmaße 11,26 × 7,76 m. Aus der Höhe der Hängebank sowie den Maßen für die Aufhängung des Korbes + Überfahrweg ergibt sich die Lage der ersten Bühne auf Ordinate + 19,500. Diese Bühne (siehe Abb. 5) trägt die zur Distanzierung der beiden Fördertrummie erforderliche Umlenkrolle. Die Treibscheibe liegt in Höhe + 25,180 auf der Maschinenbühne (Abb. 6).

Die Fördermaschine wird durch einen Gleichstrom-Nebenschlußmotor von ± 500 Volt Spannung angetrieben. Den Gleichstrom für diesen Motor liefert ein Steuermformer, der ebenfalls im Turm, jedoch auf der Seilscheibenbühne aufgestellt ist. Der Antriebsmotor des Umformeraggregates (Leistung 480 kW) arbeitet mit Drehstrom von 5000 Volt, 50 Perioden. Antriebs- und Umformeraggregat zeigen die Lichtbilder 7 und 8 im einzelnen. Auf

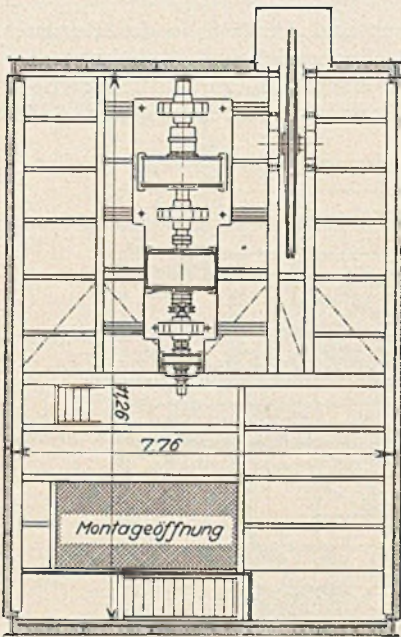


Abb. 5. Grundriß der Seilscheibenbühne.

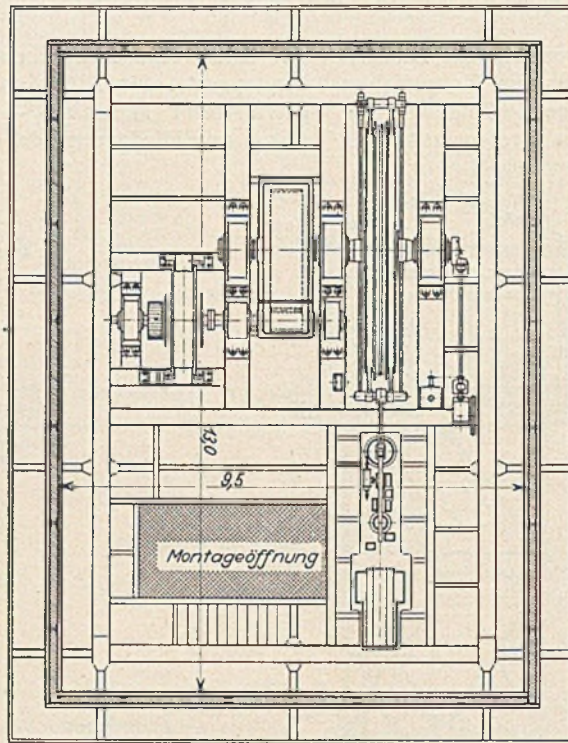


Abb. 6. Grundriß der Maschinenbühne.

nachstehende Beschreibung der Turmförderung des Westfaliaschachtes.

Die Anlage hat den Zweck, einen seit Jahren auf dem Gelände der Dortmunder Union befindlichen Wetterschacht

Seilscheibenbühne aufgestellt ist. Der Antriebsmotor des Umformeraggregates (Leistung 480 kW) arbeitet mit Drehstrom von 5000 Volt, 50 Perioden. Antriebs- und Umformeraggregat zeigen die Lichtbilder 7 und 8 im einzelnen. Auf

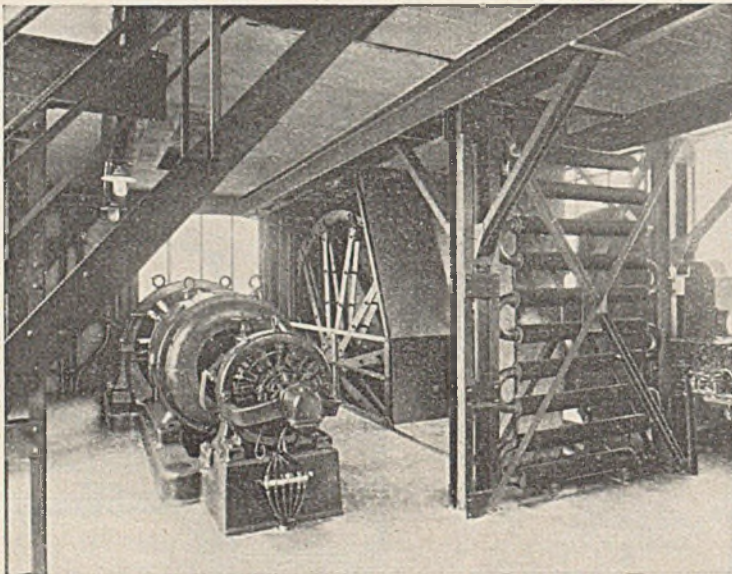


Abb. 7. Seilscheibenbühne mit Umlenkrolle und Umformeraggregat.

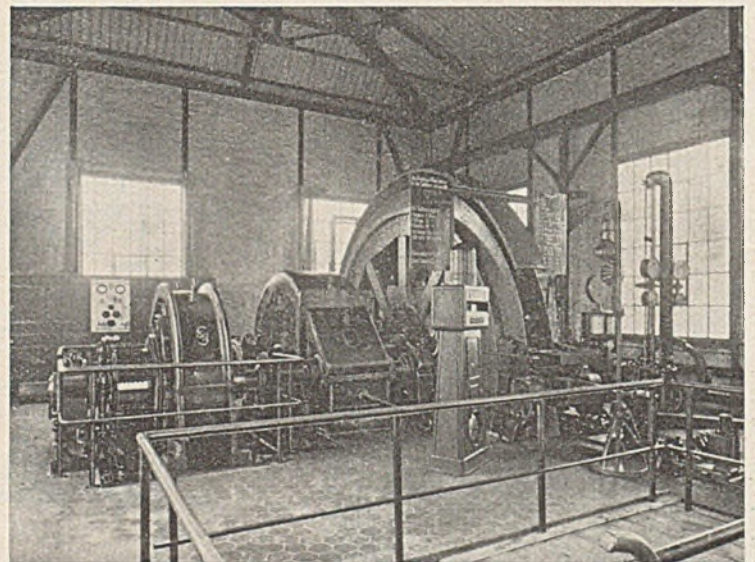


Abb. 8. Maschinenbühne mit Treibscheibe und Antriebsmaschine.

der Zeche Tremonia, den Westfaliaschacht, der eine günstige Lage zu den Wohnstätten der Belegschaft hat, für die Seilfahrt nutzbar zu machen. Gleichzeitig sollen mit ihr die auf der Hütte entfallenden Schlacken als Bergeversatz heruntergeschafft sowie gelegentlich auch Kohlen gefördert werden können. Dem Bergeversatz dient die Rasenhängebank, für die Förderung ist auf Ordinate + 5,00 eine besondere Hängebank vorgesehen.

Abb. 7 ist neben dem Umformermotor noch die Gleichstrom-erregemaschine zu sehen, die für den Fördermotor und die Anlaßdynamo die Fremderregung zu liefern sowie die Hilfsapparate zu speisen hat.

Der Fördermotor treibt durch ein in einem Gußeisengehäuse vollkommen eingekapseltes Zahnradvorgelege (Übersetzung 1:6,61) die Köpescheibe von 5 m Dmr., um die das Seil einmal

vollkommen herumgeschlungen ist. Die Köpescheibe hat auf beiden Seiten einen kräftigen Bremsring, auf den die Bremsbacken wirken, die durch eine Druckluft-Betriebs- und -Sicherheitsbremse mit Gewichtsnobremse betätigt werden.

Die Gestänge dieser Bremse sind auf einer auf Ordinate + 22,680 zwischen der Maschinen- und der Umlenkrollenbühne liegenden Zwischenbühne verlagert.

Die Steuerung der Maschine erfolgt derart, daß durch einen von dem Fördermaschinen bedienten Nebenanschluß-regulierwiderstand (Steuerapparat) in der Anlaßdynamo ein Strom erzeugt wird, der auf den Fördermotor wirkt und diesem die seiner Spannung entsprechende Umdrehungszahl und die der Stromrichtung entsprechende Drehrichtung gibt. Jedem einzelnen Ausschlag des Steuerhebels nach vorwärts oder rückwärts entspricht eine bestimmte Spannung und ein Strom bestimmter Richtung in dem Anker der Anlaßmaschine (Dynamo). Da der Antriebsmotor der Fördermaschine ein Gleichstromnebenschlusmotor mit Fremderregung ist, der bekanntlich unabhängig von seiner eigenen Belastung ist, da bei ihm die Umdrehungszahl pro Zeiteinheit praktisch ausschließlich von der Größe der dem Anker zugeführten Spannung, die Drehrichtung von der Stromrichtung im Anker abhängt, ist damit Richtung und Geschwindigkeit der Förderung eindeutig festgelegt.

Der Förderkorb wird von einem besonderen Gerüst geführt, das auf zwei über den Schacht gelegten Schachttägern aufsteht. Die Hubhöhe des Korbes ist in üblicher Weise durch Prellträger begrenzt. Das ganze Turmfördergerüst ist oberhalb der Hängebank $\frac{1}{2}$ Stein stark ausgemauert. Die Anordnung der Eisenkonstruktion, die aus den Abb. 3—6 im einzelnen zu sehen ist, ist so getroffen, daß die Verbände innerhalb des Eisenschwerkes liegen, dessen ruhige Wirkung also nirgends störend beeinträchtigen. Der unten offene Teil des Gerüsts ist durch eine Rahmenkonstruktion versteift, so daß die Rasenhängebank von allen Seiten gut zugänglich ist. Auf der einen Seite durchdringt, wie Abb. 2 zeigt, die Treibscheibe die Außenwand des Turmes, hiermit die Anordnung der Windverbände komplizierend. Die Scheibe ist hier durch eine Blechkappe verkleidet. Die Bühnen sind massiv, Seilscheiben- und Maschinenbühne sind mit einem Plattenbelag abgedeckt.

Die Bekrönung des Turmes bildet das Maschinenhaus, dessen Wände nach jeder Seite um rd. 1 m über den Turmunterbau vorspringen. Nach außen kragt von der Maschinenbühne außerdem noch ein Arbeitssteg von 0,75 m Breite vor. Der Hauptkonstruktionsteil ist hiermit wirkungsvoll herausgehoben, was noch durch die von der Gliederung des Turmes abweichende Austeilung der Fenster unterstützt wird.

Das Maschinenhaus ist mit einem Montagekran von 5 t Tragfähigkeit ausgestattet; zum Hochziehen von Lasten von

der Rasenhängebank haben sämtliche Bühnen je eine Montageöffnung von $1,7 \times 3,7$ m² Fläche erhalten, die mit abnehmbaren Klappen aus Riffelblech verschlossen sind.

Der ganze Bau ist, entsprechend den Anforderungen, die der Ruhrkohlenbergbau zu stellen gewohnt ist, sehr solide durchgebildet. Da er über einem ausziehenden Schacht steht, ist das Führungsgerüst in üblicher Weise luftdicht verkleidet. Die Querschnittsbemessung trägt den neuesten ministeriellen Vorschriften Rechnung. Als Höchstbeanspruchung ist unter Einrechnung des Seilbruchs 1500 kg/cm² zugelassen. Das Gewicht der Eisenkonstruktion beträgt 178 t.

Von Interesse ist es, diesen Bau mit einem normalen Strebengerüst zu vergleichen, dessen Gewicht für die gleiche Gerüsthöhe bei den gleichen Konstruktionsgrundsätzen und der gleichen Ausrüstung vorsichtig auf etwa 75—80 t veranschlagt werden kann. Um den Vergleich richtigzustellen, ist von dem Gewicht der Turmförderanlage jedoch noch das Gewicht der Hängebank mit rd. 20 t abzuziehen.

Es stehen demnach den 75—80 t des Strebengerüsts rd. 178—20=158 t Gewicht des Förderturmes gegenüber. Das hier behandelte Beispiel ist jedoch insofern für die Turmförderung besonders ungünstig, als die örtlichen Verhältnisse dazu zwingen, die Maschinenanlage einseitig in eine Ecke zu legen, die Belastung also in der Hauptsache auf einen Wandstiel konzentriert wird. Da die vier Pfosten des Gerüsts aus konstruktiven Gründen gleich ausgeführt sind, ist hierdurch ein Mehraufwand für sie von rd. 6 t entstanden; das Turmgerüst wäre also normalerweise um etwa 75 t schwerer als das Strebengerüst ausgefallen.

Als Ersparnisse bei der Turmförderung sind zu rechnen der Fortfall einer Seilscheibe, die Verkürzung der Seillänge und insbesondere das Entfallen des besonderen Maschinenhauses mit den kostspieligen Maschinenfundamenten, so daß die Gesamtkosten des baulichen Teiles sich trotz des erhöhten Gewichtes des Turmes nicht höher stellen dürften als bei einem Strebengerüst.

Die Ausführung der Anlage erfolgte in den Jahren 1923/24 durch die Siemens-Schuckert-Werke (elektrische Ausrüstung), die Friedrich-Wilhelms-Hütte in Mülheim-Ruhr (maschineller Teil) und die Brückenbauanstalt der Dortmunder Union (Eisenkonstruktion). Sie ist seit Beginn dieses Jahres im Betrieb und arbeitet zur völligen Zufriedenheit. Insbesondere sei erwähnt, daß der Bau vollkommen frei von Erschütterungen und Schwingungen ist. Diese Feststellung eines Ergebnisses, das an sich als selbstverständlich erscheint, soll hier deshalb besonders hervorgehoben werden, weil häufig in Bergbaukreisen das Bedenken anzutreffen ist, daß die Eisenkonstruktion für eine Turmförderanlage zu elastisch sei.

DER WETTBEWERB UM DEN ENTWURF DER FRIEDRICH-EBERT-BRÜCKE ÜBER DEN NECKAR IN MANNHEIM¹⁾.

Von Karl Bernhard, Berlin.

I. Einleitung.

An einer für unser Vaterland bedeutsamen Stelle, dort, wo Neckar und Rhein sich vereinen, in der schönen, durch Handel und Industrie emporgeblühten Stadt Mannheim, sind in den letzten Jahrzehnten Straßenbrücken über den Neckar erbaut und geplant, welche in der Entwicklung der deutschen Brückenbaukunst eine hervorragende Rolle spielen. Deshalb verdient der letzte, im Juni d. J. entschiedene Brückenwettbewerb in Mannheim die Aufmerksamkeit der Fachwelt. Es handelt sich um die dritte Straßenbrücke über den Neckar, welche zu Ehren des verstorbenen ersten deutschen Reichspräsidenten den Namen Friedrich-Ebert-Brücke tragen soll.

Die technische Aufgabe ist nahezu in den drei Fällen die gleiche. In der Zeitschrift des VDI. 1901 und 1902 habe ich

¹⁾ Dieser Aufsatz erscheint als Sonderdruck im Verlag von Julius Springer, Berlin W9.

ausführlich den vor 25 Jahren ausgeschriebenen Wettbewerb der zweiten Neckarbrücke, der Jungbuschbrücke, behandelt. Bei dem jetzigen Wettbewerb kann ich darauf Bezug nehmen, auch auf die bildlichen Darstellungen, besonders auf die dabei dargestellten Wettbewerbe für die erste Straßenbrücke über den Neckar in Mannheim, die Friedrichsbrücke, welcher im Jahre 1887 stattfand. Sie diente als Ersatz der 1842 bis 1845 von Wendelstadt erbauten Kettenbrücke. Das somit geschichtlich gewordene Brückenbild sollte damals durch Erbauung einer Balkenbrücke, deren Obergurt nach einer Art Kettenlinie verlief, erhalten werden. Diese Bauart ist eine Zeitlang für die schönheitliche Ausbildung der durchgehenden Balken mit Gerbergelenken vorbildlich geworden, besonders bei Brücken, wo die Mittelöffnung etwa doppelt so weit war wie die Seitenöffnungen. Von 11 Entwürfen waren 1887 die beiden ersten Preise in die Gruppe der Gerberbalken, zu der 4 Entwürfe

gehörten, gefallen, der dritte Preis in die Gruppe der durchgehenden Balken, beide Gruppen mit kettenförmigen Obergurten.

Beim zweiten Wettbewerb aus dem Jahre 1901 waren 18 Entwürfe eingelaufen; die beiden ersten Preise fielen in die Gruppe der Zweigelenkbogen, zu der 4 Entwürfe gehörten. Gerberbalken waren in 7 Entwürfen vertreten; der dritte und vierte Preis fiel auf Entwürfe, welche eine Verbindung von Bogen mit Zugband aufwiesen. Man konnte damals feststellen, daß der Sieg des einfachen Zweigelenkbogens über den hochgelegenen Bogen mit Zugband und besonders über die Bauart mit nach der Kettenlinie gekrümmten Obergurten aus Schönheitlichen Gründen besonders auch in Beziehung zur bestehenden Friedrichsbrücke errungen war. Schüchtern trat auch unter den zur engeren Wahl vorgedungenen ein viel beachteter Entwurf hervor, bei dem die Brücke ganz aus Betongewölben mit drei Gelenken gedacht war.

Eine zusammenfassende Übersicht sämtlicher Gewichte und Kosten für den vorliegenden dritten wie beim zweiten Wettbewerb kann nicht vorgeführt werden. Erst am 2. Juli d. J. brachten norddeutsche Zeitungen den Entscheid des Preisgerichtes vom 20. Juni, worin mitgeteilt wurde, daß die Ausstellung der Entwürfe bereits am 5. Juli geschlossen, also für die Schriftleitung nicht mehr erreichbar war, um die 37 eingegangenen Hauptentwürfe, wie sonst bei Wettbewerben üblich, zu studieren und zu gruppieren. Ein großer Teil der Verfasser hat das gesamte Material dem „Bauingenieur“ zur Verfügung gestellt, wodurch überhaupt eine unbefangene Darstellung des Wettbewerbes möglich gemacht worden ist. Durch die Freundlichkeit eines der Preisrichter ist mir das vom Tiefbauamt gemachte Verzeichnis der eingegangenen Entwürfe noch nachträglich zugestellt. Demzufolge sind einschließlich Nebenlösungen 39 Entwürfe eingegangen, von denen 18 Eisenbetonbau, die übrigen 21 Entwürfe Eisenbau zugrunde legten. 18 Entwürfe sind vorhanden, bei denen die Mittelöffnung durch Bogen über der Fahrbahn überspannt

sind und bei 17 in den Seitenöffnungen das Tragwerk unter der Fahrbahn liegt. Davon überbrücken 7 Eisenbetonentwürfe die Mittelöffnung mit Melanbogen. Die übrigen 10 sind reine Eisenbauten, und zwar sind fünf solche mit durchlaufenden Balken und Stabbogen in der Mitte und fünf Bogen mit Zuggurten in der Mittelöffnung, die in die Balken der Seitenöffnungen übergehen (System Treskowbrücke), während ein Entwurf einen Fachwerkbogen von Ufer zu Ufer aufweist, der in der Mittelöffnung durch einen Stabbogen unterstützt wird. Blechträger unter der Fahrbahn bzw. nicht über Geländerhöhe ragend — hierzu gehört der mit dem ersten Preis gekrönte Entwurf — hatten vier Entwürfe zugrunde gelegt. Ferner sind eingereicht: drei versteifte Hängebrücken, welche die Programmbedingungen genau erfüllten, und vier Melanbogen unter der Fahrbahn, die sich mehr oder weniger von den Bedingungen freigemacht hatten.

Nur für 8 Eisenbauten waren, wie verlangt, bindende Angebote eingegangen. Alle übrigen hatten, bis auf einen, wohl Kostenanschläge, aber nicht in bindender Form. Bei einzelnen fehlte der Kostennachweis und die statische Berechnung überhaupt. In der nachstehenden Zusammenstellung sind die ersteren aufgeführt, von denen zwei den Fahrbahnscheitel 24 bzw. 63 cm höher gelegt haben als nach den Wettbewerbsbedingungen zulässig. Die Eisenbetonentwürfe legen den Scheitel vielfach noch höher und tauchen die Kämpfer 3 m und mehr in das Hochwasser ein.

Für die vorliegende Aufgabe ist also der Eisenbau doch wohl als die geeignetste und wirtschaftlich sicherste Bauart anzuerkennen. Hierbei ist der vollwandige durchlaufende Blechbalken unter der Fahrbahn und nicht über Geländerhöhe emporragend aus Schönheitlichen Gründen bevorzugt, obwohl er teurer und biegsamer ist als andere Bauarten, die Tragwerksteile über Geländerhöhe aufweisen. Das Nähere hierüber wird die nachfolgende Besprechung darlegen.

Wettbewerbsentwürfe mit bindenden Angeboten.

| Lfd. Nr. | Kennwort | Baustoff des Überbaues | Bauart des Überbaues | Stützweiten | | | Gründung | Kosten RM. | |
|----------|-----------------------|------------------------|---|-------------|--------|-------|---|------------|---------------------------------|
| | | | | m | m | m | | | |
| 1. | „Freier Blick“ II | Flußstahl 37 | Durchlaufende Träger unter der Fahrbahn | 59,00 | 80,00 | 59,00 | Eiserne Senkkästen für Pfeiler-Widerlager | 1828600 | |
| 2. | „Freier Uferblick“ | Baustahl 48 | Vollwandiger Bogen mit Zugband in der Mitte, vollwandiger Blechträger in den Seiten | 47,52 | 102,96 | 47,52 | Pfeiler: Senkkästen. Widerlager: Spundwände | 1773000 | II. Preis |
| 3. | „Flachbrücke“ | Baustahl 48 | Blechbalkenbrücke als Gerberträger neben der Fahrbahn | 55,62 | 86,52 | 55,62 | Pfeiler: Eisenbeton-Senkkästen. Widerl.: Eiserne Spundwände | 1690000 | I. Preis |
| 4. | „Freie Fahrbahn“ | Baustahl 48 | Wie vor, außerhalb der Gehwege | 57,6 | 82,2 | 57,6 | Pfeiler u. Widerlager zwischen Spundwänden | 1642610 | Brückenmitte 24 cm höher gelegt |
| 5. | „Blechbogen“ | Baustahl 48 | Mitte: Stabbogen mit Zugband und Kragarm und Blechträger in den Seiten | 48,00 | 100,00 | 48,00 | Pfeiler u. Widerlager zwischen Spundwänden | 1590328 | |
| 6. | „Kraft und Schönheit“ | Baustahl 48 | Hängebrücke mit vollwandigem Versteifungsträger, Kette aus hochkantigen Flacheisen mit Bolzen | 40,00 | 120,00 | 40,00 | Pfeiler u. Widerlager: Brunnen-gründung | 1530000 | |
| 7. | „Bonito“ | Flußstahl 37 | Durchlaufende vollwandige Blechträger unter der Fahrbahn | 58,5 | 8,00 | 58,5 | Pfeiler u. Widerlager: Senkkästen | 1435000 | Angekauft |
| 8. | „Von Ufer zu Ufer“ | Baustahl 48 | Bogenfachwerk von Ufer zu Ufer in der Mitte durch Stabbogen gestützt | 49,3 | 98,6 | 49,3 | Pfeiler: Eiserne Senkkästen Widerl.: Eiserne Spundwand | 1340925 | |

II. Das Wettbewerbsverfahren.

Bezüglich der allgemeinen Lage sei bemerkt, daß die erste Neckarbrücke, die Friedrichsbrücke, im Zuge der Hauptverkehrsader liegt, welche die Stadt mitten durchquert. Vom Schloß ausgehend, führt sie zur Neckarvorstadt, wo sich die Ausbreitung der Stadt entwickelt, somit also eine überragende verkehrstechnische und stadtbauliche Bedeutung hat. Die zweite Neckarbrücke, die Jungbuschbrücke, liegt 1 km unterhalb der Friedrichsbrücke in der Nähe der Mündung des Neckars in den Rhein und der Mannheimer Hafenanlagen. Die Errichtung der dritten, der Friedrich-Ebert-Brücke, soll im Zuge der Renz- und Kronprinzenstraße, 0,75 km oberhalb der Friedrichsbrücke, erfolgen. Ihre Brückenachse ist festgelegt, ebenso der Gesamtabstand der Widerlagerfluchten mit 196 m, die Mindestentfernung der beiden zulässigen Mittelpfeiler mit 80 m, so daß diese auf dem Vorlande zu stehen kommen; ferner ist festgelegt die Gründungstiefe der Mittelpfeiler auf + 79,80 bei einer zulässigen Bodenpressung von 5,5 kg/cm², der Widerlager 5 m höher auf + 84,80 bei 4,5 kg/cm² Bodenpressung. Ferner ist eine 11,10 m breite Fahrbahn mit beiderseitigen Gehwegen von je 3,5 m verlangt. In der Mitte der ersteren sollen zwei Gleise für die städtische Straßenbahn und für die Personen- und Güterzüge der oberrheinischen Eisenbahngesellschaft von 1 m Spur verlegt werden. Ein Längenprofil legt die Steigungsverhältnisse fest mit dem Bemerkten, „daß wesentliche Änderungen“ nicht erwünscht seien. Die beiderseitigen Neigungen 1 : 70 sind auf 58,66 m Länge durch eine Parabel in der Mitte verbunden. Es wäre wohl von vornherein wirtschaftlich und zweckmäßig gewesen, etwas mehr Höhe zur Verfügung zu stellen, da die Grenze für Holzpflaster 1 : 40 ist und eine so lange Übergangsparabel wie hier vorgeschrieben überflüssig ist. Namentlich sind dem neuzeitlichen Schnellverkehr bei der Beurteilung gewisse Zugeständnisse gemacht. Dann könnte aber diese Brücke zweifellos viel stärkere Steigungen vertragen, wie auch aus den Mitteilungen der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau (vgl. D. Bztg. 1925, S. 130) hervorgeht. Nach den Bedingungen ist jedoch der Scheitel der Brückenfahrbahn auf + 99,81 festgelegt, während die Konstruktionsunterkante in der 40 m breiten Schiffsdurchfahrt nicht unter + 97,50 liegen darf; das HW steigt bis 95,597. Demzufolge sind in der Brückenmitte nur rd. 4,20 m als Höhe zwischen Hochwasser und Brückenscheitel verfügbar, während bei der Jungbuschbrücke diese Höhe über die Hälfte mehr betragen hat. Die übrigen technischen Wettbewerbsbestimmungen beziehen sich auf die Überführung zahlreicher großer Wasser- und Gasrohre sowie eines bekriechbaren Raumes von 1 m Breite und 1,10 m Höhe zum Aufhängen von Starkstromkabel. Die Belastungsannahmen für die statische Berechnung, die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe und sonstigen Angaben bewegen sich in den üblichen Bahnen.

Die preisgekrönten und angekauften Entwürfe, heißt es ferner in den Bedingungen, gehen in das Eigentum der Stadt über, ohne daß Verfasser Anspruch auf die weitere Bearbeitung des Entwurfes hat, vielmehr die Stadt berechtigt sei, die in ihr Eigentum übergegangenen Entwürfe der Ausführung zugrunde zu legen und die Vergebung der Arbeiten im engeren oder öffentlichen Wettbewerb auszuschreiben. Im Gegensatz zu den für Architekten üblichen Ideen-Wettbewerben hat also der Bauingenieur keinen Anspruch mehr auf Ausarbeitung seines der Ausführung zugrunde gelegten Entwurfes. Dies ist eine Härte, die nachträglich nur scheinbar gemildert worden ist durch die Erklärung der Stadt, daß dem Verfasser des der Ausführung zugrunde gelegten Entwurfes die Möglichkeit für dessen weitere Ausarbeitung geboten werden soll, ohne daß die Stadt eine Verpflichtung hierzu übernimmt. Dies ist rechtlich und praktisch natürlich für den Verfasser ungefähr dasselbe. Die Sachlage ist nicht sehr einfach, falls die Bauherrin sich aus verschiedenen Entwürfen etwas für die Ausführung herausholt und in den eigenen Bauämtern den Entwurf unter Ausschluß des Entwurfsverfassers weiter bearbeitet. Aber bei

gutem Willen und wenn in zukünftigen Fällen die Verbände dabei etwas mitsprechen sich vorbehalten, ließe sich diese Klippe umgehen. Endlich verlangt der Wettbewerb Kostenberechnungen und bindende Angebote. Wie in der Einleitung erwähnt, sind nur 8 Eisenbauentwürfe mit bindenden Angeboten eingereicht, alle übrigen nur mit Kostenanschlägen ohne bindende Kraft. Da von den bindenden Angeboten erst nach der Preisverteilung Gebrauch durch die Stadt gemacht werden sollte, scheint den Kostenberechnungen im Wettbewerb gar keine Rolle zugewiesen worden zu sein. Sie können doch von den bindenden Angeboten ehrlicher Weise nicht abweichen. Massenberechnungen müssen also vorausgehen, ebenso Bearbeitung von Einzelheiten, Gerüsten und Transportanlagen.

Die Wettbewerbsforderungen über einzureichende Berechnungen und Zeichnungen übergehen die statischen Berechnungen, während weitere ausführliche Grundlagen eingehende statische Angaben enthalten. Selbstverständlich dürfen statische Berechnungen nicht fehlen, sie bilden einen wesentlichen Bestandteil des Entwurfes, den die Preisrichter, wie es bei Wettbewerben stets der Fall ist, daraufhin mindestens zu prüfen haben, ob die Ausführbarkeit und Kostenberechnungen genügend gesichert sind. Das Fehlen jeglicher statischer Berechnung mußte bei dem vorliegenden Falle einen Brückenentwurf als unprüfbar außer Wettbewerb stellen. Ausführlichere Angebots- und Ausführungsbestimmungen, welche z. T. noch in die Wettbewerbsbedingungen gehörige wichtige technische Ergänzungen für die Konstruktion enthalten, lassen folgern, daß Angebote, sowohl in Flußeisen, als auch in Baustahl 48 einzureichen sind, daß der Anbieter — und das muß erwähnt werden — sich verpflichtet, „die Massen und Gewichte als bindend anzusehen, derart, daß er für Mehrleistungen keine Vergütung erhält“. Das geht doch zu weit. Eine solche Verquickung von Entwurfsarbeit des Bauingenieurs und Kalkulationsarbeit des Bauunternehmers sollte bei Aufgaben vorliegender Art dann doch lieber ganz vermieden werden und die Ausschreibung nur als reiner Ideenwettbewerb vor sich gehen. Die beteiligten Baufirmen sehen sich bei der Form dieses Ausschreibens gezwungen, die Entwürfe nicht bloß der in Aussicht stehenden Lorbeeren, sondern des Bauauftrages wegen zu bearbeiten und zu veranschlagen. Viel unnötige und unbeachtet liegen gebliebene Arbeit ist damit vertan, wenn nicht auch die wirtschaftliche Seite mit in die Wagschale fällt. Das Preisgericht hätte die Unterlagen des Wettbewerbs sicher vorher dahin zu prüfen gehabt, daß nur solche Arbeiten und nicht mehr verlangt werden als für seine Beurteilung wesentlich sind. Sind aber bindende Kostenberechnungen nötig, so müssen sie auch bei der Preisverteilung von Einfluß sein. Das scheint nicht der Fall gewesen zu sein, da unter den Gesichtspunkten der Preisverteilung, wie sie aus der „Niederschrift über die Beurteilung des Preisgerichts“ hervorgehen, von den Kosten gar nicht die Rede ist, nicht einmal bei den eisernen Überbauten von dem Gewichtsbedarf, was doch bei der zweiten Neckarbrücke 1901 sehr beachtenswert und lehrreich gewesen ist.

Trotz der nicht ganz einheitlich durchgearbeiteten Wettbewerbsbedingungen sind, wie eingangs bereits erwähnt, 37 Entwürfe und 2 Nebenlösungen eingegangen gegenüber 18 im Jahre 1901 und 11 im Jahre 1887 — ein Zeichen, welches großes Interesse der deutsche Brückenbau der vorliegenden Aufgabe gewidmet hat. Die große Beteiligung kann sicher auch als Zeichen seiner gesteigerten Leistungsfähigkeit und trauriger Weise vielleicht seiner Beschäftigungslosigkeit aufgefaßt werden. Sicher sind die Ausschreibenden ihm zu großem Danke dafür verpflichtet. Die gesamten Unkosten, welche die Wettbewerber für die vorgelegte Aufgabe geopfert haben, schätze ich auf weit über 50 000 RM.; ihre eigene höhere geistige Arbeit ist dabei unbewertet gedacht. Demgegenüber hätten sie und mit ihnen das ganze Fachgebiet von der ausschreibenden Stelle etwas mehr Rücksichtnahme und Gegenliebe erwarten dürfen.

Das Preisgericht ist vor Prüfung der Entwürfe genötigt gewesen, „in Ergänzung der Wettbewerbsbedingungen“ noch

Abbildungen 1 und 2:
Erster Preis.

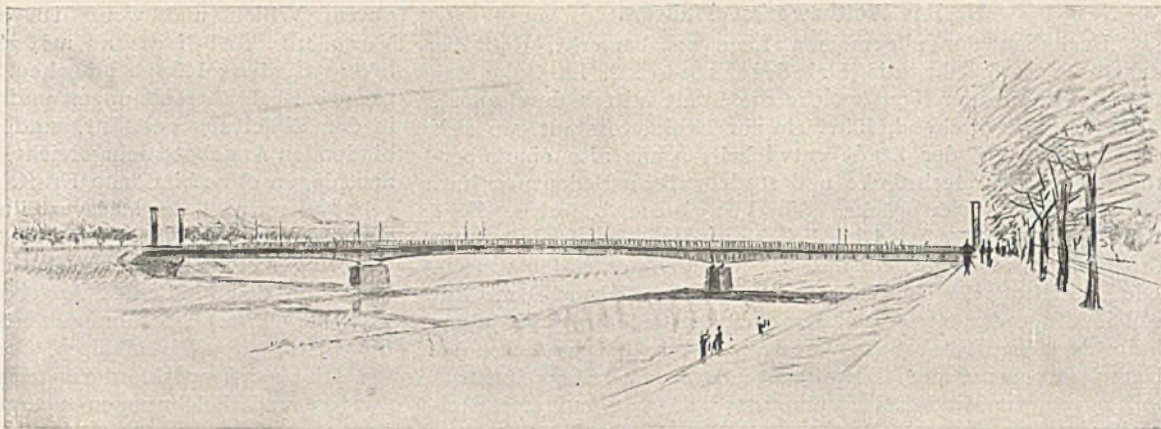


Abb. 1.

Kennwort: „Flachbrücke“.

Verfasser:
Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G.,
Werk Gustavsburg,
Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim.
Architekt: Adolf Abel, Stuttgart.

Zweiter Preis.

Kennwort: „Baustahl 48“.

Verfasser: Dipl.-Ing. Lorentz, Mannheim.
Architekt: Alfred Müller, Mannheim,
Ludwig Rösinger, Mannheim.
Mangels Hergabe von Schaubildern wird auf
die Abb. 49 verwiesen.

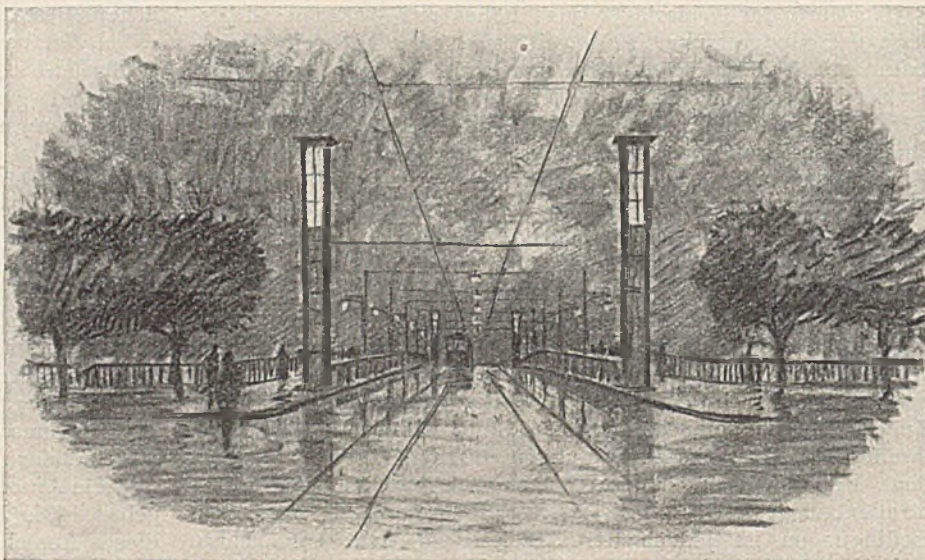


Abb. 2.

Abbildungen 3 und 4:
Zweiter Preis.

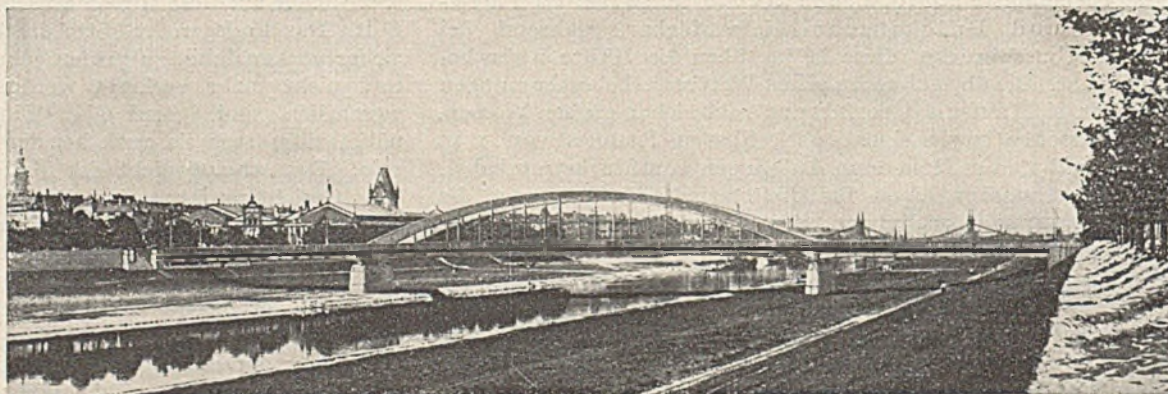


Abb. 3.

Kennwort: „Freier Uferblick“.

Verfasser:
Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G.,
Werk Gustavsburg,
Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim.
Architekt: Karl Wiener, Mannheim.



Abb. 4.

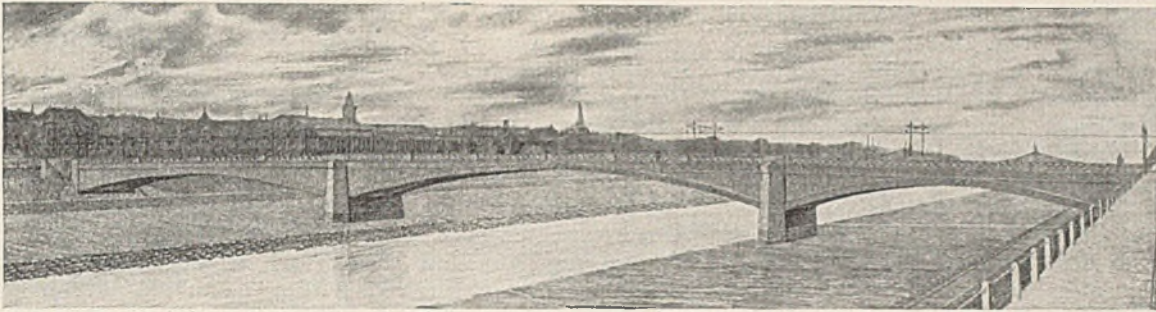


Abb. 5.

Dritter Preis.

Abb. 5. Kennwort:

„Zwanzigstes
Jahrhundert“.

Verfasser:

Dr.-Ing. Paul Boros,
Berlin.

Architekten:

Hugo Herfort und
Ing. Hugo Wendt, Berlin.

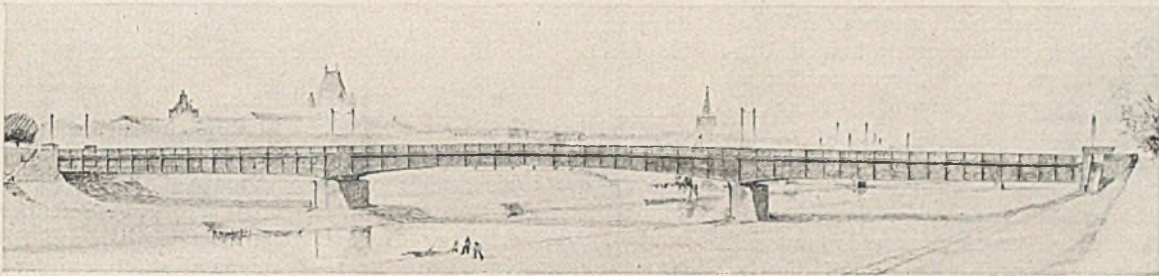


Abb. 6.

Abb. 6. Kennwort:

„Bonito“
(angekauft).

Verfasser:

Deutsch-Luxemburg. Berg-
werks- und Hütten A.-G.,
Dortmunder Union in
Dortmund, Ed. Züblin & Co.
A.-G., Stuttgart.

Architekten:

Dipl.-Ing. Seyker und
Dipl.-Ing. Schumacher,
Stuttgart.

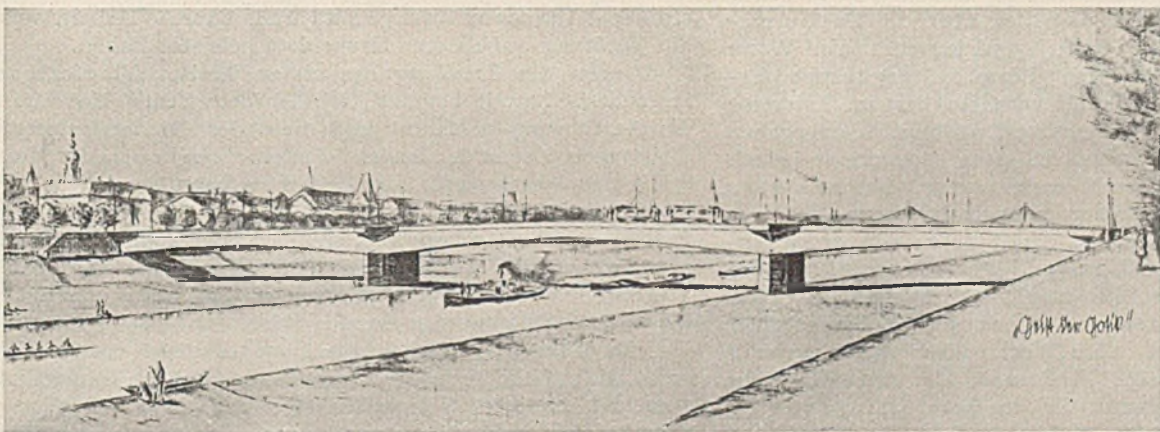


Abb. 7.

Abb. 7. Kennwort:

„Geist der Gotik“
(angekauft).

Verfasser:

Grün & Bilfinger A.-G.,
Mannheim.

Architekt:

Dr.-Ing. Max Schmechel,
Mannheim.

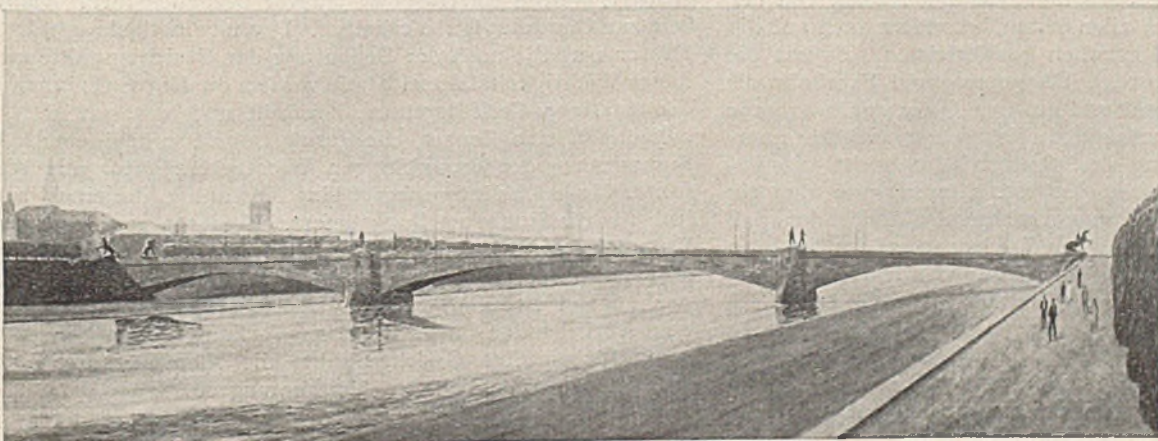


Abb. 8.

Abb. 8. Kennwort:

„Straffer Bogen,
flacher Stich“
(angekauft).

Verfasser:

Josef Hoffmann & Söhne
A.-G., Mannheim.

Architekt:

Prof. Billing, Karlsruhe.

einige grundsätzliche Fragen zu klären. Im Vorbericht in Heft 18, S. 608 des „Bauingenieur“ ist darüber bereits Mitteilung gemacht. So mußte erst festgestellt werden, daß trotz der Bedingung, daß wesentliche Änderungen der angegebenen Steigungsverhältnisse nicht erwünscht seien, eine Erhöhung der Steigung von 1 : 70 auf 1 : 60 zulässig sei, daß es kein Verstoß sei, zur Gewinnung an Bauhöhe in der Nähe der Mittelpfeiler im Endwiderlager Konstruktionsteile des Überbaus „ein wenig“ in das Hochwasser zu tauchen. Jedenfalls ist es, wie auch Oberbaurat Cassinone von der badischen Strombauverwaltung auf S. 621 des „Bauingenieur“ 1925 es besonders für den Neckar verlangt, ganz unzulässig, die Kämpfer in das Hochwasser tauchen zu lassen. Das Preisgericht hat zwei Eisenbetonbrücken-Entwürfe ausgezeichnet, die 2 bzw. 3 m in das HW tauchen. Im Interesse des deutschen Bauingenieurwesens und im Interesse der gesamten Teilnehmer des Wettbewerbes muß gegen dieses Urteil des Preisgerichts scharf Einspruch erhoben werden. Verschlechterungen der Wettbewerbsbedingungen darf das Preisgericht unter keinen Umständen nachträglich zulassen und gar beloben, wenn auch sonst gute Ideen im Entwurf enthalten sind. Entwürfe, die strombautechnisch nie genehmigt werden können, haben auszuscheiden, da es sich hier nicht um akademische Preisaufgaben handelt. Die Ansicht läßt sich wohl vertreten, daß nachträgliche „Ergänzungen“ durch schärfere Fassung der Wettbewerbsbedingungen von vornherein hätten vermieden werden müssen. Ferner entschied das Preisgericht, mit Rücksicht auf die Unsicherheit des Baugrundes Entwürfe zu bevorzugen, die äußerlich statisch bestimmt sind und sich als unempfindlich gegen Stützensenkungen erweisen. Bei der Jungbuschbrücke, wo die Baugrundverhältnisse nach den früheren und jetzigen Wettbewerbsbedingungen die gleichen waren, dachte man in dieser Hinsicht anders und weniger ängstlich über die Zweigelenbögen mit 113 m Spannweite und 1/15,5 Pfeilverhältnis. Wenn bei ihrem fast zwanzigjährigen Bestande ungünstige Erfahrungen gemacht sein sollten, so hätte das im Interesse des Wettbewerbs und der Wissenschaft ausführlich angegeben werden müssen. Im allgemeinen ist dem Preisgericht jedoch grundsätzlich in dieser Hinsicht zuzustimmen. Dennoch kann der statische Einfluß gewisser Stützensenkungen auf das Tragwerk berechnet werden und damit durch den wirtschaftlichen Erfolg ein statisch unbestimmtes Tragwerk ebenso berechtigt erscheinen, wenn es möglichst zentrisch den Baugrund belastet. Das Preisgericht hat ferner Hauptträger bevorzugt, welche nicht allzu hoch über die Fahrbahn emporsteigen. Das ist eine Forderung, die mit Rücksicht auf die übrigen Brücken, namentlich im Gesichtskreise von der Friedrichsbrücke aus und im Hinblick auf die im allgemeinen flachen Ufer des Neckars sicher das Erstrebenswerteste und schönheitlich Wirksamste ist. Demzufolge sind im Anschluß an Vorstehendes solche Entwürfe bevorzugt, bei denen die Hauptträger entweder ganz unter der Fahrbahn liegen oder nur wenig über die Fahrbahn hinausragen und den freien Blick von der Brückenfahrbahn aus nach allen Seiten, besonders auch auf die zur Brücke führenden Uferstraßen gewährleisten. Es hat die Lage der Hauptträger zwischen Bürgersteig und Fahrbahn als am zweckmäßigsten erkannt und auf den Querverkehr ganz verzichtet. Im Straßenbrückenbau ist schon vielfach anerkannt, daß die Forderung des Querverkehrs nicht die Bedeutung hat, die ihm oft beigelegt ist. Hier ist nun aber ein ganz neuer Standpunkt zu verzeichnen, nämlich der, daß die Ansicht vertreten wird, daß mit Rücksicht auf den heute in erster Linie in Betracht zu ziehenden Schnellverkehr mit Automobilen ein Querverkehr auf der Brücke im allgemeinen nicht erwünscht sein könne, daß vielmehr die Trennung der Verkehrstreifen durch den Brückenkörper verkehrstechnisch nicht von Nachteil sei. Hier tritt also im schroffen Gegensatz zu früheren Anschauungen, wie sie in der

völlig freien Bahn der Jungbuschbrücke seinerzeit noch zum schärfsten Ausdruck gekommen sind, ein neuer Gesichtspunkt in den Vordergrund. Es bleibt sehr abzuwarten, ob diese Neuerung bei der Friedrich-Ebert-Brücke sich bewährt, ob nicht Schneeverwehungen und Schmutzanhäufungen, namentlich bei vollwandiger Gestaltung der Hauptträger, und besonders der gänzliche Ausschluß des Querverkehrs auf der gesamten Brückenlänge von etwa 200 m eine gewisse Einschränkung dieser neuen Ansichten noch zeitigen werden. Jedenfalls ist für gute Beleuchtung Sorge zu tragen und keine dunklen Schatten neben den Hauptträgern zu dulden, damit die Sicherheit des Fußgängerverkehrs über den Engpaß der Bürgersteige durch den Unrat und das Gesindel der Straße nicht leidet. Daß schließlich das Preisgericht die reine Eisenbetonkonstruktion solcher aus Belageisen mit Beton als Unterdecke für die Fahrbahn bevorzugt, soll lediglich mit Rücksicht auf die Unterhaltungskosten als zutreffend anerkannt werden, wengleich dazu zu bemerken ist, daß damit das Eigengewicht der Fahrbahndecke, also die ständige Brückenlast, wächst.

III. Die Preisverteilung.

Bei dem Wettbewerb hat der Eisenbau entschieden gesiegt. Der erste und die beiden zweiten Preise sind ihm zugefallen, den dritten Preis erhielt ein Eisenbetonbau. Unter den drei angekauften befinden sich ein Eisenbau und zwei Eisenbetonbauten. Die Verteilung der Preise ist übersichtlich auf S. 609 bereits angegeben. Die Abb. 1—8 zeigen die Schaubilder der preisgekrönten und angekauften Entwürfe nebeneinander. Daß die Eisenbetonentwürfe trotz ihrer Abweichungen von den Wettbewerbsbedingungen und ohne bindende Angebote noch in den Vordergrund gerückt sind, ist eine Anerkennung für die gute und geistreiche Lösung gewisser Einzelheiten und ein Trost für die schwierige und umfangreiche Arbeit, welche die Verfasser auf diesem Baugebiete geleistet haben.

Gegen die Erteilung des ersten Preises ist nichts einzuwenden. Soweit bekannt, ist der betreffende Entwurf für die Ausführung bestimmt und diese den Entwurfsverfassern übertragen, also in den besten Händen. So sehr also der Haupterfolg des Wettbewerbs mit Beifall zu begrüßen ist, so wahrscheinlich ist es aber auch, daß die Erteilung der übrigen Preise und die Ankaufempfehlung etwas anders ausgefallen wäre, wenn der Verfolg gewisser Richtlinien, wie sie durch die Wettbewerbsbedingungen gegeben waren, etwas strenger in die Wagschale geworfen worden wäre.

Bei dieser Gelegenheit erscheint es nicht von Nachteil, wenn ich auf ein Verfahren hinweise, das sich im Beurteilungsausschuß für den Schinkel-Wettbewerb, dem ich fast ununterbrochen seit über 25 Jahren angehöre, eingebürgert und bewährt hat. Die von den Beurteilern alljährlich gestellte und sorgfältig abgefaßte Aufgabe aus dem Gebiete des Bauingenieurwesens wird vor der endgültigen Beurteilung der Wettbewerbentwürfe nach verschiedenen Gesichtspunkten gegliedert, welche einzeln einen Faktor bezüglich ihrer Wichtigkeit zur Gesamtaufgabe erhalten. Der unwichtigste erhält den Faktor 1 und je nach der Bedeutung der Gesichtspunkte steigt dieser Wichtigkeitsfaktor. Dann werden die Entwürfe innerhalb der einzelnen Gesichtspunkte beurteilt und bewertet, d. h. sie bekommen eine Zensur, die geringste mit 1 beginnend. Die Summierung der Produkte von Wichtigkeitsfaktor mit Wertfaktor für jeden Entwurf gibt eine Abstufung, die eine Grundlage für die Endbeurteilung liefert. Kommen zwei oder mehr Entwürfe auf diesem scheinbar etwas schematischen Wege sehr nahe aneinander, so wird die Beurteilung hierfür nach nochmaliger Prüfung wiederholt. Bei einem Wettbewerb wie dem vorliegenden ließe sich das Verfahren auch anwenden, wenn für einzelne Gesichtspunkte die Nichtsachverständigen sich selbstverständlich der Abstimmung enthielten.

(Fortsetzung folgt.)

DIE GROSSEN FLUGZEUGHALLEN AM ZENTRALFLUGHAFEN BERLIN.

Von Dipl.-Ing. Emil Schäffer, Oberingenieur der Fa. D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg.

Der unaufhaltsam fortschreitende Sieg des Ingenieurs über die Elemente räumt auch dem Flugwesen den ihm gebührenden Platz ein und an allen größeren Orten erstehen sichtbare Zeichen seiner Bedeutung. Die Ausdehnung des Flugverkehrs macht die Errichtung von zahlreichen Flughäfen erforderlich, denen der Zentralflughafen in Berlin als leuchtendes Muster vorschwebt, und die Berliner Flughafen G. m. b. H. unter der Leitung ihres Direktors, des Herrn Oberbaurat Sauerheimer, darf mit Recht stolz sein auf ihr im Ausbau begriffenes Werk auf dem Tempelhofer Feld. Die Verkehrsausstellung in München zeigt ein sehr interessantes Modell der gesamten Anlage mit den jetzt im Bau befindlichen großen eisernen Hallenbauten und den noch später projektierten Gebäuden, deren Ausführung mit der Lösung noch schwebender finanzieller Probleme und mit dem Ergebnis eines Wettbewerbes zusammenhängt.

Die hier ihrer Vollendung entgegenschenden Flugzeughallenbauten, deren Eisenkonstruktionen und Tore von der

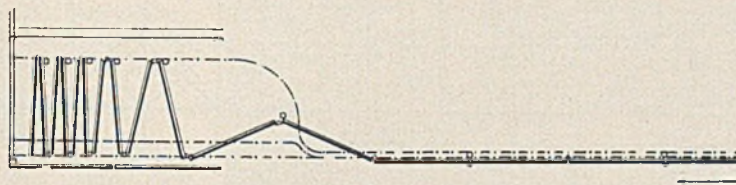


Abb. 1. Schematische Darstellung der Torbewegung.

längerung der Halle vor eine Wand geschoben werden, die meist nicht ausgenützt werden konnte, und außerdem ergaben sich bei größeren Toren, die also in viele Flügel aufgelöst werden mußten, vor der Halleneinfahrt mehrere Schienenstränge, die ein nicht zu unterschätzendes Verkehrshindernis bildeten.

Eine Reihe von Flugzeughallen erhielt allerdings auch sogenannte Faltentore, die aber auch oben ihre Laufschiene hatten und mit Rücksicht auf die Durchbiegung der Torträger besondere Konstruktionen der Laufrollen erforderlich machten, um die Bewegung der Tore nicht zu erschweren. — Die Möglichkeit der oberen Aufhängung der Tore ist natürlich begrenzt, und

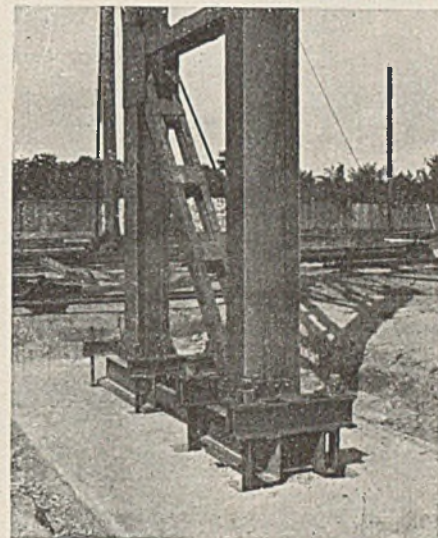


Abb. 2.

Fa. D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg, nach eigenem Projekt ausgeführt werden, gehören auf dem Kontinent zu den größten ihrer Art und sind durch die neue Ausbildung der Toranlage nach

schon bei den ersten eisernen Hallen des Berliner Flughafens, die vor zwei Jahren gebaut wurden, und die eine Torhöhe von nur 6 m haben, ist zu ersehen, daß diese Grenze

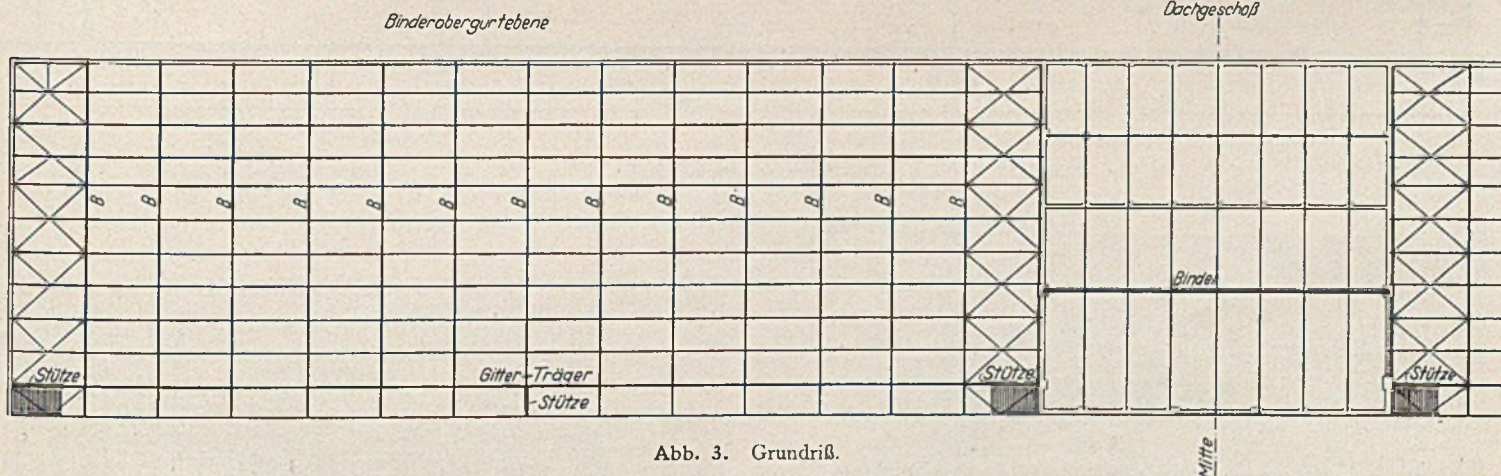


Abb. 3. Grundriß.

einem von der ausführenden Firma zum D.R.P. angemeldeten System besonders bemerkenswert. Die hier gefundene Lösung des Torproblems hat die Begrenzung der Abmessungen für Flugzeughallen weit über das erforderliche Maß hinausgerückt, und dem Abschluß von Öffnungen mit 40 m lichter Breite und 8 m lichter Höhe und darüber, ohne daß für die Unterbringung der einzelnen Torflügel im geöffneten Zustande besondere Schwierigkeiten entstehen, wird von nun an kein Hindernis erwachsen.

Die bisher ausgeführten Flugzeughallentore hatten in der Regel eine Höhe bis zu 6 m und waren meist in einzelne Flügel aufgelöst, die als Schiebetore voreinander geschoben wurden und auf oberliegenden Fahr schienensystemen, die an einem besonderen Torträger angebracht waren, liefen. — Unten waren lediglich Führungen angeordnet. Um die lichte Toröffnung völlig freizugeben, mußten die Torflügel in der Ver-

nahe erreicht ist. Nicht nur die Wirtschaftlichkeit leidet darunter, da das große Gewicht der Tore eine unnötig schwere eiserne Tragkonstruktion erfordert, sondern vor allen Dingen auch die Betriebssicherheit, die durch das Klemmen der oberen Laufrollen sehr gefährdet ist. Dieses Klemmen läßt sich bei größeren Torhöhen nicht vermeiden. Eine einfache Überlegung läßt dies sofort erkennen, wenn man sich die Größe des Hebelarmes vor Augen führt, der durch die Entfernung des in einer Höhe von ca. 1,00 über Fußboden liegenden Angriffspunktes von den oberen Laufrollen gegeben ist. — Bei 8 m hohen Toren wäre dieser das Klemmen verursachende Hebelarm 7 m groß und daher gar nicht zu überwinden.

Eine genauere Beschreibung der neuen Tore (Abb. 1), die als sogenannte Schiebefalttore ausgebildet sind, und die

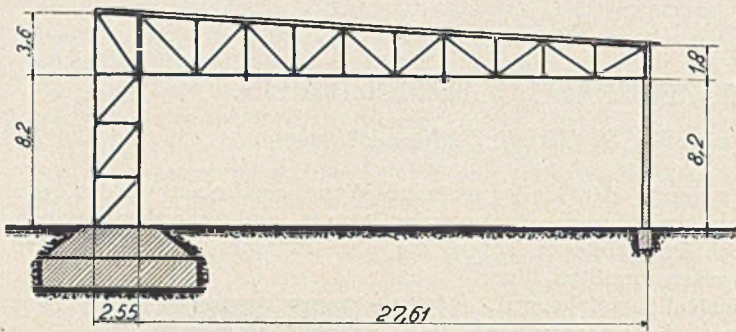


Abb. 4. Querschnitt durch die Halle.

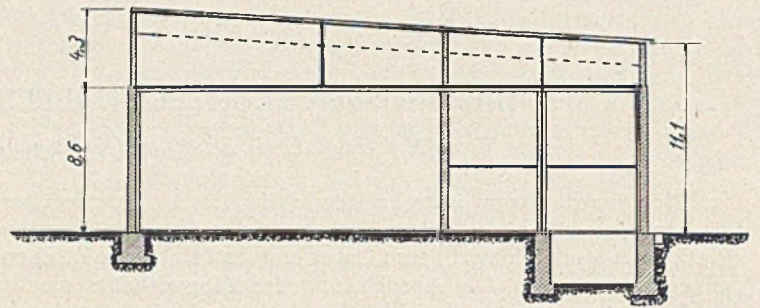


Abb. 5. Querschnitt durch das Werftgebäude.

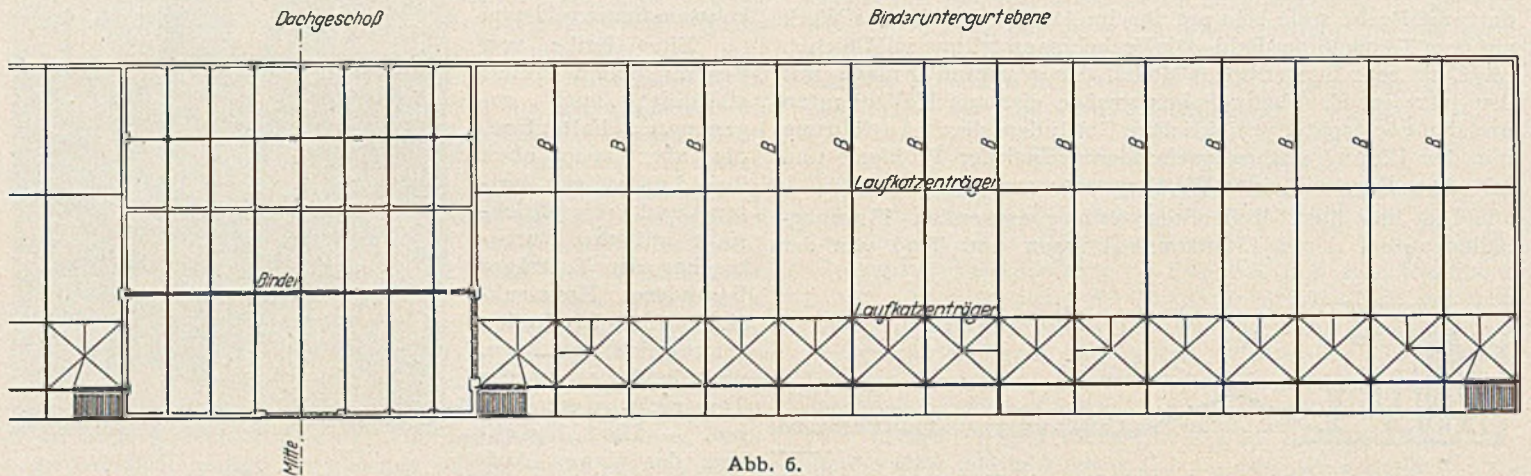


Abb. 6.

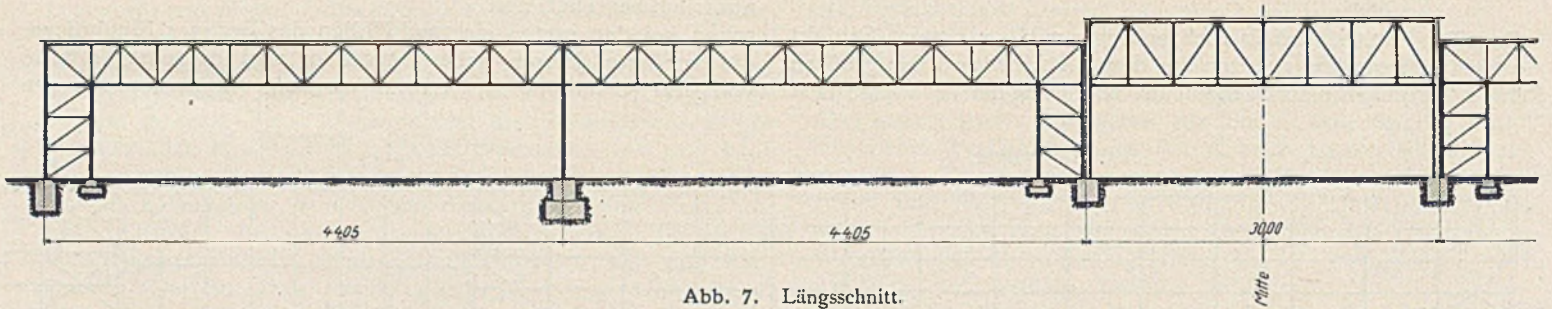


Abb. 7. Längsschnitt.

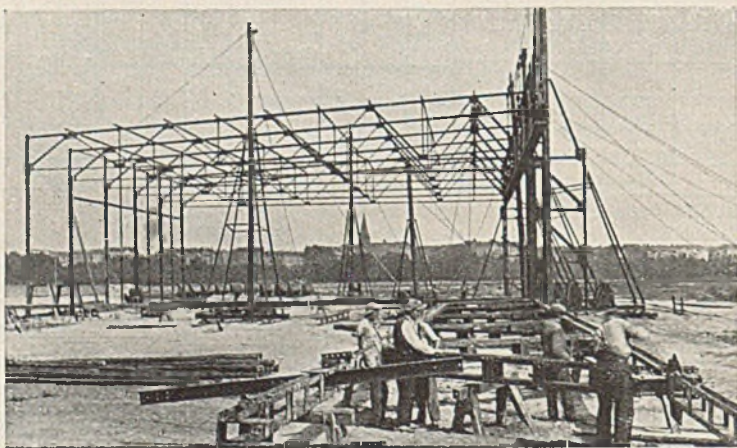


Abb. 8.

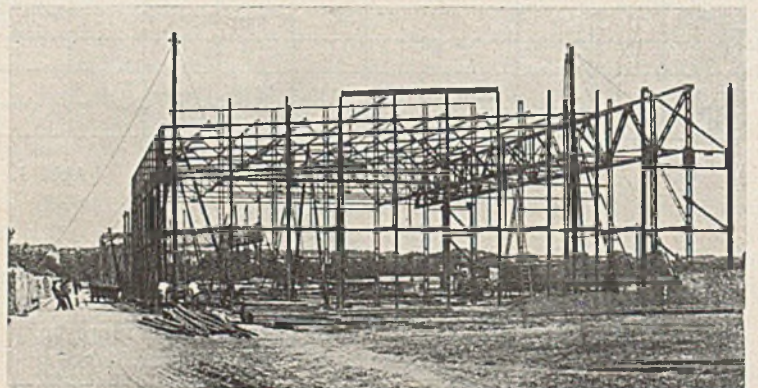


Abb. 9.

an einem schönen Modell ebenfalls auf der Münchener Verkehrsausstellung zu sehen sind, bleibt einer späteren Veröffentlichung vorbehalten. Es sei hier nur kurz erwähnt, daß die großen Hallen vier Toreinheiten von je 40 m lichter Weite und 8 m lichter Höhe erhalten. Jede Torfläche von 40 m ist in 20 Flügel von je 2 m Breite aufgeteilt. Die Flügel sind durch Scharniere

miteinander verbunden und laufen auf zweirolligen Wagen auf einer unteren Schiene. Die Dachkonstruktion erhält also durch die Tore keine senkrechten Zusatzlasten. Oben ist lediglich eine Führung angeordnet, die der unteren Laufschiene entsprechend ausgebildet ist. Die einzelnen Torflügel bilden im geschlossenen Zustande eine Ebene, und beim Öffnen bewegt

sich die ganze Scheibe, also ein Flügel hinter dem anderen, gegen das Hallenende zu. Hier erst wird ein Flügel nach dem anderen durch besonders angeordnete Zwangsschienen und Zwangsrollen aus der Ebene herausgeschwenkt. Das Tor wird am Hallenende gefaltet, die einzelnen Flügel stehen Fläche an Fläche und liegen mit ihrer ganzen Breite im Innern der Halle, wie aus der Übersicht Abb. 1 zu ersuchen ist. Es ist beabsichtigt, den Antrieb elektrisch zu bewerkstelligen.

Der ursprüngliche Hallenentwurf ist nur in seiner äußeren Form erhalten geblieben, die im Grundriß und Schnitt aus Abbildung 3 bis 7 hervorgeht. Die innere Teilung, sowohl der Haupthallen, als auch hauptsächlich des zwischen den Hallen liegenden Werftgebäudes, hat mit Rücksicht auf Betriebserfordernisse ein etwas verändertes Bild erhalten.

Die Anlage mit einer Gesamtlänge von 207,76 m und einer Breite von 30 m besteht aus 2 Haupthallen von je 88,88 m Länge und einem dazwischenliegenden Werftgebäude von 30 m Länge. Die Breite ist durchweg 30 m im Lichten. Die Umfassung des Werftgebäudes ist massiv, die Giebel- und Rückwände der Haupthallen sind als einhalbsteinstarke Fachwerkwände ausgebildet. In den Vorderseiten der Haupthallen stehen an den beiden Enden sowie in der Mitte Stützen, deren Einspannung aus Abb. 2 hervorgeht, und welche 3,60 m hohe Gitterträger von 40 m lichter Spannweite tragen, die als Gerberträger ausgebildet sind und ihrerseits die Binder B aufnehmen (Abb. 3 u. 4). Diese erhalten, wie aus Querschnitt Abb. 5 ersichtlich, eine freie Spannweite von 27,61 m und werden durch die über die Gitterträger hinausragenden Teile von 2,55 m, die das über den Toren liegende Lichtband und die Torführung

zu tragen haben, entlastet. Die Binder haben einen gegenseitigen Abstand von 6,20 m, tragen im Obergurt die Gelenkpfetten und im Untergurt zwei durchgehende Laufkatzenträger. Die Dacheindeckung wird massiv als Leichtsteindecke ausgeführt. Zwischen dem Untergurt des vorderen Gitterträgers und dem ersten Laufkatzenträger liegt in der Ebene der Binderuntergurt ein Horizontalverband, der seine Auflager in der Mittelstütze bzw. in den Giebelwänden findet und die auf die Längswände wirkenden Windkräfte bzw. die aus der Tor-

bewegung entstehenden Horizontalkräfte aufzunehmen hat (Abb. 6). Der die Giebelwände belastende Wind wird von den in der Ebene der Binderobergurt liegenden Windverbänden, die an den vier Enden der Haupthalle angeordnet sind, aufgenommen.

Die Montage der Eisenkonstruktionen wurde an den beiden äußersten Hallenenden gleichzeitig aufgenommen und nach der Mitte zu vorgetrieben. Begonnen wurde mit den Montagearbeiten am

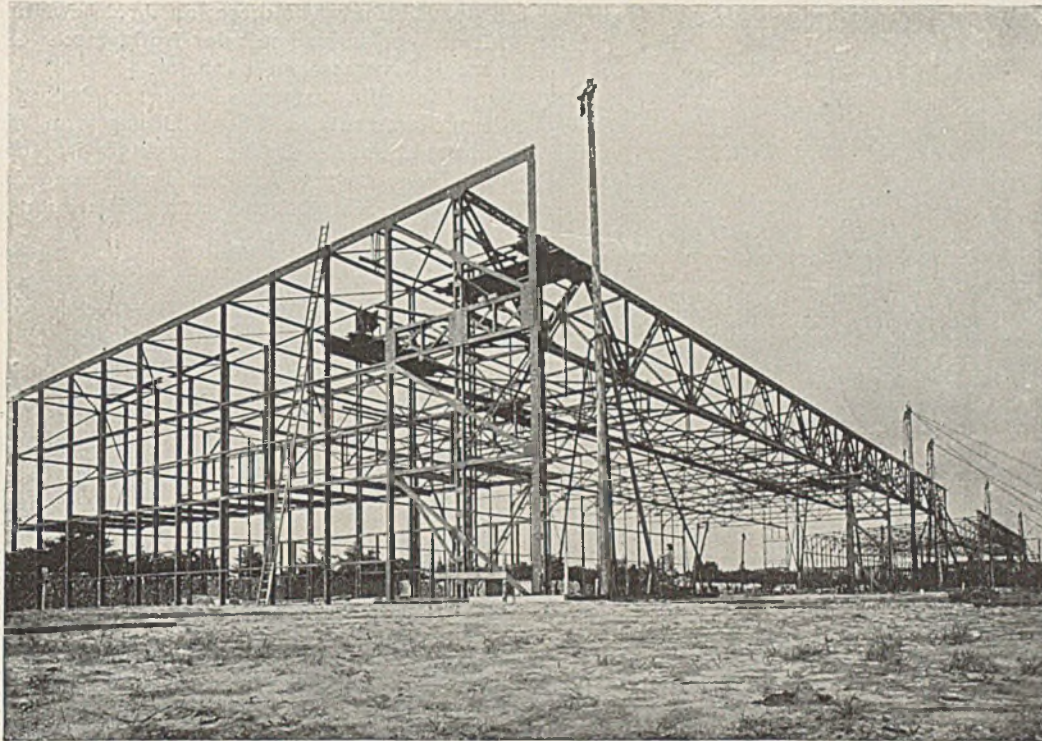


Abb. 10.

16. Juni d. Js. Leider wurden dieselben durch die Arbeitsstörung in der Berliner Metallindustrie sehr bald verzögert und mußten infolge des Bauarbeiterstreiks vollständig eingestellt werden. Die Abb. 8 und 9 zeigen die einzelnen Baustadien, die Abb. 10 das bis auf die Giebelwände und Dachverbände an der Werft fertig aufgestellte Eisengerippe, das erst nach Wiederaufnahme der Bauarbeiten vervollständigt werden kann. Ebenso kann die gesamte im Werftgebäude liegende Eisenkonstruktion, die fast durchweg ihre Hauptunterstützung auf Mauerwerk hat, erst nach vollständiger Beendigung des Streiks und seiner Nachwirkungen montiert werden, so daß der Termin für die endgültige Fertigstellung bzw. Inbetriebnahme der Hallen noch nicht übersehen werden kann.

NEUARTIGE EISERNE DACHKONSTRUKTION.

Von Oberingenieur Schellewald, Dortmund.

Das seit mehreren Jahren eingeführte, nach den Patenten des Baurates Zollinger in Merseburg durchgebildete Zollbaudach zeigte bei seiner Herstellung in Holz so zahlreiche und erhebliche Vorzüge, daß sich schon kurze Zeit nach seiner Einführung das Bedürfnis ergab, das Zollbaudach auch in Eisen, dessen Verwendung bei zahlreichen Bauwerken erwünscht und notwendig ist, zur Ausführung zu bringen. Zudem sind der Stützweite der Zollbaudächer in Holz gewisse Grenzen gezogen; werden diese überschritten, so wird die Höhe der Konstruktionsglieder, der sogenannten Lamellen, so groß, daß die Breite der

im Handel erhältlichen Bohlen nicht für die Herstellung der ersteren ausreicht. Die Kosten der Holzdächer erhöhen sich nicht unwesentlich, wenn Bohlen mit Breitenabmessungen, die nicht handelsüblich sind, für die Ausführung beschafft werden müssen; auch werden in solchen Fällen die Lieferzeiten ungünstig beeinflusst.

Die von verschiedenen Seiten unternommenen Versuche, eine wirtschaftliche Lösung für die Ausführung des Zollbaudaches in Eisen zu finden, blieben zunächst ohne Erfolg, bis es der Firma C. H. Jucho in Dortmund gelang, unter Benutzung

des Konstruktionsgedankens, welcher den von ihr hergestellten patentierten Streckträgern und Streckmasten zugrunde liegt, eine Ausführungsform des Zollbaudaches auszubilden, welche den Ansprüchen einer einfachen und billigen Herstellung genügt. Auch diese Neuerungen sind unter Patentschutz gestellt worden.

Das neue eiserne Dach besteht ebenso wie das hölzerne Dach aus zwei in der Dachebene liegenden Scharen von Lamellenzügen

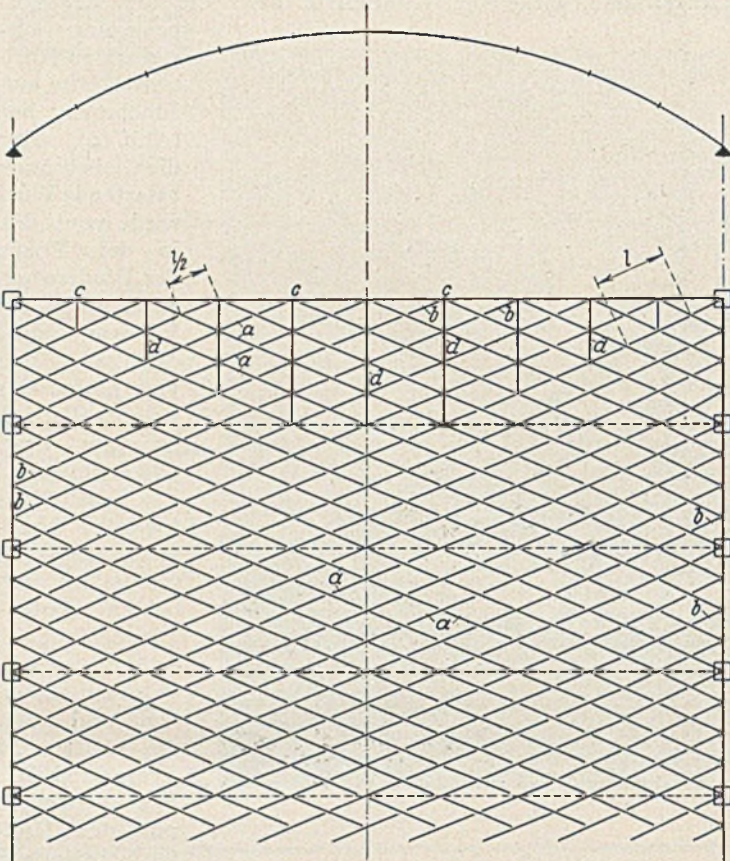


Abb. 1.

(Abb. 1), die, sich unter einem Winkel von annähernd 60° kreuzend, ein rautenförmiges Flechtwerk bilden; dasselbe übernimmt die gleichen Funktionen, die beim Dach der üblichen Bauart von den Bindern, Pfetten und Verbänden geleistet

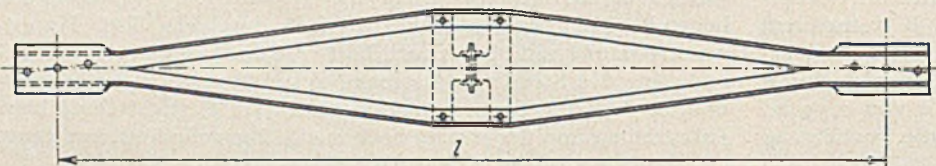


Abb. 3.

werden müssen. Die Regellamellen a reichen über zwei Rautenfelder, während die an den Auflagern des Daches und an den Giebelabschlüssen befindlichen Halblamellen b nur eine Rautenkante umfassen. Die Lamellenzüge durchdringen einander in den Kreuzungspunkten in der Weise, daß die Lamellenstöße in dem einen Lamellenzug in der Mitte einer Lamelle des kreuzenden Zuges liegen (Abb. 1 und 2). Die Abb. 3 zeigt die Form der Regellamelle. Ein I-Träger ist im größten Teil seiner Länge aufgeschlitzt und gespreizt; dabei sind die beiden Enden des Trägers unberührt geblieben, um die Stoßausbildung zu ermöglichen. Eigenartig ist die Ausführung des Stoßes; sie wurde unter dem Gesichtspunkt, das Widerstandsmoment des I-Querschnittes ungeschwächt zu erhalten und die Zahl der Stoßteile niedrig zu bemessen, entworfen. Zu diesem Zwecke sind die beiden, an einer Seite befindlichen Flanschhälften des I-Trägers

um 90° so abgebogen, so daß eine glatte Anlagefläche an den Lamellenenden entsteht. Die Lamellen werden mit den Anlageflächen aneinandergelagt und durch drei Schrauben, die das Widerstandsmoment des Querschnittes aufzunehmen imstande sind, miteinander verbunden. Die mittlere Schraube dient gleichzeitig zum Anschluß der beiden Laschen (Abb. 4 u. 5), welche die Verbindung zwischen den Lamellenzügen in den Kreuzungspunkten bewirken. Die Halblamellen b bestehen aus dem gleichen I-Querschnitt, aus welchem die Regellamellen hergestellt werden. Sie erhalten an dem einen Ende die gleiche Stoßausbildung wie diese; an ihrem zweiten Ende sind Löcher für die Verbindung mit der Auflagerschwelle oder dem Giebelabschluß vorgesehen (Abb. 6).

Die Auflagerung des Daches erfolgt auf einer Traufschwelle, deren konstruktive Durchbildung von der Art der Unterkonstruktion des Daches abhängig ist; die Lamellen werden mittels gebogener Laschen aus Flacheisen an der Schwelle befestigt. Die gleiche Art der Befestigung wird am Giebel-

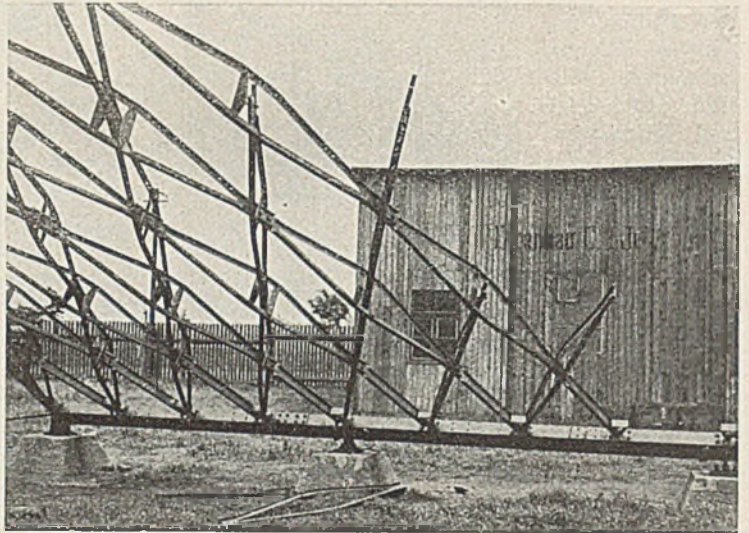


Abb. 2.

abschluß verwendet, der aus einem Ortbogen aus einem leichten C-Eisen oder L-Eisen besteht. Es bietet keine Schwierigkeit, das Dach an den Giebeln unter Anwendung von Gratträgern aus Flacheisen abzuwalmen. An den Anschlußpunkten c der



Abb. 4.



Abb. 5.

Lamellen an den Ortbögen greifen die Längskräfte aus den Lamellenzügen an; sie werden zum Teil durch Anker d (Abb. 1) und zum Teil durch die Ortbögen selbst aufgenommen.

Die Eindeckung der Dächer kann sowohl mit Holz, als auch mit massiver Decke erfolgen; im ersteren Falle wird die Holzschalung durch leichte, mit der Firstlinie gleichlaufende Sparren getragen, im zweiten Falle werden Sparren aus L-Eisen zur Aufnahme von Stegzementdielen- oder Eisenbetonplatten vorgesehen. Die Sparren ruhen in beiden Fällen auf den Kreuz-

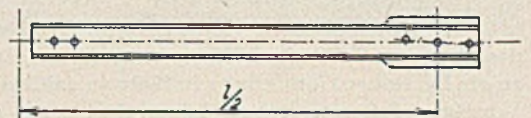


Abb. 6.

zungspunkten der Lamellen auf; ihre Stützweite ist dementsprechend nur gering, ihre Abmessungen können daher niedrig gehalten werden. Die Anbringung von Oberlichtern in der Dachhaut ist mit den üblichen Mitteln möglich; zweckmäßig sind ihre Abmessungen so zu halten, daß sie ihre Auflagerung in den Rautenecken finden.

Die Konstruktion der Zollbaudächer ist vielfach statisch unbestimmt. Herr Geheimer Regierungsrat Professor Otzen, Hannover, hat für die Berechnung der Zollbaudächer in Holz ein vereinfachtes Verfahren ausgebildet, das bei den eisernen Dächern sinngemäß Anwendung findet; er behandelt einen senkrecht zur Firstlinie aus dem Dach herausgeschnittenen Streifen als Zweigelenkbogen. Versuche mit einem Dach von 25 m Stützweite und einem solchen von 22 m Stützweite haben gezeigt, daß die Annahmen der vereinfachten Berechnungsweise durchaus zulässig sind.

Insbesondere zeigte sich, daß die bei den Versuchen durch sorgfältige Messungen, welche die senkrechten und wagerechten Verschiebungen der Durchdringungspunkte erfaßten,

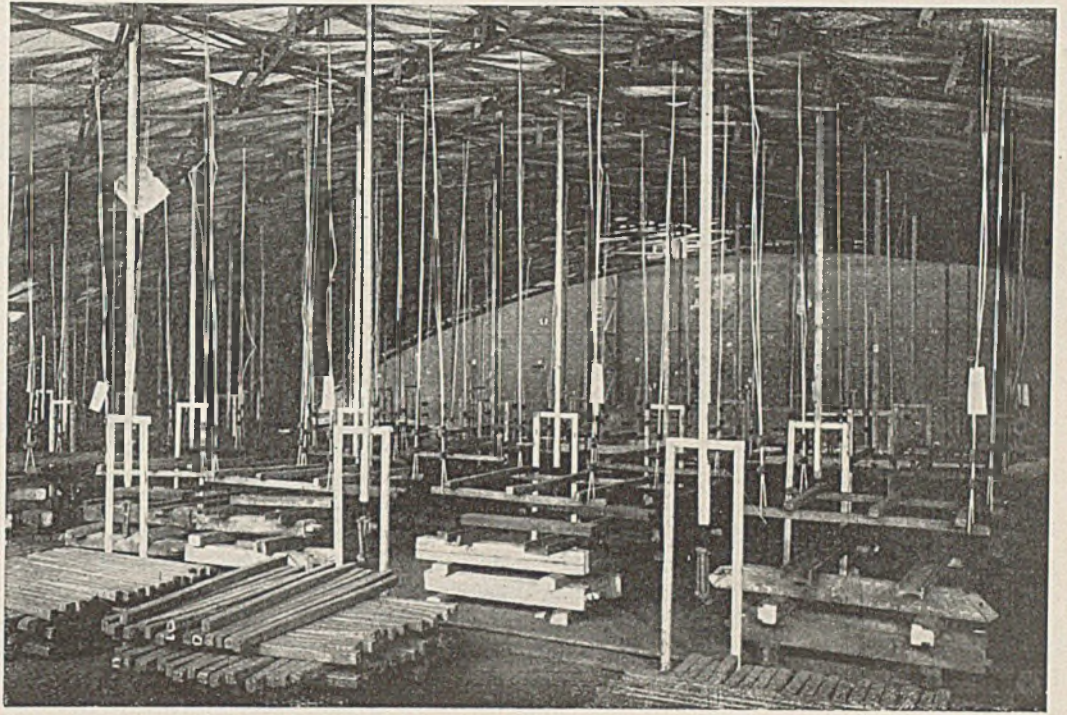


Abb. 7.

Die Vorteile des Zollbaudaches liegen in der Wirtschaftlichkeit seiner Ausführung; die Zahl der Konstruktionselemente eines Daches ist eine sehr geringe, es kommen zur Anwendung:

Regellamellen, Halblamellen, Ortbögen oder Grate, Auflagerschwellen, Verbindungslaschen an den Kreuzungspunkten, Befestigungslaschen an den Auflagerschwellen und den Ortbögen und Verbindungsschrauben von zwei verschiedenen Längen, insgesamt 9 verschiedene Elemente. Vergleicht man mit dieser Zahl die Zahl der bei einem Dach der üblichen Bauart erforderlichen Einzelteile, so ergibt sich in dieser Hinsicht eine große Überlegenheit des Zollbaudaches über das Dach aus Bindern, Pfetten und Verbänden.

Die Eigenart des Zollbaudaches ermöglicht es, mit den gleichen Lamellen innerhalb gewisser Grenzen Räume der verschiedensten Breite zu überspannen. Die großen Abstufungen in der Stützweite werden durch Änderung der Zahl der in einem Lamellenzug befindlichen Regel- und Halblamellen erzielt; die kleineren Abstufungen ergeben sich durch geringfügige Änderungen des Rautenwinkels. Weiterhin ist es möglich, die in der Praxis vorliegenden Raumbreiten mit wenigen Lamellentypen zu überdachen.

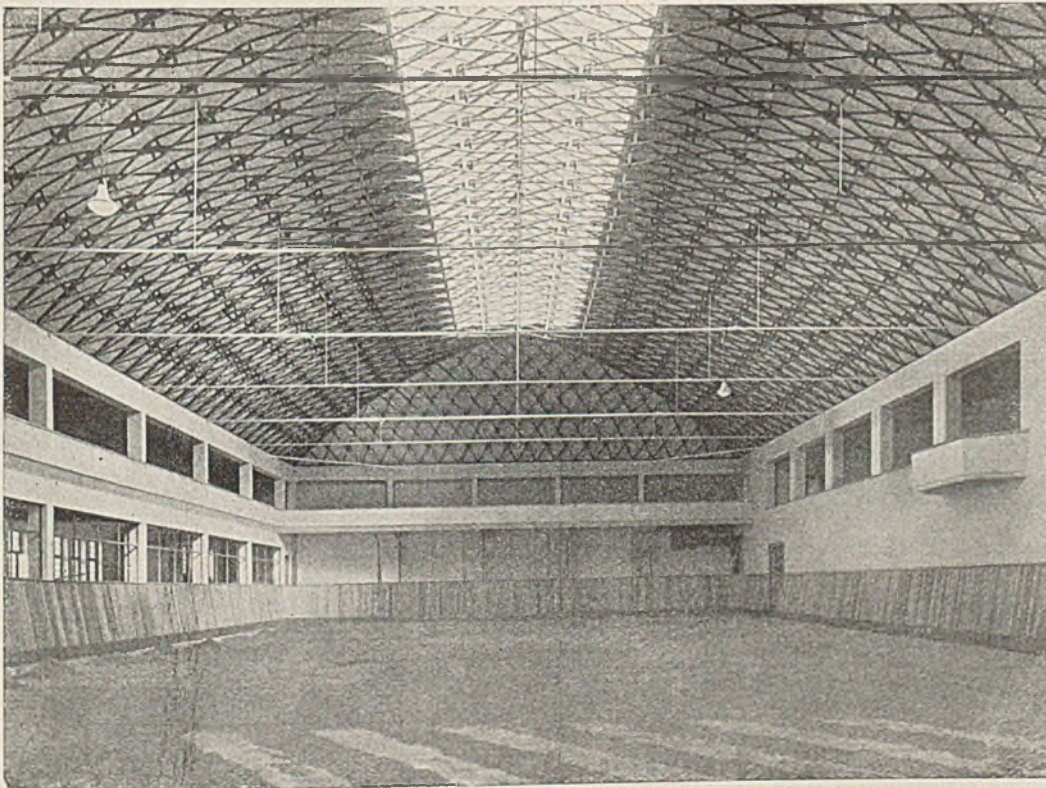


Abb. 8.

ermittelten Biegungslinien mit den errechneten gleichlaufend waren, ohne daß die üblichen Abweichungen überschritten wurden. Die Versuche wurden mit einfacher, zweifacher und dreifacher gleichmäßig verteilter und einseitiger Nutzlast durchgeführt. Die Abb. 7 zeigt das Lichtbild eines Versuchsdaches mit der Belastungs- und Meßeinrichtung.

Die Entwurfsbearbeitung der Zollbaudächer wird durch die Einführung von Typendächern sehr vereinfacht; die für die verschiedenen Stützweiten benötigten statischen Berechnungen können nach ihrer Aufstellung stets von neuem als Unterlagen für die baupolizeiliche Prüfung verwendet werden. Die Herstellung von Werkstattzeichnungen, wie sie beim üblichen

Eisendach erforderlich sind, erübrigt sich beim Zollbaudach; eine Übersichtsskizze nach Art der Abb. 1 genügt für die Ausführung. Die Herstellung der Lamellen und der übrigen Bauteile des Zollbaudaches in der Werkstatt läßt sich, da es sich um eine Massenanfertigung handelt, bei der Verwendung von Sondermaschinen mit sehr niedrigem Kostenaufwand durchführen. Die Förderung der Bauteile in der Werkstatt und auf der Baustelle sowie die Verladung können ohne jedes Hilfsmittel erfolgen; die zu bewegenden Lasten sind so gering, daß die einzelnen Teile von einem Manne getragen werden können.

Bei der Aufstellung der Zollbaudächer ist aus dem gleichen Grunde die Verwendung von Hebezeugen unnötig; den Beginn einer Aufstellung zeigt Abb. 2. Bei größeren Stützweiten ist

die Anwendung eines leichten, fahrbaren Stangen- oder Leitergerüstes zweckmäßig, um den Arbeitern einen sicheren Standort zu geben und um die Form des Daches sicherzustellen. Die stets gleichen Handgriffe bei der Errichtung der Dächer führen ohne Frage zu sehr niedrigen Montagekosten.

Die technischen Vorzüge des Zollbaudaches gegenüber dem Binderdach können keinem Zweifel unterliegen, zumal das Gewicht desselben bei Verwendung von Sonderquerschnitten niedriger ist als bei dem Binderdach.

Die architektonische Wirkung des neuen Daches ist überaus befriedigend, wie Abb. 8, das ein an den Giebeln abgewalmtes, mit Pappeindeckung auf Holzschalung und mit einem Firstoberlicht versehenes Dach über einer Reithalle zeigt, deutlich erkennen läßt.

EIN NEUER DEUTSCHER STAHL.

Unter dieser Überschrift veröffentlicht Reichsbahndirektor Dr. Schaper in Heft 45 der „Bautechnik“ vom 16. X. 1925 einen Aufsatz, welcher sich mit einem neuen, unlegierten Stahl von ausgezeichneten Festigkeitseigenschaften befaßt. Es handelt sich um den schon mehrfach in der Tagespresse erwähnten Freund-Stahl oder kurz F-Stahl genannt.

Der Stahl wird von der Berliner Aktiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation vorm. I. C. Freund & Co. in Charlottenburg in dem sogenannten Bosshardtöfen hergestellt. Der Bosshardtöfen ist eine Art Siemens-Martin-Ofen, an welchem die Generatoren beiderseits unmittelbar angebaut sind, und bei welchem die Luft nicht in den Ofen gedrückt, sondern nur durch den Zug eines hohen Schornsteins angesaugt wird. Durch den hierbei entstehenden Unterdruck und durch Einflüsse, die mit der Bauart des Ofens und dem Anbau der Generatoren gegeben sind, soll es gelingen, das Eisenbad ganz zu desoxydieren. Die vorzüglichen Festigkeitseigenschaften des Stahls sollen ausschließlich auf diesen Umstand zurückzuführen sein, da irgendwelche Zusätze nicht gemacht werden, und der Kohlenstoffgehalt des Stahles nicht viel größer sei als der von gewöhnlichem Flußstahl St. 37.

Neben einer erhöhten Festigkeit zeigt der Stahl eine verhältnismäßig hoch liegende Streckgrenze und sehr große Zähigkeit. Das Staatliche Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem hat bereits mit 18 von verschiedenen, gewalzten Rundeisen von 2 cm Dmr. stammenden Proben Festigkeitsversuche angestellt, wobei nachstehende Ergebnisse erzielt wurden:

Untersuchungsergebnissen der Abnahmeprüfungen von hochwertigem Baustahl St. 48 besondere Bedeutung und regen zu einer interessanten Gegenüberstellung an.

Die Mindestfestigkeit des F-Stahles liegt etwas höher als die von St. 48. Die mittlere Festigkeit ist bei beiden Baustoffen nahezu gleich. Während nun aber das Verhältnis von Streckgrenze zur Bruchgrenze bei St. 48 zwischen 0,53—0,77 schwankt und am häufigsten den Wert 0,65 aufweist, zeigt der F-Stahl nach den vorstehenden Untersuchungsergebnissen für dieses Verhältnis die Werte 0,8—0,94.

Da bei Eisenbauwerken die Streckgrenze in den meisten Fällen einen zuverlässigen Maßstab für die Festsetzung der zulässigen Beanspruchung gibt, ist der F-Stahl mithin dem St. 48 erheblich überlegen. Dabei muß allerdings vorausgesetzt werden, daß auch die Elastizitätsgrenze des F-Stahles entsprechend hoch liegt. Was aber den F-Stahl für die Verwendung bei Eisenbauwerken besonders geeignet erscheinen läßt, ist seine verhältnismäßig hohe Bruchdehnung und infolgedessen bedeutende Arbeitsfestigkeit. Überraschend gleichmäßig ist bei den vorstehenden 18 Versuchsergebnissen auch die Gütezahl $\sigma_B + \delta$ (Bruchspannung in $\text{kg/mm}^2 + \text{Dehnung in } \%$) ausgefallen. Sicht man von der Probe Nr. 11 ab, die diese Gütezahl mit einem Betrag von 78,6 ergibt, so liefern alle übrigen Versuchswerte den Betrag von 80 bis etwa 81. Auch darin ist der F-Stahl überlegen, da — wie aus dem Aufsatz Kommerell, Seite 815 hervorgeht — die entsprechenden Werte für St. 48 sich zu 66 bis 80 mit dem am häufigsten auftretenden Wert 77 ergeben. Zudem betrug die Meßlänge für die Dehnungen dort 10 cm, bei dem F-Stahl aber 20 cm.

Nach dem Bericht von Dr. Schaper ist der F-Stahl so zäh, daß sich Rundeisen kalt biegen und unter dem Dampfhammer an der Biegestelle vollständig zusammenschlagen ließen, ohne im geringsten Risse zu zeigen.

Der F-Stahl soll ferner nach den Angaben seiner Erzeuger nur unwesentlich teurer sein als St. 37. Gemeinsam mit seinen Festigkeitseigenschaften würde dieser Umstand dem F-Stahl eine erhebliche Überlegenheit über St. 48 verleihen, zumal seine Bearbeitung in der Werkstatt keinesfalls schwieriger sein kann als diejenige des St. 48. Dr. Schaper glaubt, daß durch die Verwendung von F-Stahl bei Eisenbauten eine Gewichtsersparnis von 35 bis 40% und eine Gesamtersparnis von 25 bis 30% gegenüber St. 37 erzielt würden.

Nach der Tafel 12, Seite 18 des Kommerellschen Aufsatzes ergibt sich die im Laufe des letzten Jahres bei der Verwendung von St. 48 bei Brücken verschiedener Spannweiten gegenüber der Ausführung in St. 37 erzielte Gewichtsersparnis, wenn man von dem Ausnahmefall der Rheinbrücke bei Hochfeld absieht, zu 13 bis 21,4%. Dabei liegt die Streckgrenze von St. 48 etwa 30% höher als bei St. 37. Die mittlere Streckgrenze des F-Stahles liegt nun aber nach den vorstehenden Versuchsergebnissen etwa 90% höher als die von St. 37. Wenn auch mit Rücksicht auf die Durchbiegung der Brücken die voll-

| Probe-Nr. | Bruchgrenze kg/cm^2 | Streckgrenze kg/cm^2 | Bruchdehnung % (l = 20 cm) |
|-----------|---------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|
| 1 | 5460 | 4950 | 25,7 |
| 2 | 5460 | 4820 | 25,5 |
| 3 | 5470 | 4950 | 26,0 |
| 4 | 5250 | 4360 | 28,0 |
| 5 | 5230 | 4540 | 28,0 |
| 6 | 5250 | 4220 | 27,6 |
| 7 | 5250 | 4680 | 27,5 |
| 8 | 5260 | 4860 | 28,8 |
| 9 | 5280 | 4780 | 28,2 |
| 10 | 5110 | 4830 | 29,1 |
| 11 | 5110 | 4680 | 27,5 |
| 12 | 5120 | 4420 | 28,3 |
| 13 | 5390 | 4390 | 26,4 |
| 14 | 5380 | 4570 | 27,2 |
| 15 | 5390 | 4540 | 26,1 |
| 16 | 5390 | 4840 | 27,1 |
| 17 | 5350 | 4660 | 26,5 |
| 18 | 5350 | 4950 | 26,6 |

Diese Werte gewinnen beim Vergleich mit den von Dr. Kommerell in diesem Heft, Seite 811—821 bekanntgegebenen

ständige Ausnutzung der hohen Streckgrenze des F-Stahles nicht gut möglich sein wird, so scheinen die von Dr. Schaper angegebenen Gewichtsparsnisse mit dem F-Stahl — wenigstens bei Brücken — wohl erreichbar. Auch die von Dr. Schaper geschätzten Kostenersparnisse von 25—30% gegenüber der Verwendung von St. 37 scheinen bei Brücken im Bereich des Möglichen zu liegen, sind doch nach Zahlentafel 13, S. 820 des Kommerellschen Aufsatzes bei der Verwendung von St. 48 bereits Ersparnisse bis 13% und in dem Sonderfall der Hochfelder Rheinbrücke bis 23% erzielt, und der F-Stahl soll nach den Angaben seiner Erzeuger billiger sein als St. 48.

Für Eisenhochbauten werden sich Ersparnisse in solchem Ausmaße nicht ohne weiteres erzielen lassen, weil hier ganz anders geartete Verhältnisse vorliegen, welche bislang auch die Verwendung von St. 48 auf wenige Einzelfälle beschränkten. Die hier möglichen Gewichtsparsnisse sind in der Regel weit aus geringer als bei Brücken, weil die bei Hochbauten vorkommenden kleineren Stabkräfte vielfach schon bei Verwendung von St. 37 kleinst zulässige Abmessungen ergeben.

Der F-Stahl wird gegenwärtig in zwei Bosshardtöfen mit je 3 Tonnen Einsatz — also in recht bescheidenen Mengen — hergestellt. Falls sich die von Dr. Schaper ausgesprochenen

Erwartungen erfüllen, setzt die praktische Verwendung des F-Stahles bei eisernen Brücken und Hochbauten neben der weiteren eingehenden Erprobung im Materialprüfungsamt immerhin die Herstellung von Profilen, Blechen usw. durch mehrere Stahl- und Walzwerke in großen Mengen voraus. Die Umstellung der Stahlwerke auf die Herstellung des F-Stahles würde wahrscheinlich umfangreiche Neueinrichtungen bedingen und geraume Zeit erfordern, wobei noch erschwerend hinzukommt, daß der F-Stahl im Thomasprozeß wohl nicht erzeugt werden kann.

Seine Verwendung im Eisenbau müßte sich wahrscheinlich zunächst wohl auf vereinzelte Bauwerke beschränken und würde einen Übergangszustand schaffen, wie er sich bereits bei der vor etwa 1½ Jahren erfolgten Einführung des St. 48 ergeben hat. Die Eisenbauindustrie hätte dann auch mit einer Wiederholung der solchen Übergangszuständen anhaftenden Schwierigkeiten, vielleicht in erhöhtem Maße, zu rechnen, weil unter Umständen die gleichzeitige Verarbeitung von drei verschiedenen Baustoffen in Betracht käme. Das Auseinanderhalten dieser Baustoffe beim Lagern und bei der Verarbeitung verursacht besonderen Arbeitsaufwand und Zeitverluste, welche die Betriebskosten fühlbar erhöhen. R.

DIE EISENBAHN-ELBBRÜCKE IN MEIßEN*).

Von Reichsbahnrat Karig.

Vorbemerkungen.

Die alte 1000jährige Markgrafenstadt Meißen bietet mit ihrer Lage am Fuße der sagenumwobenen, als Geburtsstätte des Meißen Porzellans weltberühmten Albrechtsburg ein Bild von so hohem landschaftlichen Reiz, daß schon hieraus die lebhafteste Anteilnahme zu erklären ist, die der Umbau

in einigen ihrer Teile noch aus dem XIII. Jahrhundert stammende Brücke¹⁾ besitzt mehrere überwölbte Öffnungen bis zu 30 m Lichtweite und zwei Hauptöffnungen von 40 und 50 m Lichtweite, deren frühere hölzernen Fachwerküberbauten nach ihrer letzten Zerstörung im Jahre 1866 durch eiserne Tragwerke ersetzt worden sind. Am rechten Elbufer windet sich die Straße

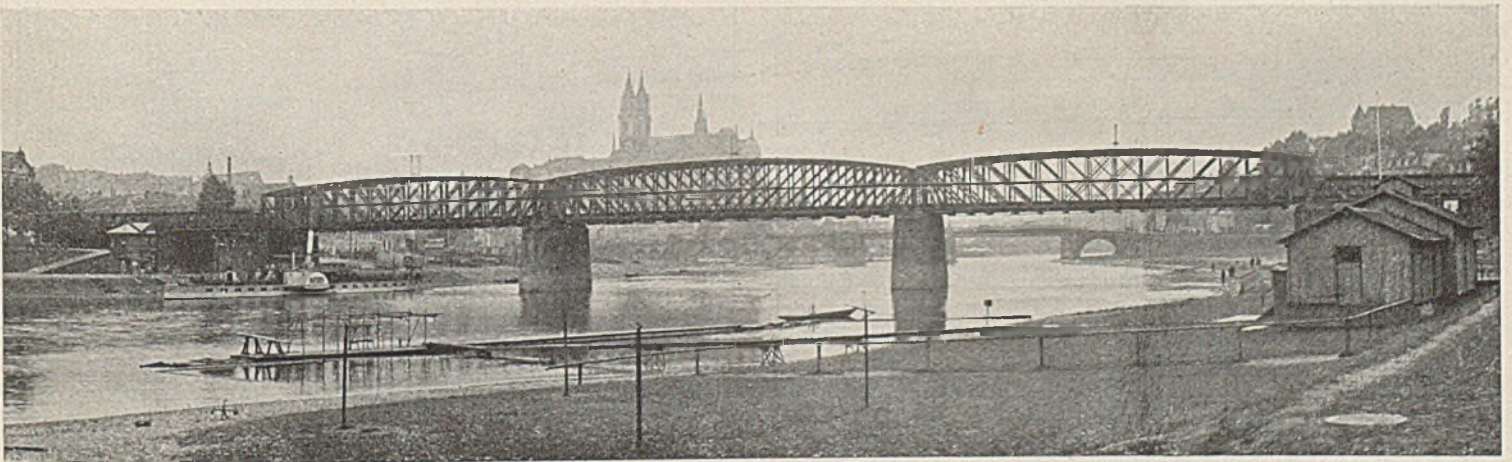


Abb. 1. Ansicht der alten Eisenbahnbrücke in Meißen.

der Eisenbahnbrücke (Abb. 1) weit über Sachsens Grenzen hinaus erweckt hat. Diese und der eigenartige Werdegang des zur Ausführung gelangenden Entwurfes mögen es rechtfertigen, wenn im nachstehenden näher auf die Vorgeschichte der Brücke eingegangen wird.

Inmitten reichgegliederter, zum Teil bewaldeter oder mit Reben bestandener Höhen erstreckt sich die Stadt am linken Elbufer weit in das liebliche Tal der Triebisch hinein und erfüllt dieses mit ihren vielfach sehr hübschen, altertümlichen Bauwerken und zahlreichen industriellen Anlagen bis auf die beiderseitigen Hänge, so daß für den Durchgangsverkehr nur ein einziger winkliger Straßenzug vorhanden ist, der seinen Ausgang an der alten Straßenbrücke über die Elbe nimmt. Diese

*) Dieser Aufsatz erscheint als Sonderdruck im Verlag von Julius Springer, Berlin. Preis 2,40 M.

um die steilen Felsen des Ratsweinbergs nach dem jetzigen Bahnhofsvorplatz, von dem die Staatsstraßen nach Dresden und Großenhain ausgehen.

Diese eigenartige Lage der Stadt Meißen zwischen hohen, den Elbstrom weithin einengenden Höhenzügen (Abb. 2) verhinderte es schon beim Bau der Leipzig-Dresdener Eisenbahn²⁾, diese an Meißen unmittelbar vorbeizuführen. Erst 21 Jahre später erhielt Meißen eine Verbindung mit Dresden durch eine Stichbahn von Coswig³⁾, deren Endbahnhof am rechten Elbufer im Gebiet des Vorortes Cölln a. Elbe zu liegen kam. Aber auch beim weiteren Ausbau der Linie Borsdorf—

1) Vgl. E. Deil, Die Baugeschichte der alten Meißener Elbbrücke (Dissertation 1916). Architekturverlag „Der Zirkel“, Berlin W 66.

2) Inbetriebnahme 7. 4. 1839.

3) Inbetriebnahme 1. 12. 1860.

Coswig⁴⁾ gewährte das Stadtgebiet der Eisenbahn nur eben Raum für einen zweigleisigen Bahnkörper, und erst am anderen Ende der Stadt, in dem industriereichen Vororte Triebischtal bei Meißen, bot sich genügend Raum für die Anlage eines zweiten Bahnhofes mit ausreichenden Ortsgüteranlagen. Demzufolge lagen die beiden Bahnhöfe

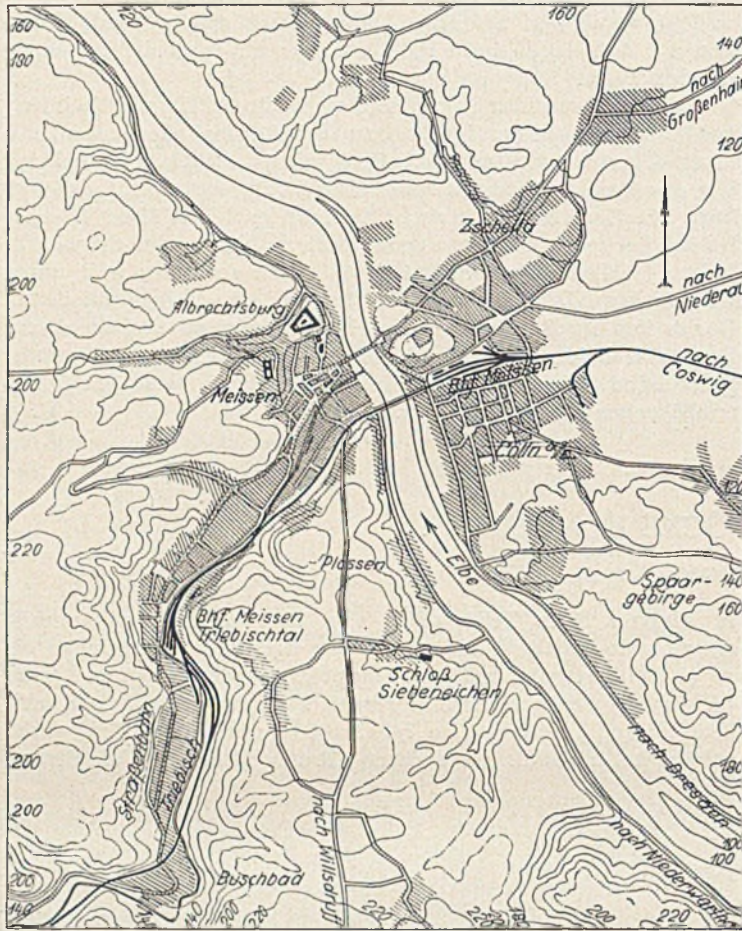


Abb. 2. Lageplan von Meißen.

Der im Jahre 1913 in Angriff genommene Umbau des Bahnhofes Meißen und des Streckenabschnittes von Meißen—Triebischtal bis Meißen bildet das letzte Teilstück des zweigleisigen Ausbaues der Strecke Döbeln—Coswig, die in Verbindung mit der Strecke Döbeln—Chemnitz ihrer günstigeren Neigungsverhältnisse wegen künftig als Umgehungsstrecke für die Linie Dresden—Freiberg—Chemnitz den Schwerlastverkehr zwischen Oberschlesien und Bayern übernehmen soll (Abb. 3). Der Streckenteil Meißen—Triebischtal—Meißen war zwar im Unterbau schon zweigleisig angelegt und zum Teil mit schienenfreien Straßenkreuzungen ausgestattet, aber bisher nur eingleisig betrieben worden. Es bedarf daher in dem links der Elbe gelegenen Streckenteil im wesentlichen nur der Auslegung des zweiten Gleises und des Umbaues mehrerer kleinerer Brücken, die den erhöhten Belastungen nicht mehr genügen. Wesentlich umfänglicher gestalten sich dagegen die Arbeiten am rechten Elbufer, wo sowohl die Personenverkehrsanlagen, als auch die Ortsgüteranlagen wegen der zu unterführenden Straßen um rd. 2,5 m gehoben werden müssen und auch ein neues Empfangsgebäude nebst Personenbahnsteigen neu errichtet werden muß.

Das Bindeglied zwischen diesen beiden Bauabschnitten bildet die Elbbrücke (Abb. 1), die den rd. 200 m breiten Elbstrom mit Hilfe dreier großer eiserner Strombrücken, sowie je zweier kleinerer eiserner Flutbrücken am linken Ufer und

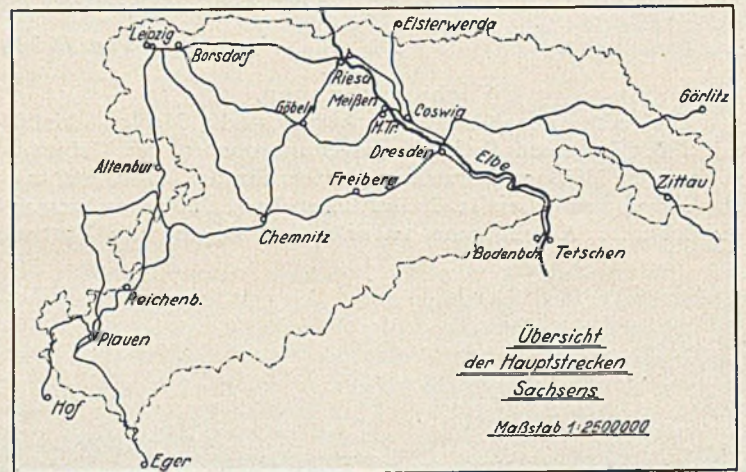


Abb. 3.

Meißen außerhalb der alten Stadtgrenze auf dem Gebiete von Vororten, die erst in neuerer Zeit eingemeindet worden sind. Entgegenkommenderweise wurde daher gelegentlich des Bahnbaues, dem Wunsche der Stadt Meißen entsprechend, die Eisenbahnbrücke zweigleisig ausgebaut und der stromabwärts gelegene Gleisträger der Stadt zur Anlage einer Fußgängerverbindung mit dem Bahnhofe Meißen—Cölln widerruflich überlassen, bis der Ausbau des zweiten Gleises erfolgen würde.

Dieser Fußweg führte vom Fernbahnsteig ausgehend nach Überquerung der Dresdener Straße auf die mit einem 4 m breiten dichten Stollenbelag und beiderseitigem Holmgeländer versehenen linken Gleisträger der Brücke und auf dem linken Elbufer in die Obergasse. Hier war der Steg auch mit der Siebeneichener Straße durch eine Treppe verbunden und bildete so einen stark benützten Zugang zur Stadt und zur Dampferanlegestelle. Dieser Zustand währte bis zum Jahre 1917, also fast 50 Jahre, bis der Umbau des Bahnhofes Meißen eine Änderung nötig machte.

⁴⁾ Inbetriebnahme 22. 12. 1868.

einer solchen am rechten Ufer, ferner mehrerer beiderseits anschließender gewölbter Flutbögen überspannt. Die über die Brücke sich erstreckende Hebung des Gleises um 3,0 m und vor allem die Erhöhung der Zuglasten gemäß den neuen Belastungsvorschriften vom Jahre 1922 führte dazu, auf eine

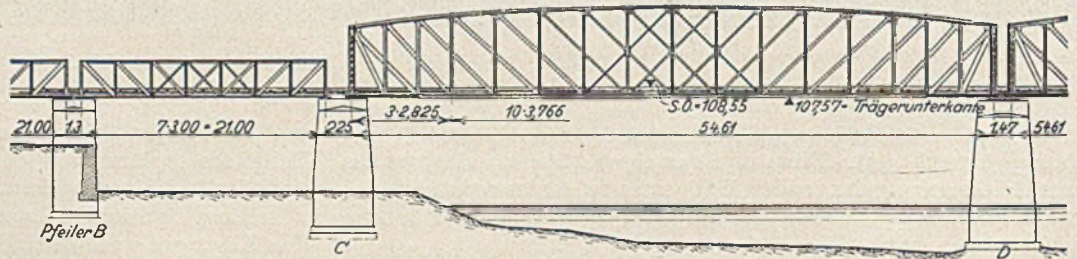


Abb. 4. Teilansicht der alten Brücke.

Verstärkung und Hebung der bestehenden Eisenüberbauten zu verzichten und den Bau eines neuen Eisenüberbaues unter Benutzung der vorhandenen Pfeiler in Aussicht zu nehmen.

A. Die alte Eisenbahnbrücke.

Der Eisenüberbau der alten Eisenbahnbrücke wurde im Jahre 1868 von J. P. Harkort in Duisburg erbaut und

besteht aus zwei eingleisigen Brücken mit je drei großen Gleisträgern von 34,61 m und drei kleineren Gleisträgern von 21,0 m Stützweite (vgl. Abb. 1 und 4). Die Hauptträger der großen Öffnungen sind einwandige Halbparabelträger von 7,53 m Netzhöhe in der Mitte und 5,83 m über den Stützen. Sie besitzen schlaife Streben, die durch die als steife Vollrahmen ausgebil-

Die Ausführung des neuen 3,0 m breiten Steges, mit der auch eine entsprechende Verstärkung der linken Hauptträgerwand verbunden war, erfolgte im Jahre 1917, wobei die Kosten derart verteilt wurden, daß die Stadt die Kosten des Steges selbst, die Sächsische Staatsbahnverwaltung dagegen die Kosten der Verstärkung des Eisenüberbaues übernahm. Da

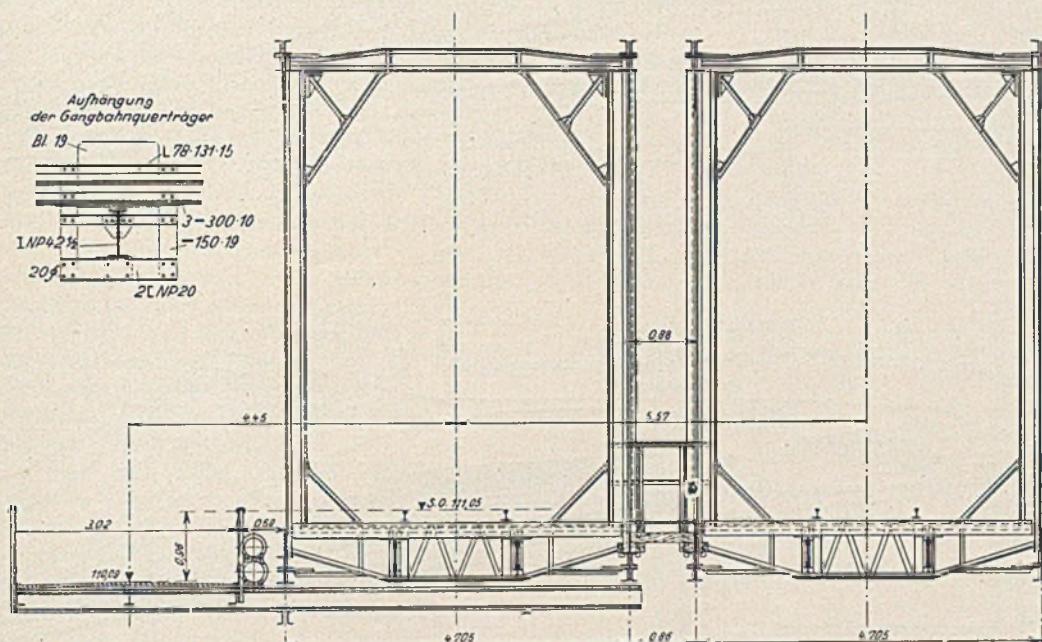


Abb. 5. Querschnitt der alten Brücke in einer Stromöffnung.

deten Pfosten und den bis an die Endrahmen durchgeführten oberen Windverband ausgesteift sind (Abb. 5). Die Hauptträger der kleinen Öffnungen dagegen sind einwandige Parallelträger von 3,20 m Netzhöhe, deren Obergurtungen durch die halbrahmenförmig mit den Fahrbahnquerträgern verbundenen Pfosten gestützt sind. Die Fahrbahn selbst besteht aus hölzernen Querschwellen auf Längsträgern von 3,766 bzw. 2,825 m Stützweite in den großen und 2,625 m Stützweite in den Seitenöffnungen.

Die Pfeiler A bis D sind unmittelbar auf Felsen, die Pfeiler E bis H dagegen auf gutgelagerten Kies gegründet und so stark bemessen, daß sie auch den neuen erhöhten Lasten gegenüber ausreichen. Nur bei dem Strompfeiler E, dessen Sohle durch doppelte Spundwände und ein breites Vorlager aus Beton mit Eisenbewehrung gegen Unterspülung gesichert ist, mußte mit Rücksicht auf möglichst günstige Druckverteilung in der Bodenfuge die Bedingung gestellt werden, daß die Lasten möglichst genau mittlich herabgeführt, waagrechte Kräfte in der Längsrichtung dagegen ausgeschaltet werden.

Die ursprüngliche Planung für den Umbau der Brücke war unter der Voraussetzung aufgestellt worden, daß die bestehenden Gleisträger nach dem Lastenzug B der Bau- und Betriebsordnung vom Jahre 1910 verstärkt und um 3 m gehoben werden sollten, wozu eine Erhöhung der Pfeiler um etwa das gleiche Maß notwendig geworden wäre (Abb. 11). Da ferner beide Gleise für die Zwecke der Eisenbahn gebraucht werden, mußte für den Fußverkehr eine besondere Gangbahn angelegt werden, für deren Anordnung eine ganze Reihe von Vorschlägen ausgearbeitet wurde, um sowohl die von der Stadt Meissen zu tragenden Kosten möglichst einzuschränken, als auch den Forderungen des Heimatschutzes auf ein gutes Aussehen der Brücke nach dem Umbau Rechnung zu tragen. Endlich wurde im Jahre 1915 eine Lösung gewählt, wonach der Steg neben die Eisenbahnbrücke verlegt und in den Stromöffnungen durch an den linken Gleisträger angehängte Querträger getragen wird (Abb. 5), wogegen er in den Seitenöffnungen besondere Tragwerke aus Eisenbeton erhielt (Abb. 6).

mit der Hebung des linken Gleises auch die Hebung des mit ihr verbundenen Stegteiles verknüpft war, wurden die seitlichen Stegstrecken in einer der endgültigen Höhe des mittleren Teiles entsprechenden Höhenlage angeordnet, die Verbindung während der Zwischenzeit aber durch Treppen hergestellt.

Gleichzeitig mit diesen Arbeiten begannen die Schüttungsarbeiten für die Bahnhofoanlagen (Abb. 7—9), zu welchem Zweck der linke Gleisträger in Benutzung genommen und die Bahnsteiggleise soweit irgendmöglich nach links gedrückt werden mußten. Der so aufs äußerste beschränkte Raum für die Personenbahnsteige und die Einführung der Gleise in einer S-Kurve ergaben einen betrieblich äußerst ungünstigen Zwischenzustand (Abbildung 8), der zu mancherlei Unzulänglichkeiten führte und daher so schnell wie möglich beseitigt werden mußte. Leider brachte die ungünstige Entwicklung der Dinge in

den Jahren 1922 und 1923 einen Stillstand der Bauarbeiten herbei, so daß diese erst 1924 wieder kräftig in Angriff genommen werden konnten, da die Verkehrsverhältnisse im Bahnhof Meissen unhaltbar geworden waren.

B. Die Entwürfe für den neuen Eisenüberbau.

Als zu Beginn des Jahres 1924 die Aussichten für eine erfolgreiche Wiederaufnahme der Bauarbeiten sich besserten, wurden auch die Arbeiten für die Hebung und Verstärkung

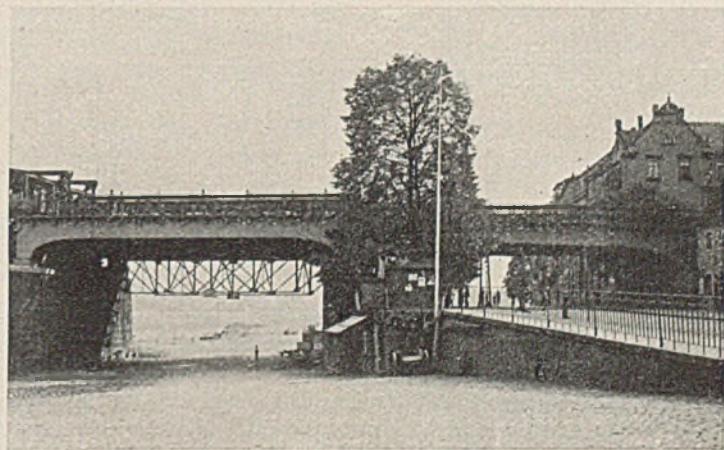



Abb. 6. Ansicht des Eisenbetonsteges an der Siebeneichener Straße. (Dahinter die Gerüstträger der neuen Brücke im Feld C-B.)

der alten Gleisträger wieder aufgenommen. Inzwischen waren die neuen Berechnungsvorschriften vom Jahre 1922 und neue Richtlinien für die Einteilung der Strecken erschienen, die erkennen ließen, daß die geplante Verstärkung der Eisenüberbaue zwar für die jetzigen Verkehrsverhältnisse ausreichte, daß aber eine weitergehende Verstärkung unmöglich war. Weil nun die in absehbarer Zeit zu erwartende Einführung schwererer Verkehrslasten dann jedenfalls die Beschaffung



B. U. CO.

EISEN-
KONSTRUKTIONEN
BETONBAUTEN
FÜR DEN
WASSERBAU

SEGMENTSCHÜTZE ♦ EINLASZSCHLEUSE RIEBNIG ♦ 1922 ♦

BEUCHELT U. CO., GRÜNBERG i. SCHL.

Luxfer-Prismen
Nutzbarmachung
u. bessere Erhellung
dunkler Räume

1899 25 1924
Jahre

Luxfer-Elektroglas
feuersichere
Verglasungen-
Brandmauerfenster

**Luxfer Keller
Beleuchtung**
mittels begehbaren
und befahrbarer
eiserner Oberlichte

**Luxfer-
Glasbau**

**Plast. Luxfer
Kristaldecken**
für Lichthöfe und
Kuppeln in
Monumentalbauten

Glaseisenbeton
n. System Keppler
Oberlichte, Fenster,
Wände ec. ganz aus Glas
absolut feuersicher

Deutsche
**Luxfer Prismen
Gesellschaft** ♦ m. b. H.
Berlin-Weissensee ♦ Lehder Str. 43

**Schiffs-
Prismengläser**
*
Referenzen v. Behörd.
u. ersten Architekten

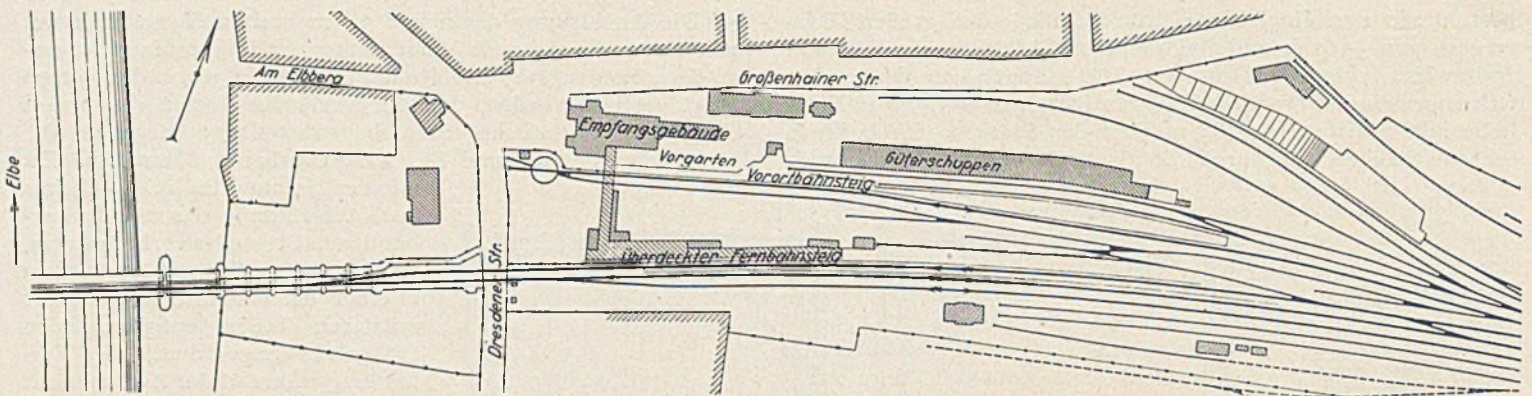


Abb. 7.

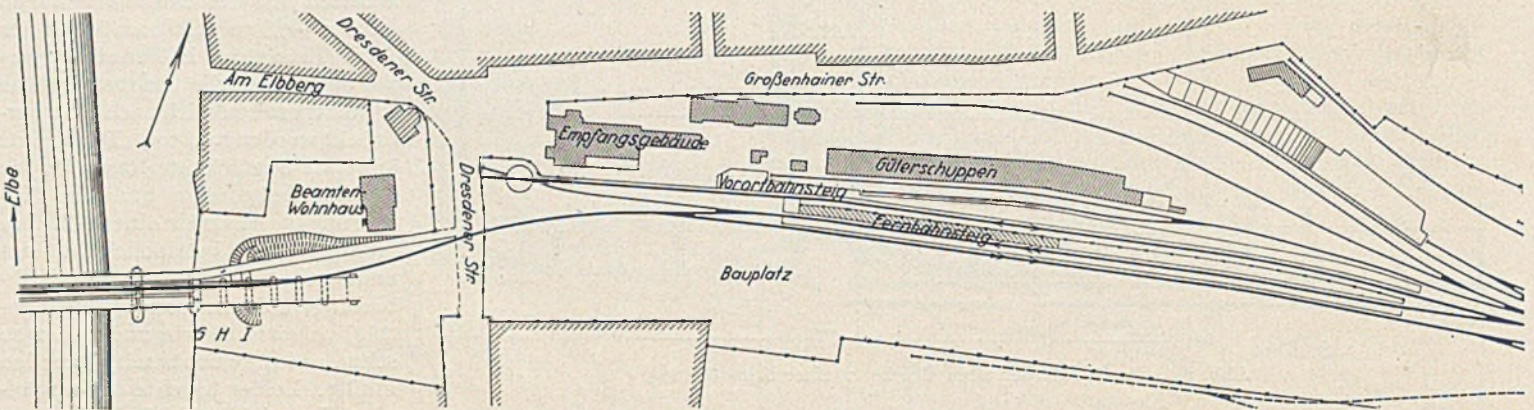


Abb. 8.

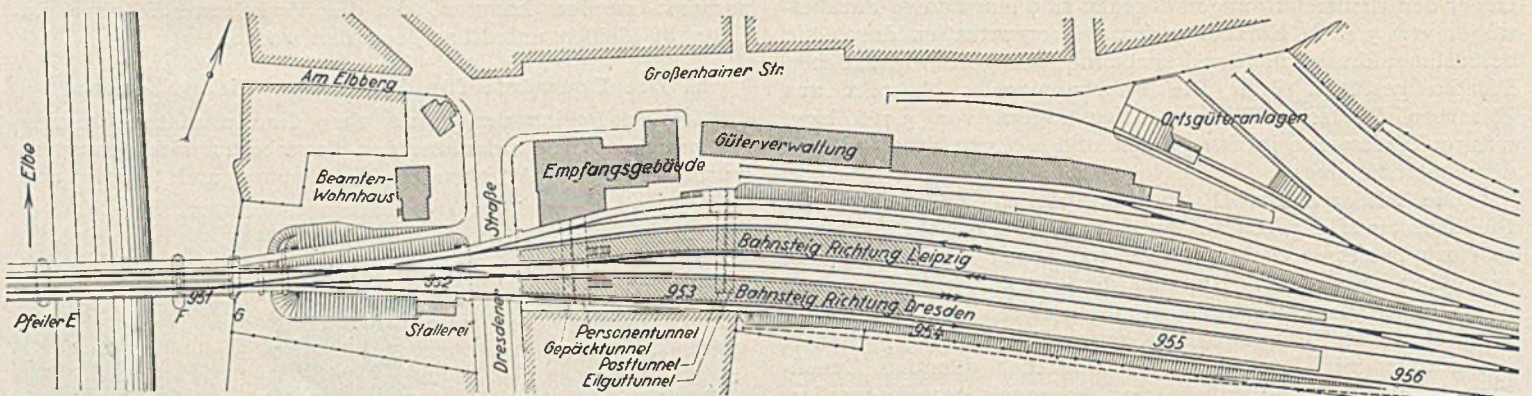


Abb. 9.

Abb. 7—9. Bahnhof Meißen vor, während und nach dem Umbau.

eines neuen Überbaues nötig gemacht hätte, so wurde zunächst auf Grund überschlägiger Ermittlungen ein Vorentwurf für den neuen Eisenüberbau aufgestellt in der Absicht, möglichst schnell genauere auf den Ergebnissen einer Ausschreibung begründete Kostenvergleiche zu erhalten. Diesem Vorentwurf lagen folgende Gedanken zugrunde:

- a) Die jetzigen, aus hervorragend gutem Sandstein hergestellten und in vorzüglichem Zustand befindlichen Pfeiler sind unter allen Umständen beizubehalten, da ein Umbau derselben nicht nur erhebliche und unnötige Mehrkosten, sondern auch weitgehende Erschwernisse für den Verkehr auf dem Elbstrom bedingt, vor allem aber auch den nach Möglichkeit zu beschleunigenden Umbau um mindestens ein Jahr verzögert hätte.
- b) Die jetzige Bauwerksunterkante ist beizubehalten, um einerseits die Kosten der Pfeileraufmauerung zu ersparen und andererseits durch Vermeidung unnötiger

Mauerwerkslasten den Bodendruck auch unter den erhöhten Verkehrslasten innerhalb der zulässigen Grenzen zu halten.

- c) Eine möglichst tiefe Lage der Eisenüberbauten und Beibehaltung der Halbparabelform der Hauptträger ist auch anzustreben, um das jetzige Landschaftsbild möglichst wenig zu beeinträchtigen.
- d) Bei einem Neubau der Brücke können die alten Tragwerke als Montagegerüst benutzt werden, so daß die Aufstellung der neuen Träger ohne jede Störung des Schiffsverkehrs auf der Elbe möglich ist.

Aus diesen Gründen wurde die in Abb. 12 dargestellte Anordnung des Überbaues gewählt. Nach diesem Vorentwurf waren die Hauptträger der Stromöffnungen als Halbparabelform von 55,0 m Stützweite und mit wesentlich stärkerer Krümmung der Obergurte als bisher ausgebildet, so daß diese an den Brückenenden die Fahrbahnoberkante nur wenig

überragten und nur im mittelsten Teile eine obere Quer-
versteifung erhalten sollten. Als Querträger waren 3,0 m hohe
Fachwerkträger vorgesehen, die eine kräftige Querversteifung
der Brücke gewährleisten (Abb. 10). Überdies war es dadurch
auch möglich, am linken Hauptträger durch hohe auskragende
Konsolen den Fußsteg anzubringen, wodurch auch dessen
Kosten auf ein Mindestmaß eingeschränkt worden wären.
Die Seitenöffnungen sollten bei der reichlichen Bauhöhe durch-
gehende Kiesbettung und vollwandige Hauptträger erhalten,
womit auch eine befriedigende Lösung für das gesamte Brücken-
bild sich ergeben hätte.

Auf Grund dieses neuen Vorentwurfes und des vor-
handenen Verstärkungsentwurfes wurde zunächst unter dem
18. VIII. 1924 eine Ausschreibung veranstaltet, bei der den
zum Wettbewerb aufgeforderten Firmen auch die Einreichung
von Sonderentwürfen anheimgegeben war. Die am 15. IX. 1924
eingegangenen Angebote⁵⁾ ließen erkennen, daß tatsächlich
der Neubau des eisernen Tragwerks
so wesentliche Vorteile gegenüber
der ursprünglichen Planung bot, daß
der Gedanke einer Wiederverwendung
der alten Überbauten endgültig fallen
gelassen wurde.

Von den mit Angebot eingereichten
Sonderentwürfen, von denen
die wesentlich vom Vorentwurf ab-
weichenden in Abb. 13 bis 18 an-
gedeutet sind, wurde der Entwurf IV
der Lauchhammer-Rheinmetall-A.-G.
in Berlin (LRA) (Abb. 18) als der
zweckentsprechendste und gleichzeitig
billigste zur Ausführung bestimmt,
der Stadt Meißen am 20. IX. 1924
zur Einverständniserklärung vor-
gelegt und von den Vertretern der
Stadtgemeinde gutgeheißen. Nur der
mitanwesende künstlerische Berater
der Stadt Meißen legte als Vertreter
des Landesvereins „Sächsischer Hei-
matschutz“ Verwahrung gegen alle
vorgelegten Entwürfe ein mit der
Begründung, daß diese den künst-
lerischen Ansprüchen nicht genügten
und daher vor weiteren Schritten
der genannte Verein sowohl, als auch
der Akademische Rat zu Dresden
als Vertreter des Staates gehört
werden müßten.

Bei der Vorlage der Entwürfe in der Vollversammlung
des Landesvereins „Sächsischer Heimatschutz“ am 1. X. 1924
wurden diese als vollkommen unbrauchbar erklärt, da die
das Gleis überragenden „störenden Aufbauten“ das Land-

⁵⁾ Die am 15. 10. 1924 eingegangenen Angebote ergaben folgende
Preisforderungen:

- A) Für die Verstärkung (rd. 195 t Flußeisen und Stahlguß) und die
Hebung der alten Gleisträger schwankten die Angebote von 8 Firmen
zwischen 242 000 und 104 000 M., was im wesentlichen in der
schwierigen Einschätzung der Baustellenarbeiten mit den Grenzwerten
von 192 000 und 49 000 M. begründet war.
- B) Für die Lieferung neuer Gleisträger nach dem Vorentwurf (rd. 676 t
Flußstahl St. 37 und Stahlguß) wurden von 8 Angeboten 284 000 bis
215 000 M. verlangt, entsprechend einer Schwankung in den Einheits-
preisen für das eiserne Tragwerk von 380 bis 295 M./t, bezw. in den
Mittelwert für die Gesamtlieferung einschl. des Abbruchs der alten
Träger von 420 bis 318 M./t.
- C) Für die Lieferung neuer Gleisträger nach dem Vorentwurf bzw. nach
Sonderentwürfen bei Ausführung in Flußstahl St. 48 lagen 8 Ange-
bote vor mit Gesamtforderungen von 234 000 bis 133 000 M. ent-
sprechend Einheitspreisen für das Tragwerk von 370 bis 310 M./t
und den Mittelwerten, wie vorher, von 413 bis 350 M./t.

Der Zuschlag wurde zunächst an Lauchhammer-Rheinmetall A. G. in
Berlin als der Mindestfordernden zu C) unter Vorbehalt erteilt. Die en-
dgültige Übertragung erfolgte unter Zugrundelegung der gleichen Preis-
forderung auch für den zur Ausführung bestimmten Entwurf, nachdem
dieser grundsätzlich genehmigt worden war.

schaftsbild unerträglich beeinträchtigen und das „Gitterwerk“
zu unruhig wirke. Aber auch die in einer Sitzung des Heimats-
schutzes am 20. X. 1924 vorgelegten weiteren, in Abb. 21 bis 25
dargestellten Gegenvorschläge wurden zwar als eine Ver-
besserung gegenüber den ersten Entwürfen anerkannt, konnten
aber die Mitglieder des Landesvereins „Sächsischer Heimats-
schutz“ nicht befriedigen. Diese vertraten vielmehr in über-
wiegender Zahl den Standpunkt, daß im Stadtbilde Meißens
als Eisenbahnbrücke nur eine Wölbbrücke, äußerstenfalls noch
eine Eisenbetonbrücke in Frage kommen könne. Nur eine
einzige gewichtige Stimme fand sich im Heimatschutz, die mit
aller Entschiedenheit für eine eiserne Brücke eintrat (vgl.
Abb. 24). Trotzdem wurde die Forderung gestellt, daß zur Er-
langung brauchbarer Entwürfe ein öffentlicher Ideenwett-
bewerb veranstaltet werde, zu dem nicht nur Eisenbaufirmen,
sondern auch Eisenbeton- und Steinbauunternehmungen, vor
allem aber die deutschen Architekten hinzugezogen werden

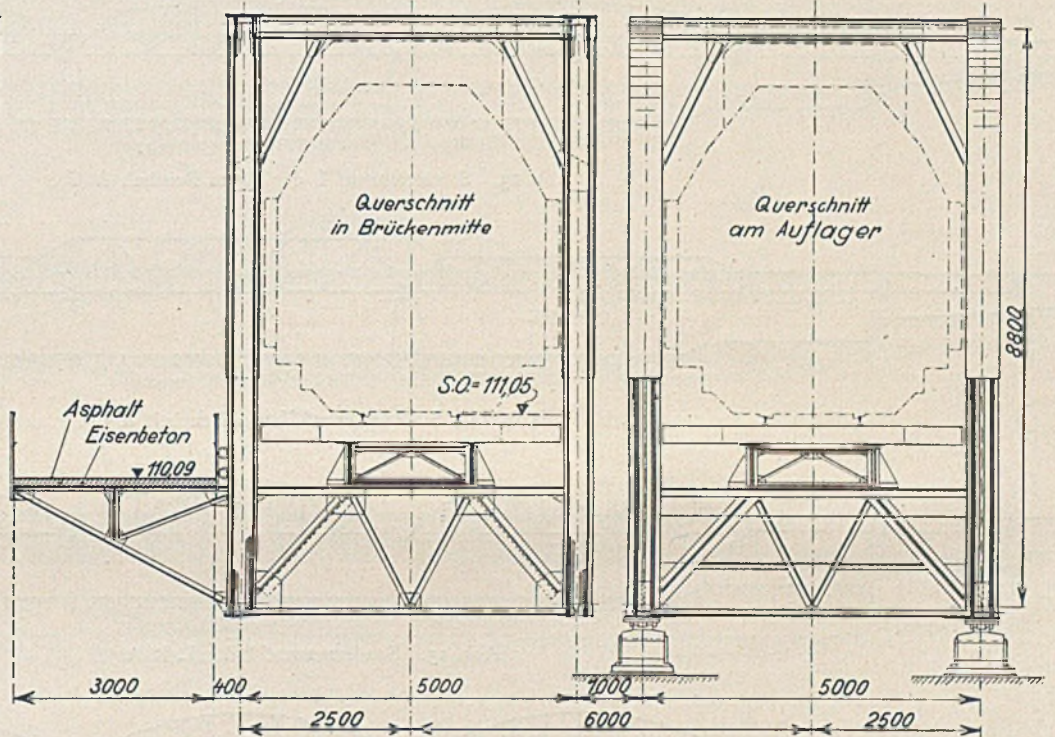


Abb. 10. Brückenquerschnitt nach dem Vorentwurf.

sollten. Der Hinweis darauf, daß der Bau einer massiven
Brücke ganz erheblich höhere Kosten verursachen würde, wie
die in Abb. 19 und 20 wiedergegebenen Skizzen ohne weiteres
erkennen lassen, die bei der gegenwärtigen mißlichen Lage
des Reiches nicht verantwortet werden könnten, würde mit
der Bemerkung abgetan, daß die Kostenfrage bei einem
Bauwerk dieses Ranges keine Rolle spielte. Auch die
Einwendungen, daß der Bau einer Wölbbrücke mit neuen
Pfeilern eine wesentlich längere Bauzeit erfordere und
dadurch die Behebung der unzulänglichen Verhältnisse im
Bahnhof Meißen um wenigstens ein Jahr verschoben werden
würde, und daß endlich auch durch die Vorbereitung eines
öffentlichen Ideenwettbewerbes infolge der dazu nötigen ein-
gehenden Vorarbeiten wertvolle Zeit verstreichen werde,
wurden als nicht stichhaltig verworfen, so daß die Ver-
handlungen mit dem Verein „Sächsischer Heimatschutz“ er-
gebnislos abgebrochen wurden.

Um nun angesichts der Dringlichkeit der Frage eine
annehmbare Entscheidung herbeizuführen, wurde von der
Hauptverwaltung zum 3. XI. 1924 eine Sitzung in Meißen
anberaumt, an der neben Vertretern der Hauptverwaltung der
Deutschen Reichsbahn und der Reichsbahndirektion Dresden
eine große Anzahl Vertreter der Sächsischen Staatsregierung,
des Akademischen Rates Dresden, des Landesamtes für

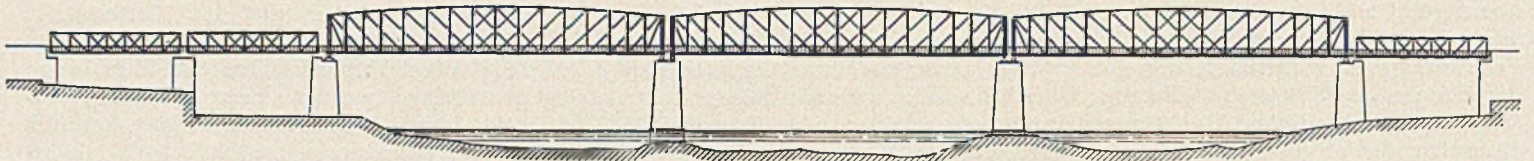


Abb. 11. Ursprüngliche Planung unter Verwendung der alten Tragwerke.

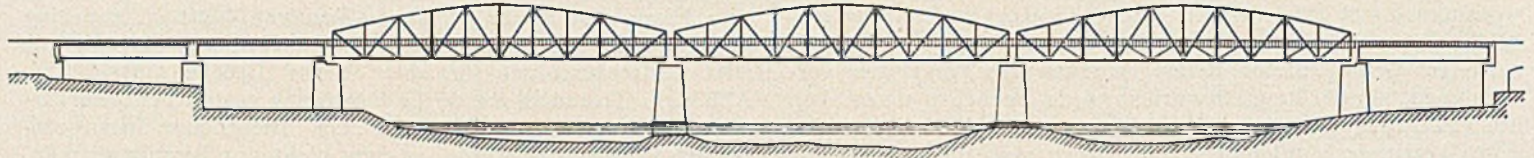


Abb. 12. Vorentwurf für die Ausschreibung.

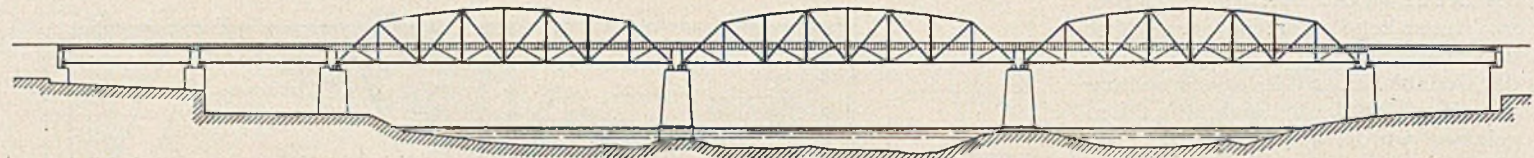


Abb. 13. Sonderentwurf I der Firma Beuchelt & Co.

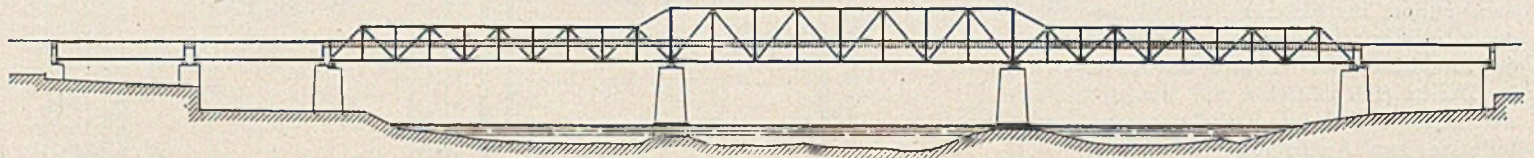


Abb. 14. Sonderentwurf II von Beuchelt & Co.

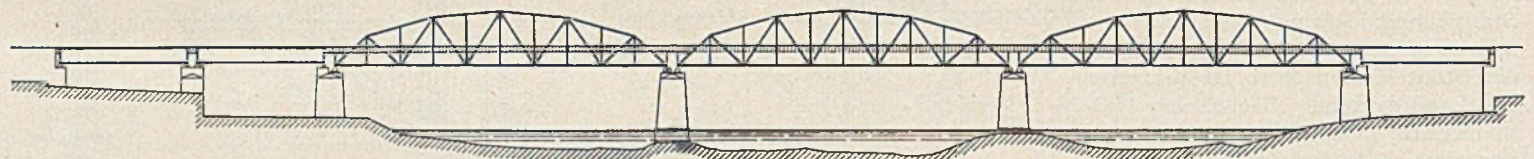


Abb. 15. Sonderentwurf I der L. R. A.

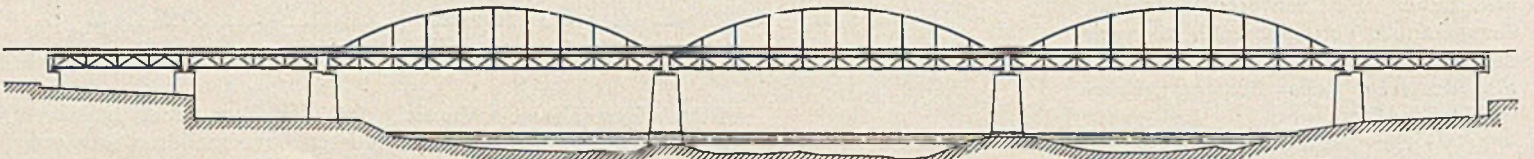


Abb. 16. Sonderentwurf II der L. R. A.

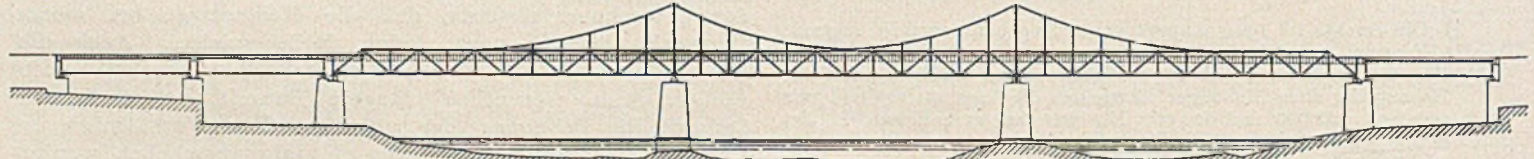


Abb. 17. Sonderentwurf III der L. R. A.



Abb. 18. Sonderentwurf IV der L. R. A.



Abb. 19. Studie für eine Wölbbrücke von R. B. O. R. Fritzsche.



Abb. 20. Studie für eine Wölbbrücke von R. B. O. R. Fritzsche.

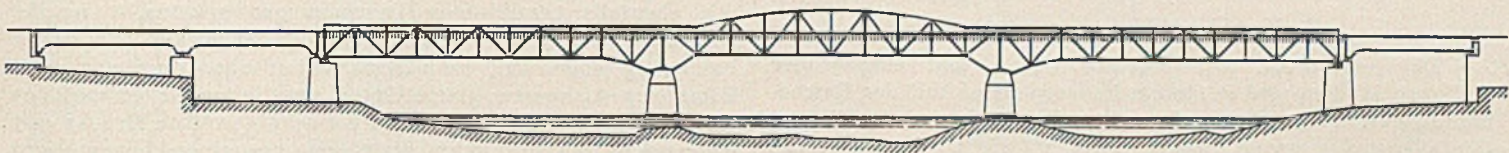


Abb. 21. Gegenvorschlag a der L. R. A.

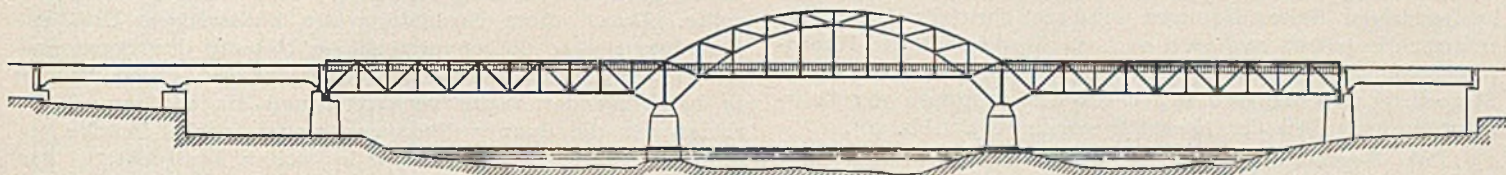


Abb. 22. Gegenvorschlag b der L. R. A.



Abb. 23. Gegenvorschlag c der L. R. A.



Abb. 24. Gegenvorschlag von Prof. Dr.-Ing. Gehler.



Abb. 25. Gegenvorschlag des Verfassers.



Abb. 26. Entwurf von Prof. Dr. Tessenow.

Vorschläge für den Umbau der Brücke.

Denkmalpflege, des Landesvereins „Sächsischer Heimatschutz“ und der Stadt Meißen teilnahmen. In dieser Sitzung wurde nach mehrstündigen lebhaften Verhandlungen und nachdem auch einige der hervorragendsten Mitglieder des Akademischen Rates unter Hinweis auf die bekannten großen Eisenbrücken ihrer Auffassung Ausdruck gegeben hatten, daß auch das Eisen eine voll befriedigende Lösung ermöglicht, eine Einigung auf folgender Grundlage erzielt:

1. Die Reichsbahndirektion Dresden stellt im Zusammenwirken mit dem Vertrauensmann der Sächsischen Künstlerschaft, Herrn Prof. Dr. Heinrich Tessenow, Dresden, einen neuen Entwurf für eine eiserne Brücke auf.
2. Sollte diese Zusammenarbeit nicht zu einem befriedigenden Ergebnis führen, so behält sich der Akademische Rat weitere Schritte vor.

C. Der Ausführungsentwurf.

Der von Prof. Dr. Tessenow auf Grund eingehender örtlicher Studien und in stetem Einvernehmen mit der Reichsbahndirektion Dresden aufgestellte Vorschlag für die äußere Gestaltung der neuen Brücke (Abb. 26) sieht einen über die drei Stromöffnungen durchlaufenden Fachwerkträger mit parallelen Gurtungen und doppeltem Strebenwerk vor, der in halber Höhe von der Fahrbahn durchschnitten wird. Die beiderseitigen Seitenöffnungen erhalten ebenfalls Fachwerkträger, die jedoch nur halb so hoch werden wie die Hauptträger der Stromöffnungen, so daß sie mit einem einfachen Strebenzug dasselbe Bild zeigen wie der unterhalb der Fahrbahn liegende Teil der Hauptöffnungen (vgl. Abb. 26).

Zur Begründung dieser Hauptträgerform führt Herr Prof. Dr. Tessenow an, daß bei der als unabänderlich geltenden Pfeilerstellung der Strombrücke mit drei gleichen Öffnungen durch eine Krümmung der Gurtlinien kein befriedigendes Brückenbild geschaffen werden könne, und daß dem modernen Schnellverkehr nur die der Fahrbahn gleichlaufende gerade Linie entspreche. Außerdem verbiete die Lage der Brücke eine wesentliche Erhebung der Hauptträger über die Fahrbahntafel, um den freien Ausblick nach der Albrechtsburg nicht zu stören. Da ferner bei gekrümmten Gurtungen alle Streben verschiedene Neigungen haben, ergäben sich im Schrägbilde unerträgliche Stabgewirre und im Durchblick durch das von der Fahrbahn durchschnitene Fachwerk lauter verschiedenartige Flächenbilder, die unbedingt vermieden werden müßten. Die einem jeden Fachwerk eigentümliche Unruhe könne demnach nur durch geradlinige Gurtführung und gekreuzte Streben von durchweg gleicher Neigung einigermaßen gemildert werden.

Diesen Forderungen des Architekten konnte um so eher beigetreten werden, als ein Parallelträger die dem Walzvorgang entsprechende materialgerechteste Grundform ist und bei gleicher Querschnittsbemessung der gekreuzten Streben eines Feldes auch eine nahezu gleichmäßige Kraftverteilung auf beide Streben vorausgesetzt werden darf. Überdies sind nach den Untersuchungen von Hartmann⁶⁾ Netzwerke mit gekreuzten Streben zu den Gebilden mit geringsten Nebenspannungen zu zählen.

Auch dem Einwand, daß der Parallelträger keine monumentale Tragwerksform darstelle, kann wohl durch den Hinweis

⁶⁾ Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architektenvereins, Jahrgang 1922, Heft 13/14, Seite 60.

begegnet werden, daß eine Brücke in flacher, landschaftlich reizloser Gegend einen selbständigen Baukörper bildet, der von allen Seiten weither gesehen werden kann und daher wohl in erster Linie durch die Führung seiner Umrißlinien wirken muß. Dagegen wird eine größere und zumal eine eiserne Brücke in landschaftlich bevorzugter Gegend je nach dem Standort des Beschauers und nach seinem Empfinden fast stets stören und möchte daher so anspruchslos und so durchsichtig als nur möglich ausgebildet werden. Die Frage nach der Schönheit eines Brückenbauwerkes kann daher stets nur in Beziehung zu seiner Örtlichkeit beurteilt werden und wird als reine Geschmacksfrage auch von jedem Beurteiler anders beantwortet werden.

Eine weitergehende Forderung des Architekten betrifft die Unterführung der Siebeneichener Straße am linken Elbufer, für die von Prof. Tessenow zunächst ein Eisenbetonbalken mit ebenfalls geradlinigen Begrenzungen gewünscht wurde. Da aber eine Lösung in Eisenbeton bei der großen Stützweite bahnseitig abgelehnt, vom Architekten aber durchaus vollkommen geschlossene, glatte Unter- und Seitenflächen verlangt wurden, legte er einen Entwurf für eine gewölbte Brücke mit einer 9,0 m weiten Durchfahrtsöffnung und einer kleinen 3,0 m weiten Fußgängeröffnung vor (Abb. 27), die mit ihrer im übrigen glatten, nur durch das Stadtwappen geschmückten Ansichtsfäche gleichsam als Eingangstor zur Stadt Meißen erscheinen sollte. Durch diese Ausbildung des linksseitigen Brückenabschlusses wäre die unvermeidliche Hebung der Bauwerksunterkante über der Straße gegenüber der der übrigen Brücke in befriedigender Weise vermittelt und ein wirksamer Abschluß für die dann vollkommen symmetrische Brücke geschaffen worden. Hierbei wurde weiter beabsichtigt, das zurzeit vor dem Pfeiler B stehende Diensthäuschen der Dampfschiffahrtsgesellschaft zu beseitigen und in dem Raum innerhalb des neuen Abschlußbaues unterzubringen oder in organischer Verbindung mit diesem auszugestalten. Da die Kosten der reinen Wölbbrücke nicht wesentlich höhere sind als die eines eisernen Überbaues mit dichter Fahrbahn,

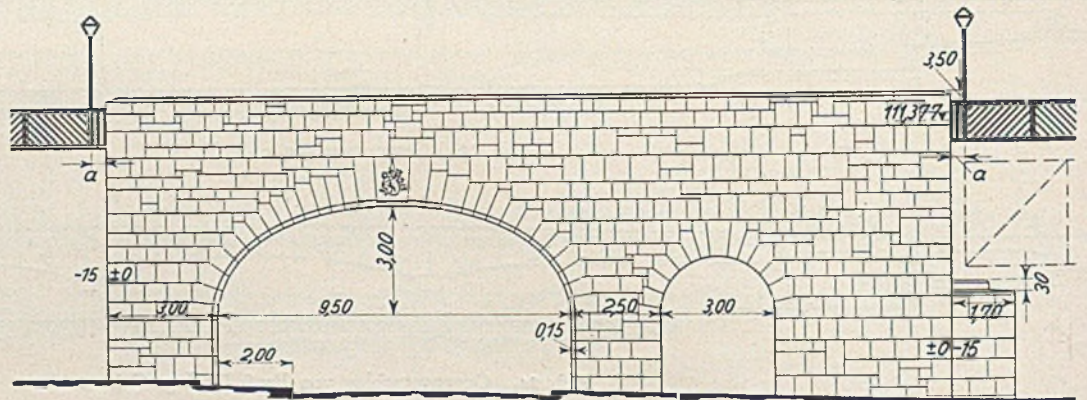
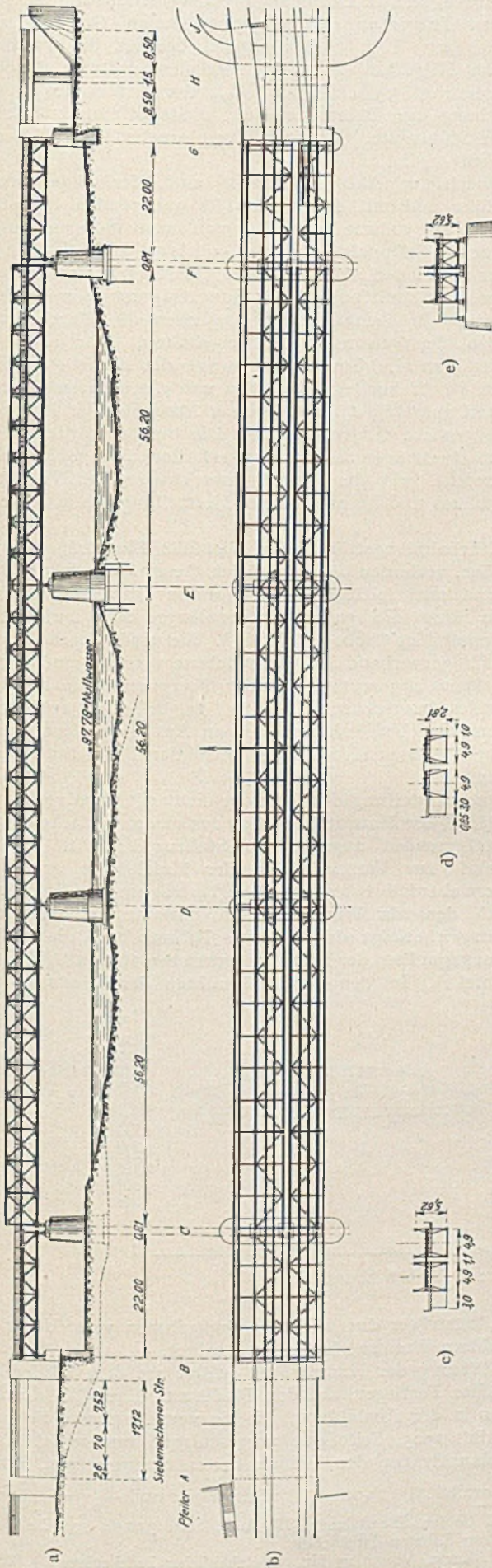


Abb. 27. Erster Entwurf Tessenow für die Unterführung der Siebeneichener Straße.

waren vonseiten der Reichsbahnverwaltung gegen diese Lösung Bedenken nicht zu erheben.

Bei den Verhandlungen mit der Stadt Meißen wurde jedoch gegen den Einbau des die Straßenfläche beträchtlich einschränkenden und den freien Durchblick stark beeinträchtigenden Zwischenpfeilers Einspruch erhoben und darum die nunmehr zur Ausführung bestimmte, dem ursprünglichen Wunsche Prof. Tessenows entsprechende Lösung mit einbetonierten Blechträgern gewählt. Danach zeigt die Unterführung der Siebeneichener Straße in der von beiden Seiten vollkommen gleichen Ansicht eine oben und unten ebene Platte mit einfachem Stabgeländer, die beiderseits von 3,40 m breiten Pylonen begrenzt ist (Abb. 28). Durch diesen, die bisherige Straßenbreite um 1,70 m verschmälernden Überbau erhält die eiserne Brücke einen wirkungsvoll betonten Abschluß, der nach den auf der Stadtseite anschließenden Betonstützmauern überleitet.



a) Ansicht, b) Grundriß, c) Querschnitt in Brückenmitte, d) desgl. in den Seitenöffnungen, e) desgl. an einem Strompfeiler.
Abb. 28. Die neue Eisenbahnbrücke.

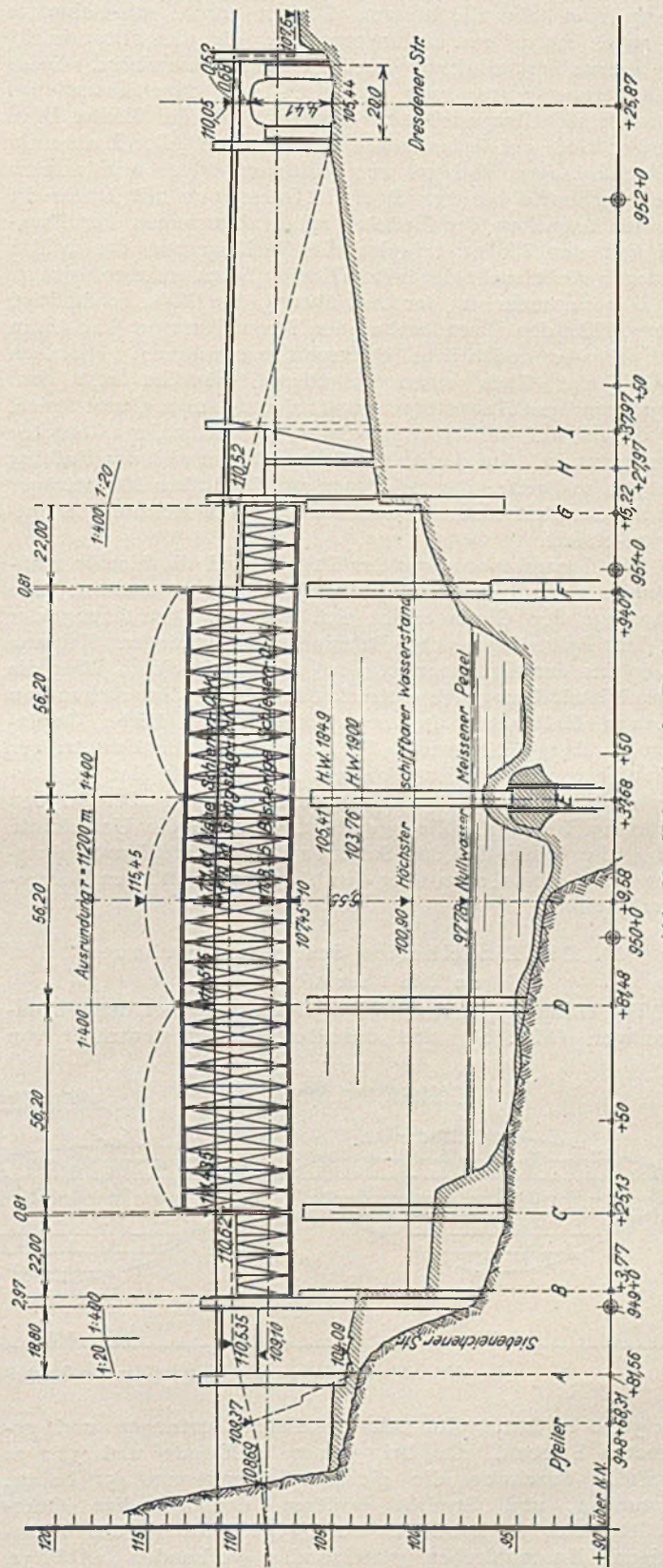


Abb. 29. Höhenplan der Brücke.

einen besonderen äußeren Hauptträger erhalten, der über die ganze Brückenlänge, also auch über die Seitenöffnungen hinweg in gleicher Höhe und Ausbildung durchläuft. Dadurch wird es nötig, die vor einigen Jahren hergestellten Eisenbetonträger des Fußweges am linken Ufer ganz, am rechten Ufer zum

Teil wieder zu beseitigen, um besonders von der Stadtseite her das Bild eines einheitlichen, über die ganze Stromöffnung glatt verlaufenden symmetrischen Eisentragwerkes zu erhalten.

Eine weitere Forderung Prof. Tessenows ging dahin, die beiden mittleren Strompfeiler D und E (Abb. 28), die z. Zt. kürzer sind als die übrigen Pfeiler, nach stromabwärts um rund 2,0 m zu verlängern, um für die Unteransicht eine bessere Ausgestaltung der Pfeilerköpfe zu erzielen. Diese Verlängerung wäre zwar technisch und ohne kostspielige Gründungsarbeiten ausführbar gewesen, weil der Pfeiler D in geringer Tiefe auf Felsen gegründet ist, der Pfeiler E aber ein genügend langes Vorlager zur Aufnahme eines unbelasteten Pfeilervorkopfes besitzt. Doch ist diese nur mit Rücksicht auf das Aussehen der Brücke, nicht aber wegen der Tragfähigkeit der Pfeiler erforderliche Verlängerung der beiden Pfeiler in Anbetracht der hohen Kosten fallen gelassen worden.

Der nunmehr in der Ausführung begriffene endgültige Entwurf für den Eisenüberbau der Stromöffnungen hat die in Abb. 28 c—e ersichtliche Querschnittsanordnung. Hiernach erhält jedes Gleis einen besonderen Überbau mit zwei doppelwandigen Hauptträgern und rahmenartigen Querträgern, an denen auf der rechten Seite ein schmaler Gangsteg angebracht ist. Auf der linken Seite befindet sich der Fußsteg von 3,50 m Breite, der sich innen auf den linken Hauptträger des linken Gleises stützt, außen aber einen weiteren Hauptträger besitzt.

Die Gesamtanordnung der Brücke und die hierfür maßgebenden Grundlagen sind in Abbildung 29 zu ersehen. Die Höhenlage der Gleise ergibt sich aus der Fortführung der an den Bahnsteigen des Bahnhofes vorhandenen Neigung 1:400 bis zur Brückenmitte, wo diese mit einem über die ganze Mittelöffnung sich erstreckenden Ausrundungsbogen von 11200 m Halbmesser in die spiegelbildlich gleiche Gegenneigung übergeführt wird. Die Gurtungen der Hauptträger verlaufen parallel zu den Gleisen derart, daß die Hauptträgeroberkante in den großen Öffnungen mit 1,85 m über SO den Reisenden freien Ausblick gewährt, während die Unterkante mit 4,16 m unter SO der Schifffahrt eine lichte Durchfahrts Höhe von 6,0 bis 6,20 m über den höchsten schiffbaren Wasserstand freiläßt.

D. Die Einzelheiten des Eisenüberbaues.

Hierzu Tafel I mit Abb. 30 bis 33.

Die Hauptträger der beiden Gleisträger über den Stromöffnungen (Abb. 28) sind durchlaufende Pfostenträger⁷ von

Die Höhe der Hauptträger ist zu $\frac{1}{10}$ der Stützweite gewählt worden, um die Durchbiegung der in Baustahl St. 48 ausgeführten Träger in den vorgeschriebenen Grenzen zu halten. Wie aus Abb. 34 hervorgeht, beträgt die größte Senkung im Mittelfeld unter der Verkehrsbelastung durch den N-Lastenzug 5,5 cm oder $\frac{1}{1020}$ der Stützweite, die größte Hebung bei Belastung einer Seitenöffnung 1,8 cm = $\frac{1}{3100}$ der Stützweite. Ähnliche Werte ergeben sich in den Seitenfeldern.

Die Querträger (Abb. 33, Tafel 1) sind Blechträger von 700 mm Höhe und mit den beiderseits anliegenden Hauptträgerpfosten zu vollwandigen Rahmen von H-Form ausgestaltet, deren Fußpunkte durch Querriegel aus \perp -Eisen miteinander verbunden sind⁷). Da die Querträgerunterkanten in der Höhe der Schnittpunkte der Hauptträgerstreben liegen, ist die untere Brückenhälfte von jeglichen die Durchsicht behindernden Querverstrebungen freigehalten. Nur in den Pfeilerquerträgern sind zur Verminderung der seitlichen Verschiebungen Verstrebungen vorhanden und die unteren Querriegel so steif ausgebildet, daß sie beim Absenken der Brücke deren Eigengewicht tragen können. Die hier gewählte Ausbildung der Querträger als Rahmen erfordert fast genau das gleiche Gewicht, wie die der Fachwerkträger des Vorentwurfes (Abb. 10) und ist auch in der Herstellung kaum teurer als diese.

Die Fahrbahn längsträger sind ebenfalls Blechträger von 700 mm Höhe, verlaufen bündig mit den Querträgern in 1,80 m Abstand und sind mittels oben und unten durchschießender Platten zu über die ganze Brückenlänge durchlaufenden Trägern ausgebildet (Abb. 32, Tafel 1). Sie sind durch einen leichten Schlingerverband in Obergurtebene versteift und über den Querträgern abgestützt. Auf der Obergurtelemelle ist ein durchlaufendes Ausgleichseisen, — 60 · 15, befestigt, auf dem die Holzquerschwellen mittels eiserner Auflagerplatten aufsitzen, ohne die tragenden Querschnitte der Fahrbahnträger zu berühren.

Zur Querversteifung der Brücken dient ein Windverband in halber Höhe der Hauptträger, der aus einem einfachen, an den Querträgern angreifenden Stabzug besteht. Seine Streben sind zur Verminderung der Knicklänge an den Längsträgern ebenfalls befestigt. Die Übertragung der Strebenkräfte nach den als Windgurtungen mitbenutzten Hauptträgergurtungen erfolgt durch kleine Hilfsstreben, die nach den Kreuzungspunkten der Hauptträgerstreben führen (Abb. 30 und 32, Tafel 1). In den Anschlußpunkten der Windstreben

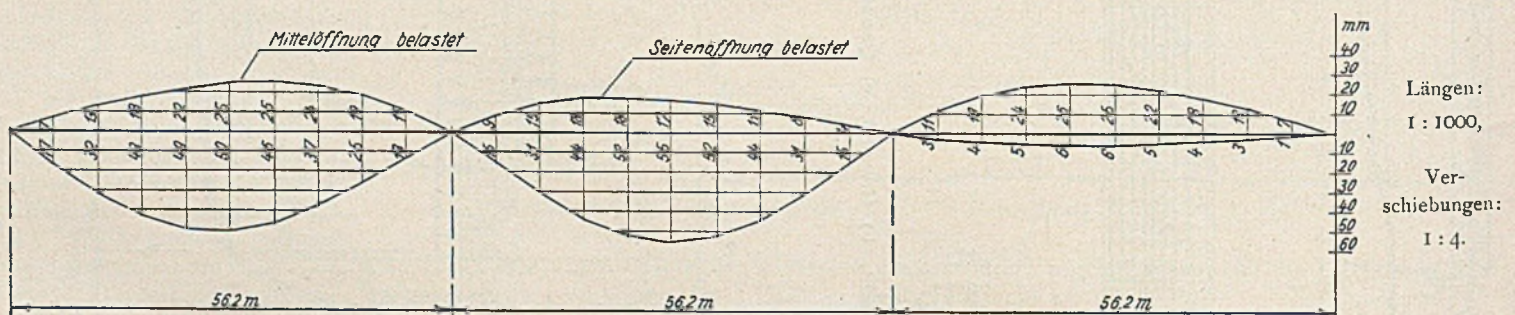


Abb. 34. Biegelinie der Hauptträger für feldweise Verkehrsbelastung durch N-Lastenzug.

3 × 56,20 m Stützweite mit parallelen Gurtungen und gekreuzten Streben, die bei 5,62 m Feldweite und 5,62 m Netzhöhe durchweg die gleiche Neigung von 45° haben. Gurtungen und Streben besitzen doppelwandige Querschnitte und sind mittels durchweg gleich großen rechteckigen Knotenblechen miteinander verbunden (Abb. 31, Tafel 1). Da die Streben eines jeden Feldes je gleiche Querschnitte haben und vollkommen knicksicher sind, erhalten sie aus den Querkräften je gleich große Stabkräfte von verschiedenem Vorzeichen, deren statische Ermittlung am einfachsten durch Zerlegung der Hauptträger in zwei Fachwerke mit je halber Belastung erfolgen kann.

sind die Längsträger durch leichte Querrahmen versteift und in drei Feldern Bremsverbände angeordnet.

Die Stützung der Hauptträger erfolgt auf dem Pfeiler D durch erhöhte Festlager, auf den Pfeilern C, E und F durch Rollenlager in der Ausbildung, wie sie vom Verfasser in der „Bautechnik“ 1925, Seite 254, vorgeschlagen worden ist⁸).

Die Hauptträger der kleinen Seitenöffnungen sind einwandige Parallelträger von 21,0 m Stützweite und $\frac{5,62}{2} = 2,81$ m

⁷) Vgl. Gehler, Die Rahmen, III. Aufl., Seite 322 ff., wo die Berechnung dieser Rahmen durchgeführt ist.

⁸) Vgl. Karig, Vorschlag für ein einheitliches Brückenlager. „Bautechnik“ 1925, Hefte 19 u. 20, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Abb. 30. Netzbilder der Hauptträger und des Windverbandes.

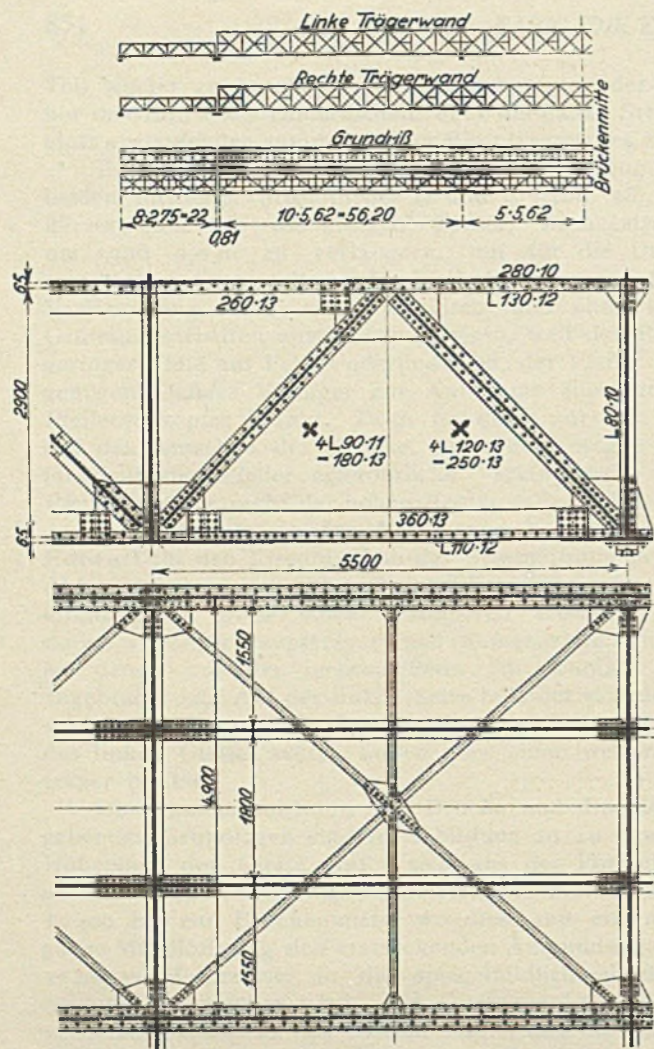


Abb. 31. Einzelheiten der Hauptträger.

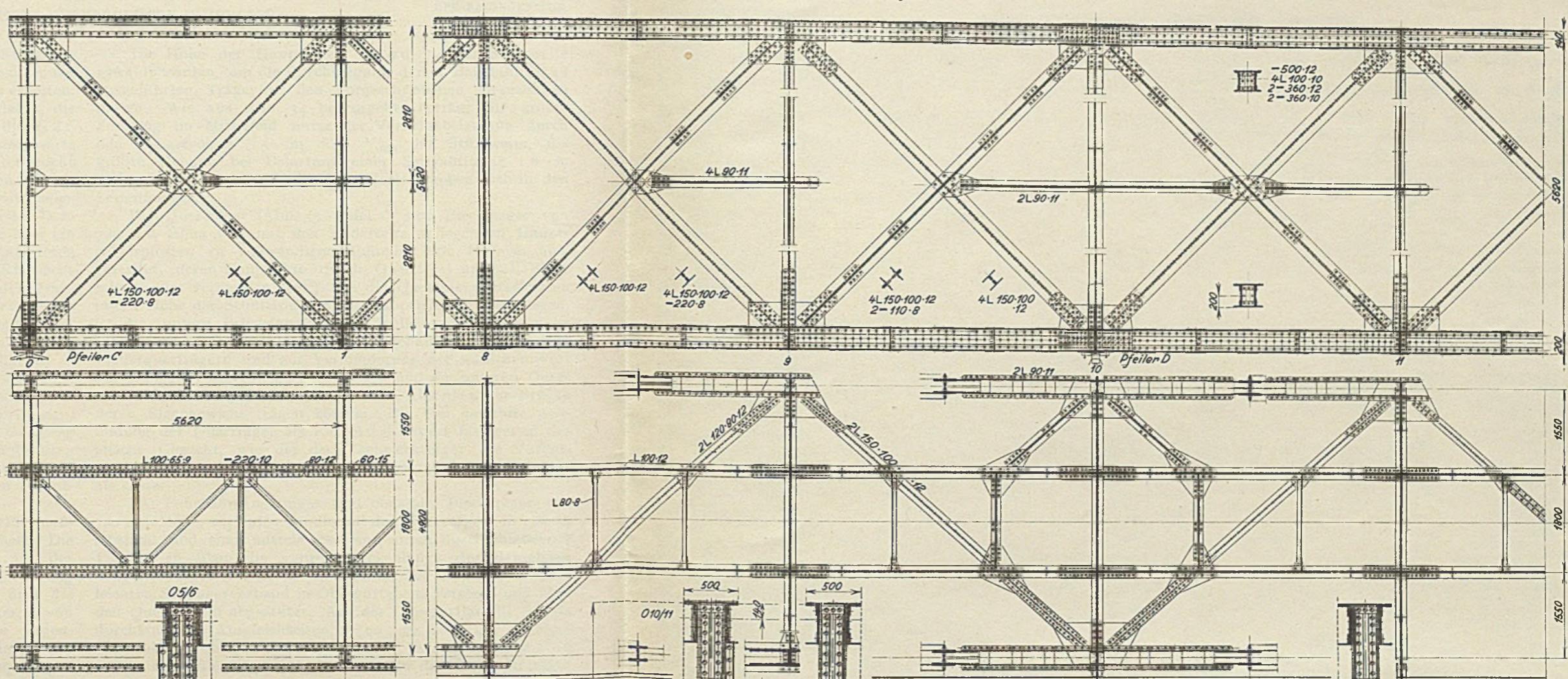


Abb. 32. Einzelheiten des Windverbandes.

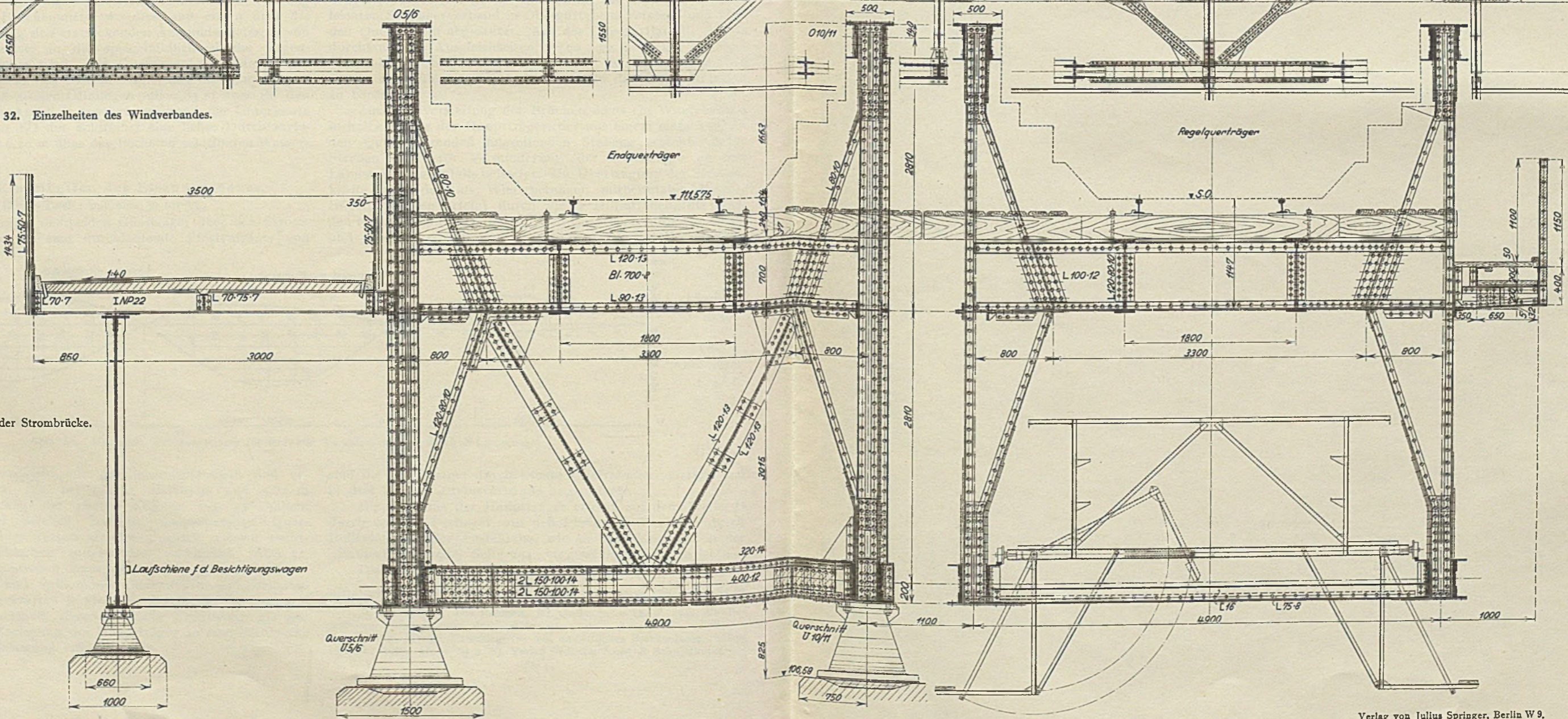


Abb. 33. Querschnitt der Strombrücke.

Abb. 30-33. Einzelheiten des neuen Eisenüberbaues.

Netzhöhe, die einen einfachen Strebenzug mit einer Strebenneigung von 47° ($\operatorname{tg} \alpha = \frac{8 \cdot 2,81}{21,00} = 1,0705$) gegen die Wagerechte haben. Die in $\frac{21,0}{4} = 5,25$ m Abstand liegenden Querträger sind ebenfalls als Zweigelenkrahmen von etwa gleicher Form, wie in den Hauptöffnungen, ausgebildet, was auch für die Fahrbanträger gilt. Nur in der Öffnung F—G des linken Gleises ist durch die darauf liegende Weiche der Einbau weiterer Längsträger nötig geworden, um das abzweigende Gleis zu stützen (vgl. Abb. 28 b).

Auf der stromaufwärtigen Seite der Brücke ist ein schmaler Bedienungssteg angeordnet, dessen Randträger mit dem Ge-

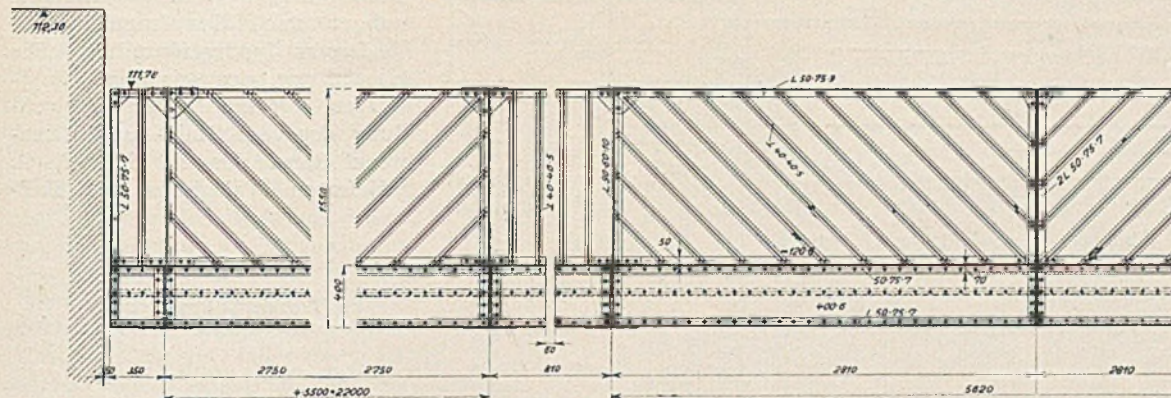


Abb. 35. Einzelheiten des Geländers.

länder so hoch liegt, daß seine Unterkante die Mittellinie der großen Hauptträger und den Obergurt der kleinen Hauptträger deckt. Durch das dichte Geländer (Abb. 35), dessen Füllungsstäbe in Feldern von $\frac{5,62}{2} = 2,81$ m Länge geteilt, jeweils die gleiche Neigung wie die dahinterliegende Hauptträgerstrebe aufweisen, wird der obere Teil der hohen Hauptträger in der Brückenansicht etwas verdeckt, so daß der Sprung der Hauptträger-Obergurte über Pfeiler C und F etwas gemildert wird.

Zur Erleichterung der Unterhaltung des Tragwerks ist in jeder Öffnung der Strombrücken ein leichter Besichtigungswagen vorgesehen (Abb. 33 auf Tafel 1), der auf den Innenkanten der Untergurtung läuft und herabklappbare Austritte erhält, um auch die Untergurtungen bequem besichtigen zu können.

Sämtliche tragende Teile der Brücke sind aus St. 48 hergestellt mit alleiniger Ausnahme der Randträger nebst Konsolen und Geländer, die in St. 37 ausgeführt sind.

F. Der städtische Gangsteg.

Der auf Kosten der Stadt Meissen zu erbauende neue Gangsteg erhält eine Breite von 3,50 m und als Belag (vgl. Querschnitt Abb. 33, Tafel 1) eine Eisenbetonplatte mit Asphaltdecke. Diese erhält eine sattelförmige Oberfläche mit beiderseitiger Querneigung 1:50, zu deren Entwässerung in den beiderseitigen Schnittgerinnen Abflußlöcher vorgesehen sind. Getragen wird der Belag von einem Trägerrost, der aus Haupt- und Nebenquerträgern in 2,625 m Abstand sowie aus den dazwischen gespannten Geländerträgern und einem mittleren Längsträger besteht. Die Hauptquerträger sind an den Hauptpfosten des linken Gleisträgers gelenkig angeschlossen, während die rechten Enden der Nebenquerträger durch die inneren Randträger getragen werden. Die linken Querträgerenden sind auf dem Steghauptträger gelenkig gelagert und durch den äußeren Randträger verbunden.

Durch diese gelenkige Verbindung des Hauptträgers, der auch im Untergurt nur durch Querstreben gegen den Gleisträger abgesteift ist, bleibt der Stegträger unbeeinflusst von den Gleislasten. Bei der Befahrung des linken Gleises wird sich daher die Stegplatte, der Durchbiegung des Gleisträgers ent-

sprechend, schief stellen. Da aber diese im Mittel nur $\frac{5,0 + 2,5}{2} = \text{rd. } 3,8$ cm beträgt, ergibt sich die Winkeländerung des Steges nur zu etwa 1:80, wird demzufolge für die Fußgänger kaum fühlbarer werden als bei dem jetzigen Zustand.

Der Hauptträger selbst ist ein einwandiger Parallelträger von 2,81 m Netzhöhe, der über den drei großen Öffnungen als durchlaufender Träger von $3 \times 56,2$ m, in den Seitenöffnungen als einfacher Träger von 22,0 m Stützweite gebildet ist. Das Verhältnis der Höhe zur Stützweite ist zwar in den Mittelöffnungen nur $\frac{1}{20}$, erscheint aber beim durchlaufenden Träger noch zulässig, um so mehr, als die rechnermäßige Vollbelastung nur selten auftreten und nur ganz allmählich erreicht werden kann. Demnach wird auch die zu erwartende größere Durchbiegung des Stegträgers für die Fußgänger nicht störend wirken.

Diese Lösung erfordert allerdings einen wesentlich höheren Kostenaufwand als die ursprünglich beabsichtigte Stützung des Steges durch am linken Gleisträger anzubrin-

gende Konsolen, weil diese nicht viel mehr Gewicht erfordern hätten als die jetzigen Querträger der Gangbahn. Dagegen hätte die zur Aufnahme der ganzen Steglast erforderliche Verstärkung des linken Hauptträgers nicht entfernt soviel Eisen erfordert, wie der besondere, nur halb so hohe Hauptträger des Steges. Die Mehrkosten werden gegenüber dem Vorentwurf weiter erhöht durch die Notwendigkeit, die vorhandenen Eisenbetonträger abzubrechen und durch neue Eisenüberbauten zu ersetzen.

Die Höhenlage des Steges ergibt sich aus der Bedingung, daß die Hauptträger die gleiche Strebenneigung bekommen und ihre Unterkanten in gleicher Höhe liegen sollen wie die Hauptträger der beiden Gleise. Demnach liegt seine Oberkante auf den eisernen Brückenträgern, ähnlich wie im jetzigen Zustand, 0,80 m unter Schienenoberkante. Von diesen ausgehend, fällt die Gangbahn nach beiden Seiten mit Neigungen von 1:20 bis auf die Höhe der anschließenden Straßenzüge (Abb. 29).

G. Die Unterführung der Siebeneichener Straße.

Die Unterführung der Siebeneichener Straße bildet den linken Abschluß des nunmehr vollkommen symmetrisch ausgebildeten Eisenüberbaues der Strombrücke und besteht in der Ansicht (Abb. 39) aus einer 1,8 m hohen wagerechten Platte mit aufgesetztem einfachen Stabgeländer, die beiderseits durch 3,4 m breite glatte Pylonen begrenzt ist. Zur Erzielung dieser Pylonenstärke von 3,4 m, an die sich unter der Brücke eine glatt durchlaufende Wandfläche anschließen soll, muß der vorhandene Pfeiler B um 1,7 m verstärkt werden. Der dadurch bedingten Verringerung der Lichtweite der Brücke von 18,8 m auf 17,12 m steht eine Vergrößerung der Lichthöhe von 3,9 m auf 5 m gegenüber, so daß die Veränderung für den Straßenverkehr eine wesentliche Verbesserung bedeutet.

Im Querschnitt zerfällt auch dieser Überbau in 3 Einheiten, die aus Blechträgern in Beton gebildet und durch lotrechte, äußerlich aber kaum in Erscheinung tretende Fugen getrennt werden (Abb. 38).

Die beiden Gleisträger bestehen aus je 7 Blechträgern von 18,80 m Stützweite und 1,30 m Stegblechhöhe, die vollständig in Beton eingehüllt werden. Sie bilden demnach je eine wagerechte Platte von 5 m Breite und 2 m Dicke, die den beiderseits

abgeschlossenen und durch eine Asphaltplatte mit Ziegelschutzschicht gedichteten Gleiskoffer trägt. Der Zwischenraum zwischen den beiden Gleisträgern wird oben und unten durch je eine Eisenbetonplatte abgeschlossen, tritt also äußerlich nicht in Erscheinung. Die 1,70 m starke Pfeilervorlage wird bis auf den gewachsenen Felsen herabgeführt und zur Auflagerung der Blechträger benutzt. Ihre Kosten werden durch die Verringerung der Stützweite der Brücke gedeckt.

wagrecht abgeglichenen Sockel mit eisernem Stabgeländer, Abb. 36, dessen Holm am Pfeiler B 1,60 m, am Pfeiler A aber 2 m über der Gangbahnoberkante liegt. Die weiteren Einzelheiten sind aus Abb. 36 bis 39 zu ersehen.

H. Die Bauausführung.

Die Herstellung des neuen Eisenüberbaues für die ganze Brücke ist auf Grund des beschränkten Wettbewerbes der Firma „Lauchhammer-Rheinmetall-A.-G.“ übertragen worden, deren technisches Büro in Berlin die Ausarbeitung der statischen Berechnungen und Werkzeichnungen nach den Angaben des Verfassers durchgeführt hat. Die Herstellung des eisernen Tragwerkes erfolgt unter Verwendung des vom Stahl- und Eisenwerk Riesa der L. H. L.-A.-G. gelieferten Walzeisens aus Bau-

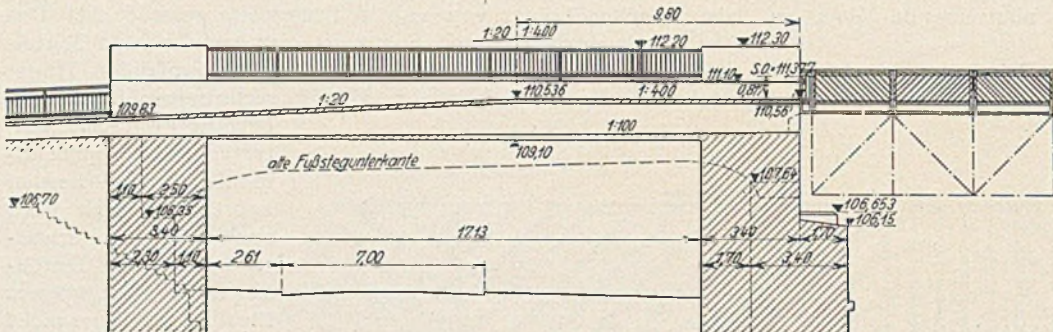


Abb. 36. Längsschnitt des Gangsteiges.

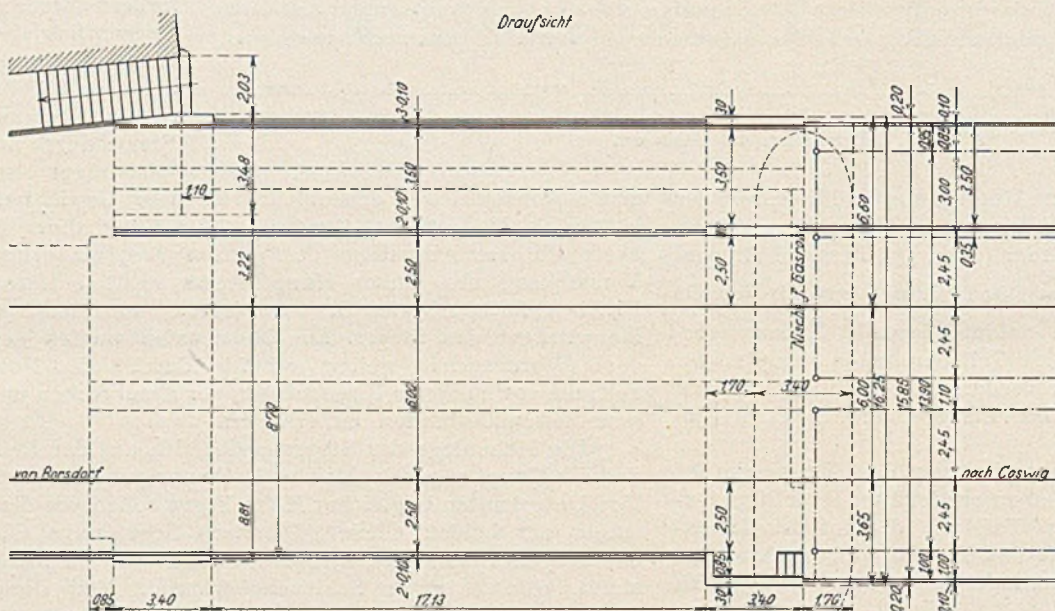


Abb. 37.

Querschnitt in Straßenachse

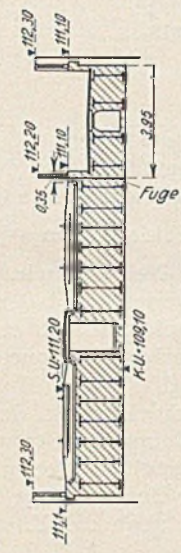


Abb. 38.

Zur Überführung des Fußgängersteiges wird als Ersatz für die jetzt vorhandenen Eisenbetonträger ebenfalls eine durch Blechträger in Beton gebildete Platte hergestellt, die in der Mitte einen Kanal zur Durchführung einer i. L. 400 mm weiten Gasleitung erhält (Abb. 36). Der Neigung des Steiges entsprechend, werden die Oberflächen der Platte und damit auch die Obergurgung in der am Pfeiler A anstoßenden Hälfte mit einer Neigung 1:20 ausgeführt, so daß der Kanal am Pfeiler A nur eine zur Durchführung des Rohres eben ausreichende lichte Höhe von rd. 60 cm erhält. Das Höhenverhältnis der vier in der Mitte 1,20 m hohen Blechträger zur Stützweite ist auch hier nur rd. 1:16, also reichlich schlank, aber schon aus dem Grunde ausreichend, weil das Verhältnis der ständigen Last zur Verkehrslast hier rd. 10:1 ist, sodaß eine nur sehr geringe elastische Durchbiegung zu erwarten ist. Zur seitlichen Begrenzung des 3,5 m breiten Fußweges dient beiderseits ein

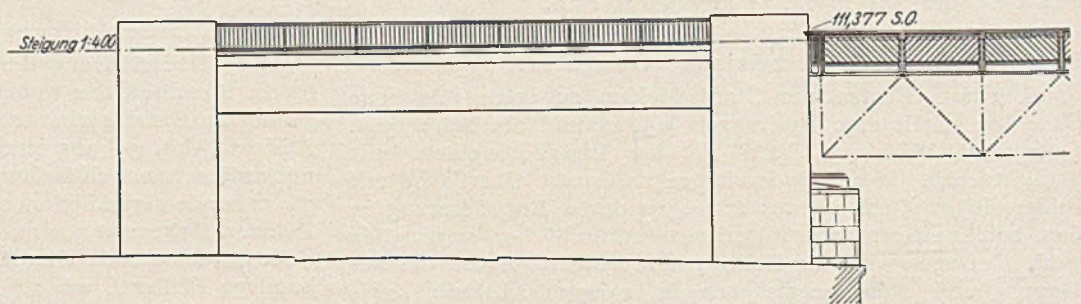


Abb. 39. Ansicht von stromaufwärts.

stahl St. 48 in der Brückenbauanstalt Lauchhammer-Oberhammer.

Für die Aufstellung der neuen Brücke wird die bestehende Brücke als Aufstellungsgerüst derart verwendet, daß die alten Gleisträger nach Abb. 40 unter Beibehaltung ihrer Höhenlage um rd. 1,5 m nach außen verschoben und mit einem 8,2 m breiten Bohlenbelag versehen werden, der durch besondere, auf die Untergurte der Hauptträger und die Fahrbahnlängsträger verlegte Hilfsträger getragen wird. Auf diesem seitlich durch 1,5 m hohe Brettwände begrenzten Montageboden wird das

neue Tragwerk etwa 1,35 m über der endgültigen Höhenlage zu-
sammengebaut und vernietet, wobei zum Befördern und Versetzen
der Eisenteile ein schmalspuriges Baugleis und ein die ganze
Brückenlänge bestreichender Montagelaufkran benutzt werden.

Um den Einbau der den linken Hauptträger durchdringen-
den Querträger zu ermöglichen, mußte dieser durch Entfernen von
Teilen der Streben und Pfosten des einen Stabzuges und Ein-
schalten passender Hilfsstreben umgebaut werden, so daß er die
in Abb. 41 ersichtliche Netzform aufweist. Ebenso mußten ver-
schiedene Teile des oberen Windverbandes entfernt oder versetzt
werden, um den für den neuen Träger nötigen Raum zu schaffen
(vgl. Abb. 40 und 42). Nach Fertigstellung des neuen Trag-
werks wird dieses mittels Schwellenstapeln auf die Pfeiler abgesetzt,
so daß es sich selbst und den zur Entfernung der Rüstung und für
seinen Abbruch anzuhängenden alten Überbau zu tragen vermag.
Dieser wird sodann zerschnitten und teils unter Benutzung der
neuen Fahrbahnträger nach oben, teils in untergestellten Käbhen
abgefördert.

Zum Absenken des über drei Felder durchlaufenden neuen
Tragwerkes wird dieses dadurch statisch bestimmt gemacht,
daß die Gurtstöße in den Feldern 8—9 vorübergehend ge-
löst und dadurch 2 Gelenke gebildet werden. Diese Gurt-
stöße werden erst nach dem Absetzen des Tragwerkes auf
seine endgültigen Lager vernietet, so daß der Träger bezüglich

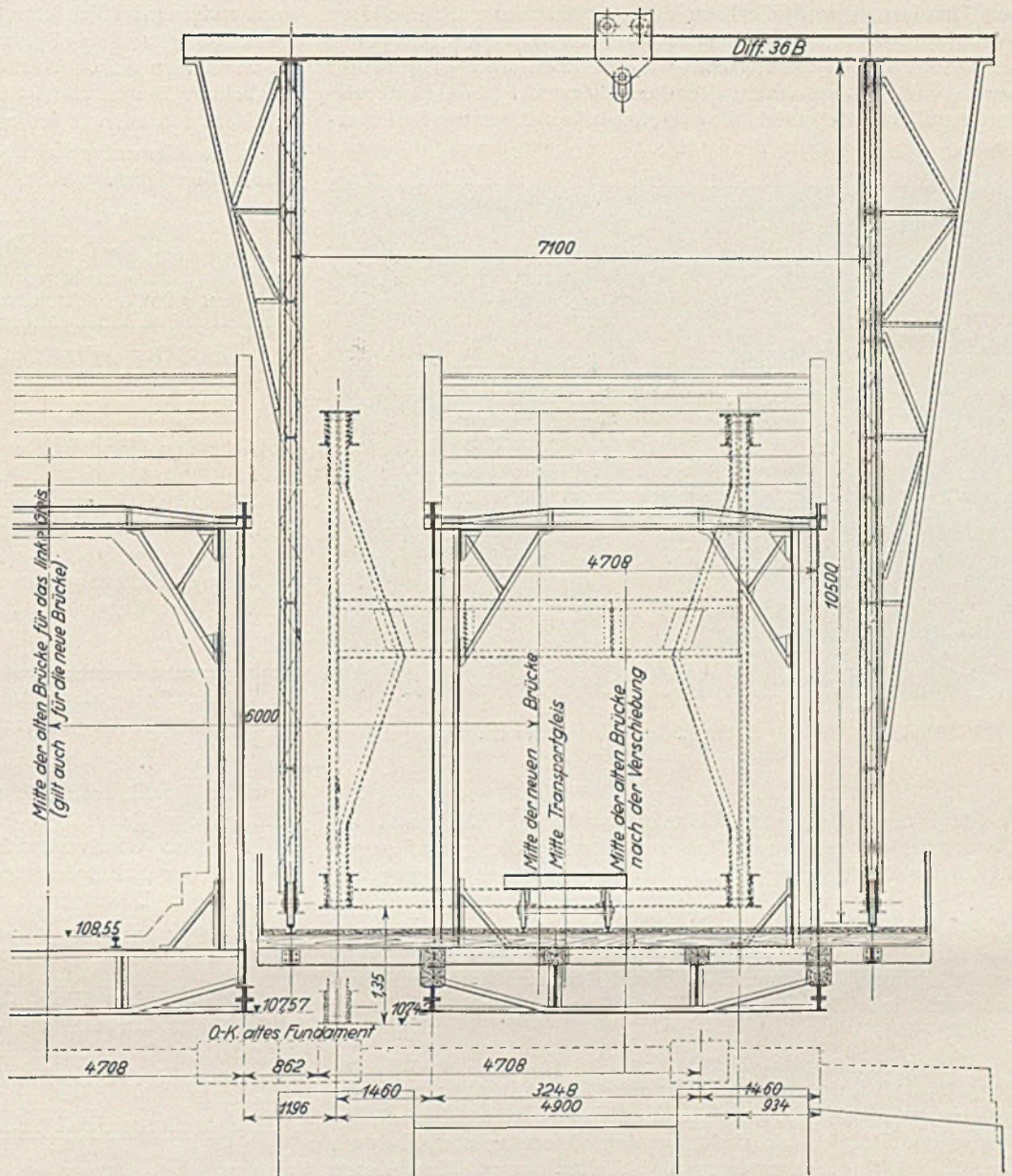


Abb. 40. Aufstellungsgerüst.

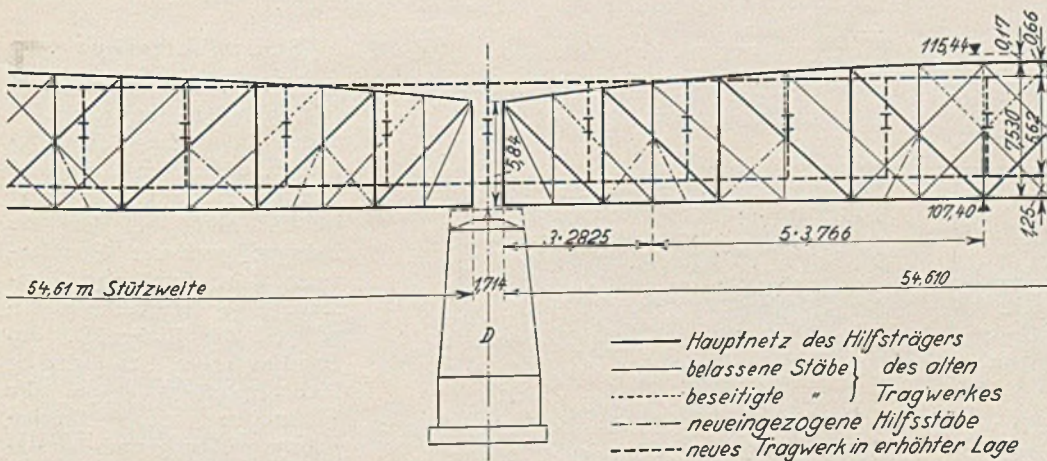


Abb. 41. Abänderung des linken Hauptträgers für den Einbau der neuen Brücke.

seines Eigengewichtes statisch bestimmte Spannungen erhält.
Der alte Gleisträger über der Siebeneichener Straße ist bereits
bei Beginn der Baustellenarbeiten angehoben und mittels eines
vorübergehend aufgestellten Bockgerüsts abge-

brochen worden, wogegen in den an die Stromöffnung anschlie-
ßenden Seitenöffnungen mittels besonderer eiserner Hilfsträger
freitragende Montagerüstungen errichtet wurden, mit deren Hilfe
die alten Träger abgebrochen und die neuen Träger in endgültiger
Höhenlage zusammgebaut werden konnten.

67*

aus Quadern, der Pfeilerkern dagegen mit Ausnahme einiger Verbindungsrippen aus Bruchsteinmauerwerk in Kalkmörtel besteht, so konnte diesem nicht die gleiche Belastung zugemutet werden wie einem vollen Quadermauerwerk. Zur Sicherung gegen unliebsame Überraschungen wurden daher die Auflager-

auch zwischenzeitlich kaum möglich ist, wird eine etwa siebenmonatige gänzliche Sperrung des Fußgängerverkehrs nicht zu vermeiden sein. Während dieser Zeit soll die Verbindung der beiden Ufer an dieser Stelle durch eine Dampfähre aufrecht erhalten werden, wie es bereits früher der Fall gewesen ist.

Das Gesamtgewicht des neuen Eisenüberbaues ist zu 1310 t berechnet, wovon

- auf das rechte Gleis rd. 590 t
- „ „ linke „ rd. 575 t
- „ den Gangsteg rd. 145 t

entfallen. Im einzelnen verteilt sich das Gewicht wie folgt:

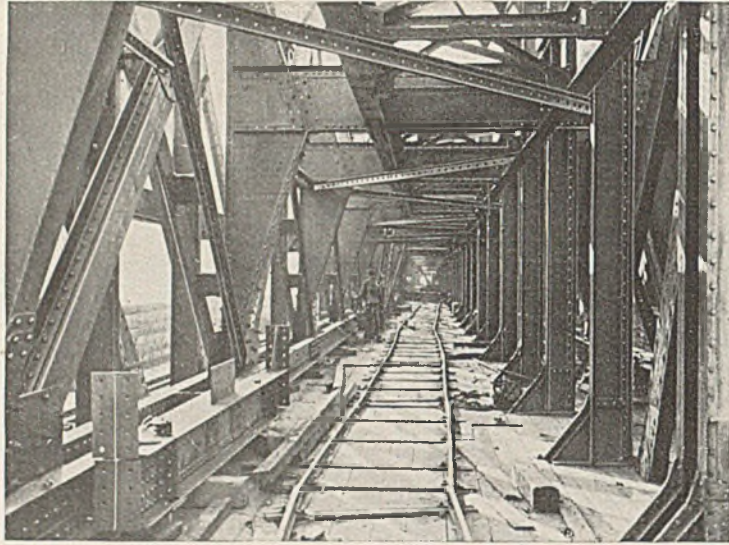


Abb. 42. Blick in Brückenachse während der Aufstellung des rechten Gleisträgers.

Strombrücke des rechten Gleises
(Gesamtlänge $L = 3 \cdot 56,2 + 0,8 = 169,4$ m)

| | t | t/m |
|---|-------|------|
| Gewicht der Hauptträger (ohne Pfosten) | 316,7 | 1,87 |
| „ der Querträger (mit Pfosten) | 75,3 | 0,45 |
| „ des Windverbandes | 18,3 | 0,11 |
| „ der Fahrbahnträger (mit Quer- versteifungen) | 58,3 | 0,34 |
| „ des Dienststeiges mit Geländer | 21,6 | 0,13 |
| „ der Lager | 17,0 | 0,10 |
| | 507,2 | 3,00 |

2 Seitenbrücken des rechten Gleises
($L = 2(22,0 + 0,8) = 45,6$ m)

| | t | t/m |
|--|------|------|
| Gewicht der Hauptträger (ohne Pfosten) | 31,9 | 0,70 |
| „ der Querträger (mit Pfosten) | 20,2 | 0,45 |
| „ des Windverbandes | 3,8 | 0,08 |
| „ der Fahrbahnträger | 18,4 | 0,40 |
| „ des Dienststeiges mit Geländer | 5,6 | 0,12 |
| „ der Lager | 3,2 | 0,07 |
| | 83,1 | 1,82 |

Beim linken Gleis fällt einerseits der Dienststeg weg, andererseits kommt die durch Anhängung des Gangsteiges erforderliche Verstärkung des linken Hauptträgers im Gewicht von rd. 11,3 t hinzu, sodaß der Eisenüberbau des linken Gleises

| | t | t/m |
|--|-------|------|
| in der Stromöffnung: $507,2 - 21,6 + 11,3$ | 496,9 | 2,94 |
| in den Seitenöffnungen: $83,1 - 5,6$ | 77,5 | 1,70 |

wiegt.

quadern über die ganze Pfeilerbreite durchgeführt und als biegungsfeste Eisenbetonklötze von der in Abb. 43 und 44 ersichtlichen Form ausgebildet. Ihre rechtzeitige Fertigstellung vor Beginn der eigentlichen Montage wurde leider durch den sieben Wochen dauernden Bauarbeiterstreik verhindert, so daß die Ausführung der Auflagerquadern nunmehr unter wesentlich ungünstigeren Raumverhältnissen erfolgen muß und auch die fristgemäße Beendigung der Bauarbeiten in Frage gestellt wird.

Die Herstellung der Überbauten für das linke Gleis und den Gangsteg soll im Jahre 1926 im wesentlichen in gleicher Weise erfolgen, wie beim diesjährigen Bau des rechten Gleises. Da hierbei der Fußgängerverkehr auf dem Gangsteg sowohl durch das seitliche Verschieben der großen Gleisträger und die weiteren Bauarbeiten mehrfach unterbrochen werden mußte und ohne Gefährdung des Fußgängers selbst bei äußerster Beschränkung

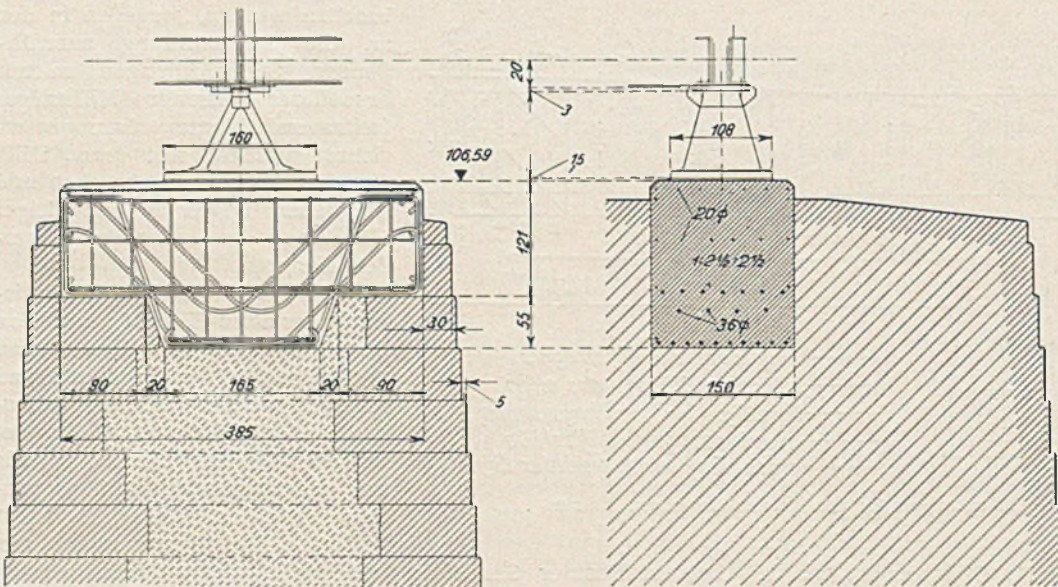


Abb. 43 und 44. Quer- und Längsschnitt der Strompfeiler D und E mit den neuen Eisenbeton-Auflagerquadern.

Schlußbemerkung.

Die vorstehenden Ausführungen mögen ein Bild geben über die Schwierigkeiten, mit denen beim Umbau einer Brücke gerechnet werden muß, bei dem die Belange weiterer Bevölkerungskreise in Frage kommen. Die Beurteilung, inwieweit die Einsprüche des Landesvereins „Sächsischer Heimatschutz“ gegen die Planungen der Reichsbahnverwaltung und der dabei mitbeteiligten Firmen gerechtfertigt waren und ob mit der gewählten Gestalt der Brücke allen Wünschen Rechnung getragen worden ist, muß der Zukunft überlassen bleiben. Verfasser

stand von vornherein auf dem Standpunkt, daß die Eisenbahnbrücke auch in anderer Form der Schönheit des Landschaftsbildes kaum wesentlichen Eintrag gemacht hätte, sofern der Beschauer der Albrechtsburg sich seinen Stand-

während der Fachmann ihre Begründung ohne weiteres erkannt hätte.

Letzten Endes wird jeder Beschauer das Bauwerk nach seinem persönlichen Empfinden beurteilen, und dieses Urteil



Abb. 45. Die alte Brücke von stromaufwärts gesehen.

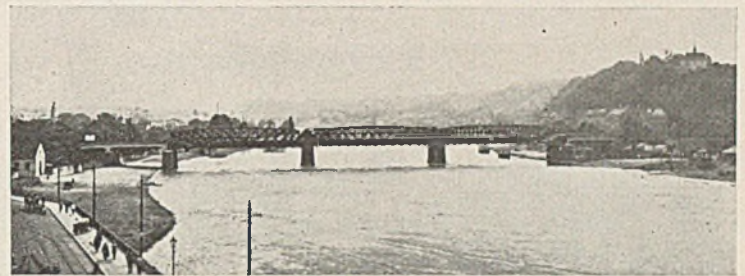


Abb. 46. Die alte Brücke von stromabwärts gesehen.

punkt nicht so wählt, daß diese durch die Brücke verdeckt wird (vgl. Abb. 45 und 46). Für die bei den vorhergehenden Entwürfen bemängelten und nur in nächster Nähe erkennbaren Einzelheiten des Bauwerks aber dürfte die größte Zahl der Beschauer kaum genügendes Verständnis besitzen,

wird jedesmal anders ausfallen. Ich schließe daher mit dem Wunsche, daß die unbefangenen urteilenden Fachgenossen sich mit dem unter dem Einflusse der Architekten entstandenen fertigen Bauwerk ebenso vollkommen abzufinden vermögen wie ich.

BAUSTOFF UND BAUFORM.

Von W. Rein, Berlin-Lichterfelde.

In dem vorstehend wiedergegebenen Aufsatz ist die Gestaltungsgeschichte eines eigenartigen Brückenbildes ausführlich geschildert. Gesamtform und Einzelheiten dieser Brücke klingen an Vorbilder aus den ersten Zeiten des Eisenbrückenbaues an und werden sicherlich in der Öffentlichkeit sehr verschieden beurteilt werden. Es ist daher zu begrüßen, daß Regierungsbaurat Karig ein lückenloses Bild der Entwicklung dieses interessanten Baues gibt und Formgebung wie Einzelheiten der Brücke durch die besonderen obwaltenden Anforderungen und Rücksichten zu rechtfertigen sucht.

Die bei der Ausschreibung und Planung sich abspielenden Vorgänge sind für die Fachwelt und Öffentlichkeit gleichermaßen bedeutungsvoll. Sie berühren alte Streitfragen und haben derart ungünstige Urteile über eiserne Brücken zutage gefördert, daß die Ingenieurwelt, besonders aber die des Eisenbaues, sie nicht gleichgültig hinzunehmen vermag.

Die Formensprache des Eisens wird in manchen Kreisen offenbar heute noch nicht verstanden. Vielleicht weil man sie in romantischer Liebhaberei nicht verstehen will, vielleicht aber auch, weil auf diesem Gebiet in der Vergangenheit Sünden in außerordentlichem Maße begangen sind, in deren Urheberchaft sich Architekten und Ingenieure gleichermaßen teilen. Jahrzehnte hindurch hat man bei großen eisernen Brückenbauten, soweit das eiserne Tragwerk selbst in Betracht kam, i. d. R. die Erfordernisse der Wirtschaft und des Verkehrs als Wichtigstes in den Vordergrund gestellt, und dann aber die so zustande gekommenen Brücken unter Aufwand erheblicher und kaum zu rechtfertigender Mittel mit umfangreichen Tor- und Turmbauten versehen. Wenn heute in der Verurteilung dieser überflüssigen Zutaten Einigkeit besteht, so sehen wir in der für die Form der neuen Elbbrücke gegebenen Begründung, daß eiserne Brücken in reizvollen Landschaftsbildern nur möglichst anspruchslos und unauffällig wirken sollen, keinen Gegensatz zu dieser Gepflogenheit, sondern lediglich eine Steigerung auf der gleichen Linie; denn die vorgesetzten Brückentore sollten dem Beschauer die Brücke ja nur verdecken oder das Auge von ihr, dem häßlichen aber notwendigen Übel, ablenken. Wie anders wäre sonst das Urteil der Mehrzahl der Mitglieder des Sächsischen Landesvereins „Heimatschutz“ zu erklären, daß im Stadtbilde Meißens nur eine Wölbbrücke, äußerstenfalls aber noch eine Eisen-

betonbrücke in Frage kommen könne. Wenn es sich hierbei nur um eine Frage des Geschmacks handeln würde, könnte man sich mit diesem Urteil abfinden, denn es wäre müßig, darüber zu streiten. Wir betrachten dieses Urteil aber lediglich als eine Wiederholung der durch Künstler- und Architektenkreise des öfteren vertretenen Anschauungen, eiserne Brücken müßten notwendigerweise schöne Gegenden verschandeln, Äußerungen, die von Interessenten anderer Bauweisen aufgenommen, bei allen möglichen Gelegenheiten zu Propagandazwecken ausgenutzt wurden.

Wir möchten unsere Bewunderung für die alten schönen Steinbrücken durchaus nicht verhehlen, zugleich aber damit die Frage stellen, wie alle Aufgaben des modernen Verkehrs mit Brücken aus echtem oder unechtem Stein gelöst werden sollen. Man läßt sich bei solchen Urteilen allein von der Wucht und — wie zugegeben sein mag — wenig schönen Form mancher eisernen Brücke beeinflussen, bedenkt aber nicht, daß solche Brücken vielfach die schwierige und zugleich undankbare Aufgabe übernehmen mußten, aufs äußerste beschränkte Bauhöhen mit strombau- und schiffahrtstechnischen Anforderungen unter geringstem Kostenaufwand so zu vereinen, daß die Sicherheit eines sich immer stärker entwickelnden Verkehrs gewährleistet war, Anforderungen, die dann den Ingenieur zwangen, grobmaschige Tragwerke von größter Steifigkeit über der Fahrbahn anzuordnen, und die in Stein überhaupt nicht zu erfüllen sind. Die Abbildungen 19 und 20 des Karigschen Aufsatzes zeigen zur Genüge, wie das Fahrwasser bei Ausführung einer nach der Auffassung der Dresdner Künstler- und Architektenvereine allein möglichen Wölbbrücke hätte verbaut werden müssen, von den gewaltigen Kosten ganz abgesehen. Versuche, Tragwerke über der Fahrbahn in Eisenbeton auszuführen, widersprachen der Eigenart dieses Baustoffes und ergaben unmögliche Proportionen, die das Landschaftsbild noch weit mehr erdrücken. Eine große Zahl eiserner Brücken ist unter diesen ungünstigen Anforderungen entstanden, und vielfach wurden dabei unter alleiniger und sorgfältiger Beobachtung der statischen und konstruktiven Grundsätze und unter dem Gesichtspunkte geringster Baukosten wenig befriedigende Tragwerke entworfen. Man kann diesen Bauwerken aber doch zugute halten, daß sie mit beigetragen haben zu der beispiellos glänzenden

Entwicklung unserer Wirtschaft und unseres Verkehrs in der Vorkriegszeit, eine Entwicklung, die die Geschichte heute das Zeitalter des Eisens nennt.

Bei aller Würdigung und Anerkennung der in schönheitlicher Hinsicht an unsere Verkehrsbauten zu stellenden berechtigten Ansprüche geht es aber nicht an, sich über die zum

neuestes Beispiel hierfür sei der Wettbewerb für die dritte Straßenbrücke über den Neckar in Mannheim angeführt, über den Baurat Bernhard in diesem Heft ausführlich berichtet, und dessen Ergebnisse wiederum gezeigt haben, daß den scharfen Anforderungen der Ausschreibung nur eiserne Tragwerke in vollkommener und wirtschaftlicher Art und

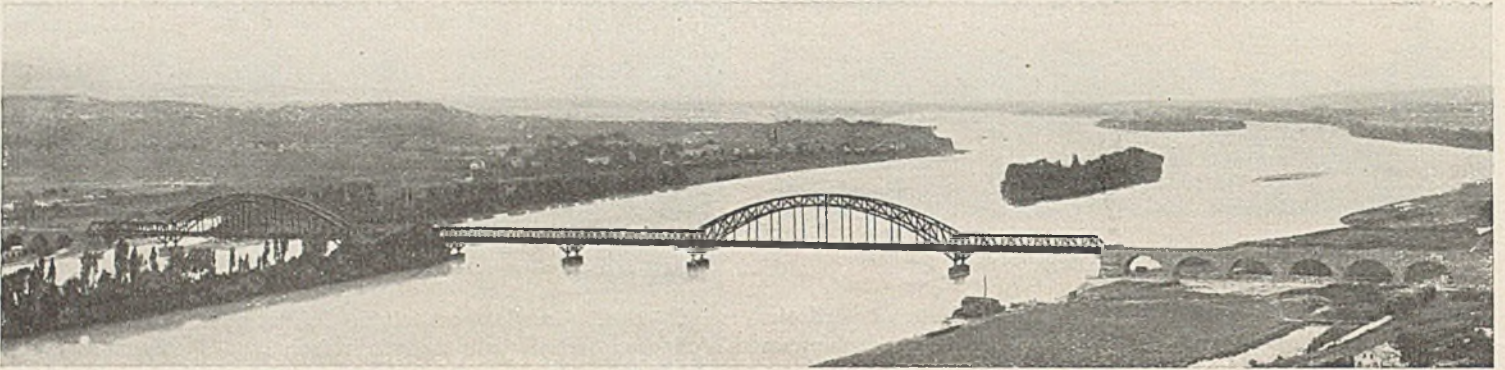


Abb. 1. Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Rudesheim.

Teil rauen und gebieterischen Forderungen der Wirtschaft hinwegzusetzen; denn diese verbieten von selbst, daß man die Schifffahrt auf einen mittelalterlichen Betrieb und Umfang einengt oder bei jeder Brücke einen steilen Berg zu überwinden gezwungen ist, nur damit große Bauhöhen und Bauräume für schöne Brücken zur Verfügung stehen. Eiserne Brücken sind aus diesem Grunde nicht zu entbehren. Für den Baukünstler schaffen sie naturgemäß ganz anders geartete Verhältnisse, die sich nicht an überlieferte Schönheitsbegriffe und Maßstäbe binden lassen; denn alle Versuche, dem härteren und spröderen Eisen altbekannte Bauformen aufzuzwingen, müssen fehlschlagen.

An Hand einiger Beispiele möge gezeigt werden, daß vervollkommnete Berechnungs- und Bearbeitungsverfahren die Mittel geliefert haben, auch eiserne Brücken in ansprechenden und schönen Formen durchzubilden. Die in Abb. 1 gezeigte Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Rudesheim stellt ein neueres unter diesen Gesichtspunkten zustandekommes Bauwerk dar, welches sich in einem der schönsten Teile des Rheintals und in unmittelbarer Nachbarschaft des mit den begrenzenden Höhenzügen Niederwald und Rochusberg beginnenden engen Taleinschnitts befindet.

An Lieblichkeit steht diese Gegend der Umgebung von Meissen wohl kaum nach, und daß nicht nur Ingenieurkreise

Weise gerecht werden können. Zu welch straffen und kühnen Formen solche Fälle führen können, beweist die zweite, in Abbildung 2 dargestellte Neckarbrücke in Mannheim, ein Bauwerk, das zweifellos allen Ansprüchen auf Schönheit und Anpassung in das Landschaftsbild im vollen Maße gerecht wird.

Ebenso gut befriedigt das Auge die ältere Rheinbrücke in Koblenz (Abb. 3), die als Bogenbrücke mit dem Tragwerk unter der Fahrbahn sich prächtig in die schöne Umgebung einfügt.

Wir könnten unseren Ausführungen zahlreiche Beispiele ähnlicher Art noch anfügen, beschränken uns aber auf die Wiedergabe dieser Bilder, weil sie für die Widerlegung des eingangs erwähnten Urteils vollkommen ausreichen dürften.

In seiner Schlußbetrachtung glaubt nun Regierungsbaurat Karig das Urteil über die Gestalt der bei Meissen entstehenden neuen Elbbrücke der Zukunft überlassen zu müssen. Wir fürchten, dieses Urteil wird nicht restlos günstig ausfallen. Eines ist mit der gewählten Gestalt zweifellos erreicht, die Brücke erscheint anspruchslos. Das Auge mag sich aber noch so sehr durch die Schönheiten der umgebenden Landschaft fesseln lassen, ein Bauwerk von dieser Größe läßt sich nicht übersehen, und diese Brücke schon deshalb nicht, weil sie bei aller Anspruchslosigkeit der äußeren Linien durch ihre Gliederung auffallen muß. Im Widerspruch zu dem vom



Abb. 2. Zweite Neckarbrücke in Mannheim.

dieses Bauwerk als schön und gut gelungen empfinden, beweist die Tatsache seiner Wiedergabe in einem vom Deutschen Heimatschutz herausgegebenen Sammelwerk¹⁾.

In Grenzfällen gibt uns mitunter auch nur das Eisen die Möglichkeit, das Tragwerk unter der Brücke anzuordnen, und als

¹⁾ Lindner-Steinmetz, „Die Ingenieurbauten in ihrer guten Gestaltung“, Berlin 1923, Wasmuth, A.-G.

Sächsischen Landesverein „Heimatschutz“ über den Ausschreibungsentwurf (Abb. 12 des Karigschen Aufsatzes) gefällten Urteil, daß das Gitterwerk der Brücke zu unruhig wirke, und im Widerspruch zu einem ingenieurtechnischen Grundsatz, der möglichst klares und zuverlässig zu beherrschendes Kräftespiel verlangt, zeigt die neue Brücke ein gekreuztes Strebenwerk, welches die Schnittpunkte der in halber Höhe angeordneten Fahrbahn maskieren

und gleiche Flächenbilder schaffen soll. Es sei zugegeben, daß man diese Gründe gelten lassen kann, wenngleich kaum zu befürchten war, daß das hinter den Hauptträgern liegende Fahrbahnband in seiner grauen, unscheinbaren Farbe eine starke Beunruhigung des Füllungsbildes verursacht hätte.

Eine strenge Kritik wird aber gegen die gewählte Füllung geltend machen können, daß dem statischen Empfinden des Laien durch die fast handwerklich anmutenden, sich eintönig wiederholenden Andreaskreuze kein Verständnis für die doch nicht gerade unbedeutende Aufgabe des Bauwerkes vermittelt wird. Das lange Band der Tragkörper wirkt bei seiner parallelen Begrenzung gedrückt, die Füllung aber etwas spielerisch.

Menschengeistes ihrem Ufer verbindenden Charakter entsprechend hervortreten zu lassen. Was man Wölbrücken ohne weiteres zubilligt, einen gewissen Schwung in der Linienführung, wird dieser eisernen Brücke verweigert.

Es sei aber zugegeben, daß hier dem freien Gestalten durch die gegebene und aus wirtschaftlichen Gründen unter allen Umständen beizubehaltende Pfeilerstellung sehr enge Grenzen gezogen waren. Manch einer der in dem Karigschen Aufsatz unter Abb 12 bis 25 gezeigten Entwürfe gibt ein eindrucksvolles Bild von der hierdurch bei der Planung hervorgerufenen Schwierigkeit. Immerhin aber ließe sich doch sagen, daß der von der ausführenden Eisenbauunter-

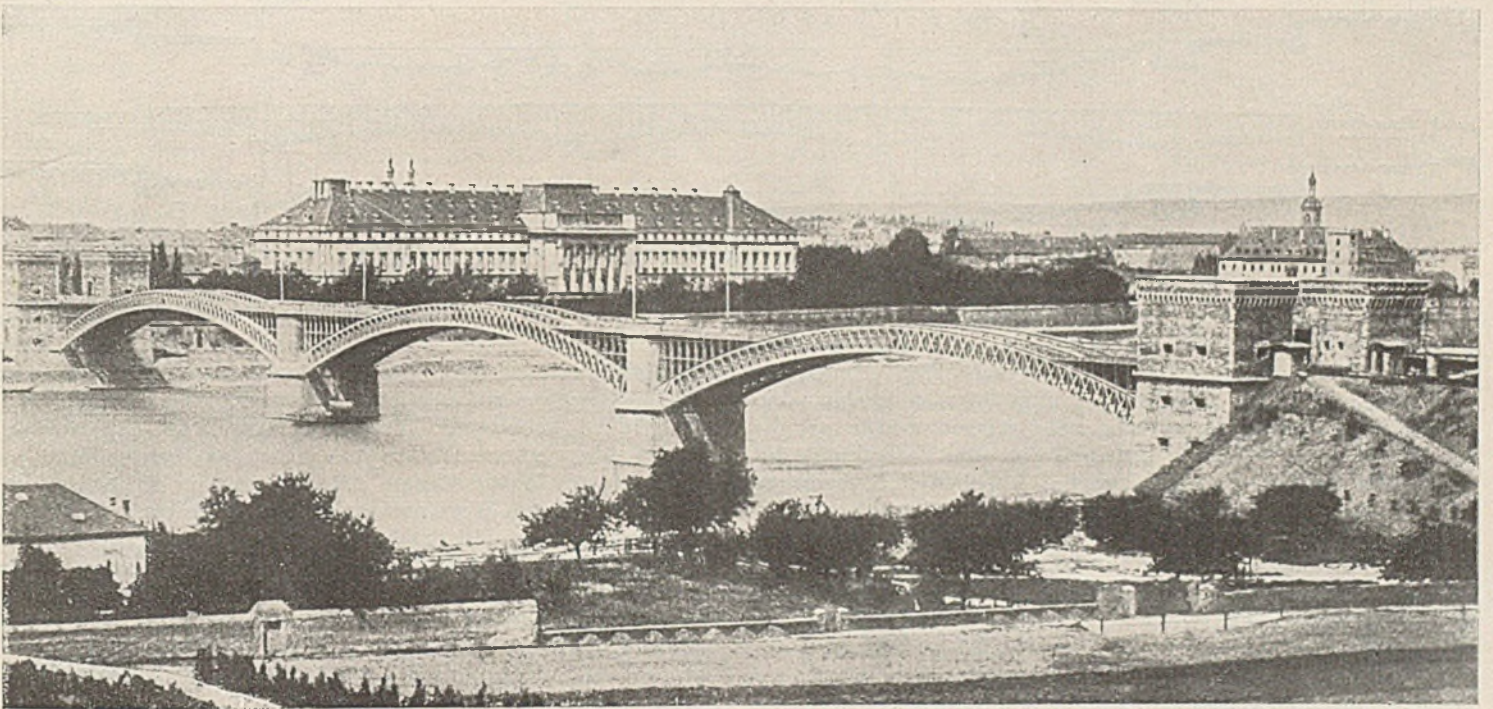


Abb. 3. Rheinbrücke bei Coblenz.

Dieser Eindruck muß in der Perspektive durch die vielfachen Überschneidungen der kreuz und quer laufenden Füllstäbe noch verstärkt werden. In der äußeren Linie wirkt der gerade abfallende Übergang über den Uferpfeilern hart und nüchtern. Wie Abb. 4 u. 5 zeigen, hätte die gewählte Kreuzverstrebung der Mittelöffnungen auch gar keine andere Möglichkeit gelassen, denn ein die Höhenunterschiede der Hauptträger vermittelnder Übergang zu der niedrigen Seitenöffnung durch abschrägende Verbindung der oberen Gurte wäre noch häßlicher ausgefallen.

Einen Vergleich mit den in Abb. 1 und 3 dargestellten Rheinbrücken wird dieses Bauwerk wohl kaum bestehen können. Dort Kühnheit und Ausdruck in den der Aufgabe entsprechenden Konstruktionslinien, durch welche zugleich auch die Majestät des unten durchfließenden Stromes betont wird, hier aber ein nüchternes und kleinlich erscheinendes Bauwerk, welches offenbar nur mühsam die Spannungen von Pfeilern zu Pfeilern bezwingen kann. Die gerade durchlaufenden Gurtungen könnten schon noch einigermaßen versöhnen, wenn die Seitenöffnungen den Gleichklang dieser Linien, die bei den alten Gitterbrücken über Rhein und Weichsel recht gut wirkten, nicht wieder vernichteten. Allerdings war die Entwurfsbearbeitung bei der Ausbildung dieser Seitenöffnungen an beschränkende und ungünstige Anforderungen gebunden; immerhin hätte unseres Erachtens dieser Umstand zur Befriedigung des Auges geradezu eine Hervorhebung der Stromüberbauten verlangt. Weshalb soll sich auch ein Bauwerk solcher Größe sozusagen seiner Existenz schämen, es besteht im Gegenteil alle Ursache, solche außergewöhnlichen Werke schaffenden

nehmung eingereichte Entwurf (Abb. 18) ebenso auch die Brückenformen nach Abb. 24 und 25 bereits Lösungen darstellen, die dem Landschaftsbild kaum viel Abbruch getan hätten. Die allerdings erst nach Ausarbeitung der Angebotsentwürfe erhobene und durchaus verständliche Forderung der freien Sicht von der Brücke wird schon nach den

Abb. 16, 17, 18, 21, 22 und 23 in starker Annäherung erfüllt, und wir bezweifeln nicht, daß auch die bauausführende Firma dieser Forderung ohne weiteres Rechnung getragen hätte, wenn sie bei der späteren Bearbeitung hinzugezogen worden wäre. Es kam aber anders, wie aus dem Aufsatz Karig hervorgeht, und dem Architekten wurde ein bestimmender Einfluß auf die Brückenform eingeräumt und nur der ausschreibenden Behörde das Recht der Mitarbeit zugestanden. Auch die Technische Hochschule zu Dresden, deren Bauingenieurabteilung als hervorragende Pflegestätte der Brückenbauwissenschaften bekannt ist, war bei der endgültigen Entwurfs-gestaltung nicht zugezogen.

Einen besonderen Hinweis verdienen noch die hier wie bei vielen Wettbewerben erkennbaren, dem Eisenbau eigenen,

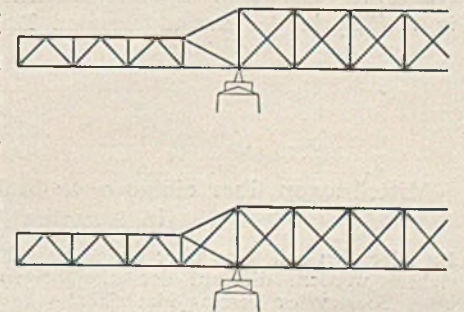


Abb. 4 und 5.

mannigfachen Konstruktions- und Gestaltungsmöglichkeiten und seine alle anderen Baustoffe überragende Anpassungsfähigkeit an die schwierigsten Grundbedingungen. Die Abb. 12 bis 18 und 21 bis 25 liefern dafür eine Reihe von Beispielen, ohne aber alle Möglichkeiten zu umfassen. Die aus schönheitlichen wie praktischen Gesichtspunkten vielfach vorzuziehenden vollwandigen Ausführungsformen sind hierbei noch gar nicht berücksichtigt. In den Abb. 6 und 7 ist in Anlehnung an ausgeführte Beispiele und Entwürfe der Versuch zweier vollwandiger Lösungen gemacht. Im Gegensatz zu der von Professor Dr. Tessenow

Willkürlichkeit gezeitigt, die, ohne Anspruch auf Originalität erheben zu können, ingenieurtechnische Auffassungen, welche vielleicht auch nicht ganz des guten Geschmackes entbehren, mehr oder weniger in den Hintergrund gedrückt hat. Berufene Kräfte der Brückenbauwissenschaft und der Industrie sind hierbei nicht zu Wort gekommen, und wenn die schöpferische Gestaltungskraft dieser letzteren Kreise im ersten Fühlen und Tasten und weil die Konstruktionsunterkante erst später tiefer gelegt wurde, unter ungleich schwereren Bedingungen vielleicht das Richtige und allseitig Befriedigende schließlich noch nicht getroffen hatte, so möge berücksichtigt

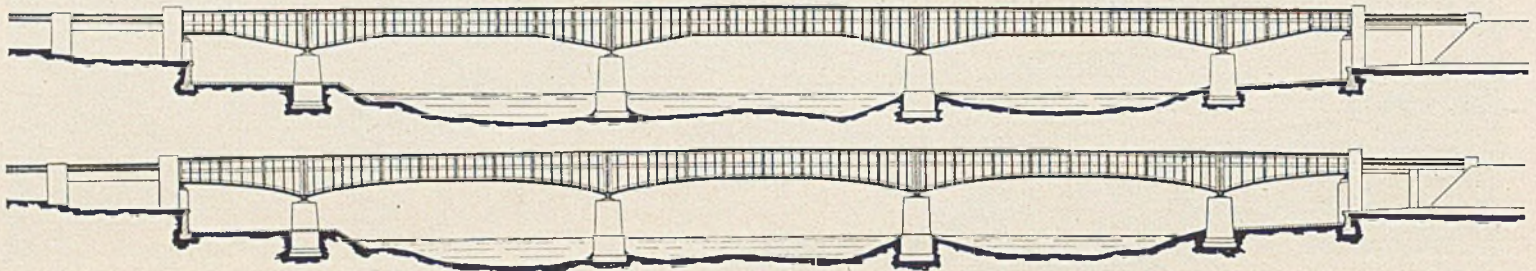


Abb. 6 u. 7. Zwei vollwandige Ausführungsformen als Gegenvorschläge.

aufgestellten Forderung ist die Begrenzung der Hauptträger aber nicht in parallelen Geraden durchgeführt, sondern der Untergurt dem Verlauf der Biegemomente angepaßt. Wir können uns nicht vorstellen, daß diese Linienführung unbefriedigender wirken würde als die zur Ausführung bestimmte Brückenform. Bei Vermeidung der in Künstler- und Architektenkreisen so unbeliebten Stabgewirre haben solche Brücken den Vorzug einer außerordentlich ruhigen und guten Wirkung. Obgleich derart hohe Blechträger in Deutschland und besonders in den Vereinigten Staaten in ähnlichen und größeren Abmessungen bereits ausgeführt sind, mögen aber in Fachkreisen vereinzelt doch noch Bedenken dagegen bestehen. Vermutlich sind Blechträger bei der endgültigen Entwurfsbearbeitung aus diesem Grunde ausgeschaltet worden, möglicherweise auch, weil sie bei derart großen Stützweiten wirtschaftlich gegen Fachwerkbrücken zurückstehen. U. E. hätte man aber doch, besonders mit Rücksicht auf die gute Übergangsmöglichkeit zu den kleinen Seitenöffnungen, derartige Lösungen versuchen sollen, zumal geringere Kostenunterschiede bei einem Bauwerk solchen Ranges wirklich keine Rolle spielen sollten.

Aber auch damit sind die Gestaltungsmöglichkeiten eiserner Brücken auch für die vorliegende Aufgabe keineswegs erschöpft. Der überwiegende künstlerische Einfluß hat nun in Meißen in der auszuführenden Brückenform eine gewisse

werden, daß, wie Karig ausführte, die mißliche Lage des Reiches einen besonders hohen Kostenaufwand für den Brückenbau nicht rechtfertigen ließ. Dieses Moment spiegelt sich heute bei allen Ausschreibungen wieder, und die Notlage der Eisenbauindustrie ist keineswegs geringer als diejenige des Reiches. Für die im schärfsten Wettbewerb stehenden Unternehmungen war daher zunächst äußerste Anstrengung zur Erhaltung des Auftrages auf dem Wege geringster Baukosten oberstes Gebot. Auch vom Standpunkt des Ingenieurs soll der spätere Eingriff der Künstler an sich durchaus nicht verurteilt werden, wie es immer zu begrüßen ist, wenn bei der Gestaltung einer Brücke Rücksichten auf Auge und Empfinden mit zu bestimmen haben. Die Weiterentwicklung der Brückenbaufrage in Meißen hat aber einen unerwünschten Verlauf genommen, ihre Wiederholung sollte in anderen Fällen unter allen Umständen vermieden werden. Wenn nach allem, was über diesen Brückenbau der Öffentlichkeit bekannt ist, die Meinung entstehen konnte, daß erst durch den Einfluß der Künstlerschaft ein Brückenbild zustande gekommen ist, welches besondere sich aus dem Landschaftsbild ergebende Anforderungen der guten Form mehr oder weniger erfüllt, so mögen die vorstehenden Ausführungen dartun, daß wir Ingenieure unter gleichen Voraussetzungen diese Bedingungen ebenso gut hätten erfüllen können, das Bauwerk selbst aber vielleicht besser gestaltet hätten.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Mitteilungen über einige neue Materialuntersuchungen in Amerika.

Im folgenden soll kurz über einige neue Materialuntersuchungen berichtet werden, die auf der diesjährigen Tagung der „American Society for Testing Materials“ vorgetragen worden sind.

Berichtet von Dipl.-Ing. Mehmel, Karlsruhe i. B.

1. Einige Ermüdungsversuche an Metallen (non-ferrous metals).

Die Ergebnisse, mitgeteilt von R. R. Moore, beziehen sich auf Ermüdungsversuche an Metallen (außer Eisen, non-ferrous metals). Die Untersuchungen wurden von der „Engineering Division, U. S. Air Service“ im Rahmen einer großangelegten Prüfung verschiedener Metalle in bezug auf ihre Geeignetheit zum Flugzeug- und Luftschiffbau durchgeführt und hatten den Zweck, die Schwingungsfestigkeit zu bestimmen.

Die untersuchten Metalle waren: Messing, Aluminium (gewalzt), Magnesium und eine Magnesium-Aluminium-Legierung (geschmiedet und gegossen). Tabelle 1 gibt die chemische Zusammensetzung:

Tabelle 1.

Die Zahlenwerte sind in % angegeben.

| Material | Kupfer | Zink | Blei | Zinn | Aluminium | Eisen | Silicium | Magnesium |
|-------------------------------|--------|-------|------|------|-----------|-------|----------|-----------|
| Messing | 61,20 | 38,27 | 0,10 | 0,43 | | | | |
| Magnesium-Aluminium-Legierung | 0,026 | | | | 8,68 | 0,041 | 0,023 | 90,42 |
| Aluminium | 0,12 | | | | 99,24 | 0,49 | 0,15 | |
| Magnesium | | | | | | 0,02 | 0,02 | 99,96 |

Die allgemeinen elastischen und Festigkeitseigenschaften der untersuchten Metalle sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Es sei auf folgende Tatsachen hingewiesen: Magnesium ist 0,79 mal so schwer wie Aluminium, hat die 1,44fache Zugfestigkeit, dagegen eine sehr niedrige Proportionalitätsgrenze. Die Legierung hat die 1,27fache

Tabelle 2.

| | Aluminium | Magnesium | Aluminium-Magnesium-Legierung | | | Messing |
|---|-----------|-----------|-------------------------------------|------------------------------------|----------|---------|
| | | | geschmiedet (Längs- richtung) | geschmiedet (Quer- richtung) | gegossen | |
| Zug | | | | | | |
| Proportionalitätsgrenze | 797 | 86,2 | 807 | 523 | 483 | 2350 |
| Festigkeit | 1590 | 2280 | 2910 | 2130 | 1960 | 4790 |
| Bruchdehnung in % | 16,0 | 6,2 | 4,0 | 3,0 | 4,0 | 27 |
| Querkontraktion in % | 65,4 | 4,4 | keine | keine | keine | 53 |
| Elastizitätsmodul | 711000 | 473000 | 448000 | 424000 | 416000 | 1075000 |
| Druck | | | | | | |
| Proportionalitätsgrenze | 804 | 403 | 1435 | — | — | 2270 |
| Festigkeit | 1800 | 2430 | 2935 | 3280 | 2815 | 5110 |
| Scherfestigkeit | 970 | 1090 | 1393 | 1260 | 1450 | 3180 |
| Torsion | | | | | | |
| Proportionalitätsgrenze | 433 | 191,5 | 377 | — | 219 | 1800 |
| Elastizitätsmodul | 243000 | 40600 | 164000 | — | 172000 | 378000 |
| Spezifisches Gewicht | 2,190 | 1,728 | 1,785 | — | 1,795 | 8,423 |
| Schwingungsfestigkeit | 737 | 549 | 1055 | 915 | 878 | 1478 |
| Schwingungsfestigkeit von gekerbten Proben. | 282 | 211 | 493 | 528 | 493 | 953 |
| Abnahme der Schwingungsfestigkeit durch die Kerbung in % | 63 | 61,5 | 53 | 42 | 44 | 35,5 |

Zugfestigkeit von Magnesium und die 1,82fache von Aluminium. Ihre Proportionalitätsgrenze und ihre Zugfestigkeit sind erheblich verschieden, je nachdem, ob es sich um Guß- oder Schmiedestücke handelt. Von großem Einfluß ist ferner bei dem geschmiedeten die Richtung der Beanspruchung, senkrecht oder parallel zur Richtung der Bearbeitung. Messing hat im Vergleich zu der Legierung (geschmiedet) das 4,7fache Gewicht, dagegen nur die 1,65fache Zugfestigkeit.

Die wiederholten Belastungen erzeugten Biegebungsbeanspruchungen an einem sich —

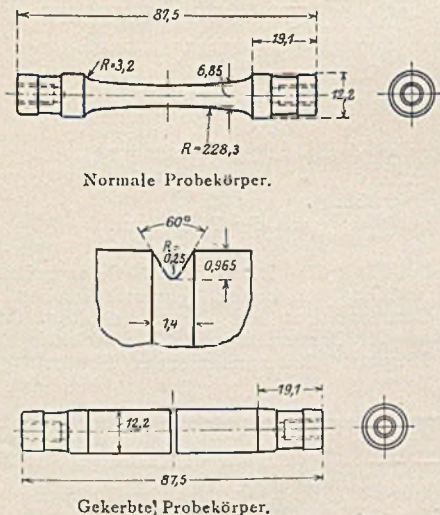


Abb. 1. Normale Probekörper.

1750 mal in der Minute — drehenden Balken, so daß für jede Faser Druck- und Zugspannung 1750 mal pro Minute wechselten und gleich groß waren. Die Schwingungsfestigkeit, die so bestimmt wurde, war also jeweils die Spannung nur in der äußersten Faser. Das Moment wurde mittels zweier gleicher symmetrisch liegender Einzellasten erzeugt (es liegt also, abgesehen vom Einfluß des Eigengewichts, zwischen den Einzellasten reine Biegung vor). Abbildung 1 zeigt die Form der Probekörper sowie die Form der in den letzten beiden Reihen der Tabelle 2 erwähnten Einkerbung. Die Schwingungsfestigkeiten der untersuchten Metalle

sind in der letzten Reihe der Tabelle 2 und in den Abbildungen 2 und 3 in halblogarithmischen Koordinaten zusammengestellt.

Reines Magnesium hat trotz seiner größeren Zugfestigkeit eine niedrigere Schwingungsfestigkeit als Aluminium. Das mag zum Teil in der außerordentlich niedrigen Proportionalitätsgrenze begründet liegen. Es geht aber andererseits aus den andern hier mitgeteilten Ergebnissen klar hervor, daß die niedrige Proportionalitätsgrenze nicht der alleinige Grund für die geringe Schwingungsfestigkeit sein kann: z. B. liegt bei der Legierung (gegossen) die Proportionalitätsgrenze um 40 % tiefer, die Schwingungsfestigkeit aber um 20 % höher als bei Aluminium. Die Proportionalitätsgrenze von Messing liegt auf der 3fachen Spannung von der der geschmiedeten Legierung (Längsrichtung), die Schwingungsfestigkeit dagegen nur auf der 1,4fachen. Offenbar ist der Einfluß der Proportionalitätsgrenze nur von sekundärer Bedeutung.

Tabelle 3 gibt die Verhältniszahlen der Schwingungsfestigkeiten zu andern Materialeigenschaften.

Das Verhältnis der Schwingungsfestigkeit zur Zugfestigkeit, das für die meisten Eisen im Mittel 0,50 beträgt, ist für die übrigen hier untersuchten Metalle geringer.

Tabelle 3.

| Verhältnis der | Aluminium | Magnesium | Aluminium-Magnesium-Legierung | | | Messing |
|---|-----------|-----------|-------------------------------|----------------------------|----------|---------|
| | | | geschmiedet (Längsrichtung) | geschmiedet (Querrichtung) | gegossen | |
| Proportionalitätsgrenze (Zug) | 0,931 | 6,37 | 1,315 | 1,75 | 1,818 | 0,628 |
| Zugfestigkeit | 0,465 | 0,24 | 0,363 | 0,43 | 0,447 | 0,308 |
| Druckfestigkeit | 0,41 | 0,226 | 0,358 | 0,278 | 0,312 | 0,288 |
| Scherfestigkeit | 0,761 | 0,503 | 0,756 | 0,726 | 0,605 | 0,462 |
| Proportionalitätsgrenze (Torsion) | 1,705 | 2,86 | 2,80 | — | 4,08 | 0,817 |
| Spezifisch. Gew. × 1000 | 4,79 | 4,51 | 8,40 | 7,28 | 6,96 | 2,49 |

Für den Konstrukteur von Luftfahrzeugen ist das Gewicht der Materialien im Verhältnis zu ihrer Schwingungsfestigkeit von großer Bedeutung. Moore bildet deshalb den Begriff „endurance-weight

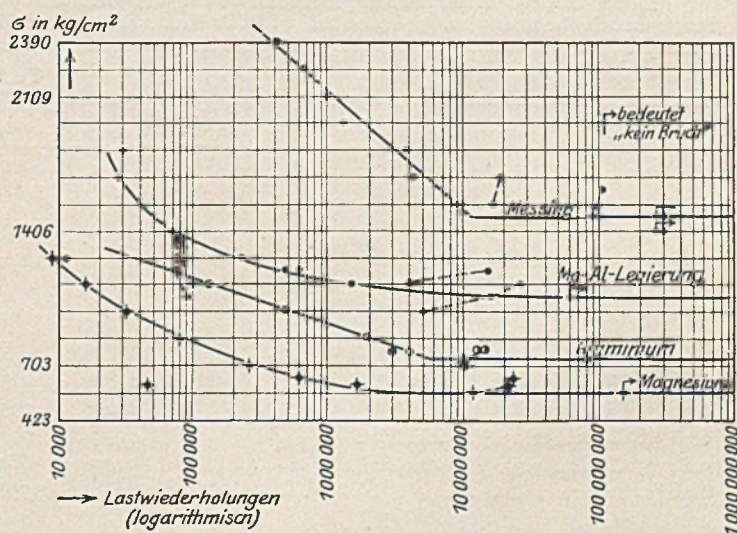


Abb. 2. Ermüdungsversuche mit normalen Probekörpern.

efficiency“, etwa „Ermüdungsgewichtskoeffizient“. Aus der letzten Reihe der Tabelle 3 geht hervor, wie er gefunden wird, ebenso seine Größe für die einzelnen Metalle. (Je höher dieser Koeffizient ist, um so geeigneter erscheint das Material.)

Die langsame Erhöhung der Spannung während des Ermüdungsversuchs wird in der amerikanischen Literatur¹⁾ als „coaxing“ bezeichnet. Das „Coaxing“ wurde bei Messing, Aluminium, Magnesium und der Aluminium-Magnesium-Legierung durchgeführt. In Abb. 2 zeigen die punktierten Linien die Stufen des Prozesses an.

Ein Probekörper aus Messing hatte 1600000 Spannungswchsel mit $\sigma = 1550 \text{ kg/cm}^2$ ausgehalten, brach dann aber mit $\sigma = 1690 \text{ kg/cm}^2$ nach 2000000 Wechslen. Es muß bemerkt werden,

variabler unterer und oberer Spannung mit 2000 Belastungswechslern pro Minute beansprucht werden. Die Backen der Maschine, die die Probezylinder fassen, sind beweglich und werden erst dann festgestellt, wenn die Achse des Körpers genau in die Krafrichtung fällt. Der Nachweis wird mit Martensschen Spiegelapparaten erbracht. Es ist ferner Vorsorge getroffen, daß Vibrationen nicht auftreten können. Die Versuchswerte im Verein mit den notwendigen Angaben der Materialeigenschaften der verwendeten Stähle sind in Tabelle 4 angegeben. Es sind dies die Mittelwerte von jeweils mehreren Versuchsreihen, deren Einzelwerte nicht vorliegen. Irwin betont jedoch, daß sie sehr gut übereingestimmt hätten, und zieht daraus den Schluß, daß die Maschine einwandfrei gearbeitet hat.

Aus den Untersuchungen wird der Schluß gezogen, daß für die verwendeten Materialien häufig wiederholte reine Normalspannungen die gleiche Schwingungsfestigkeit ergeben wie häufig wiederholte Biegungsbeanspruchungen. Dabei ist bei ersterem Verfahren die Streuung geringer als bei letzterem.

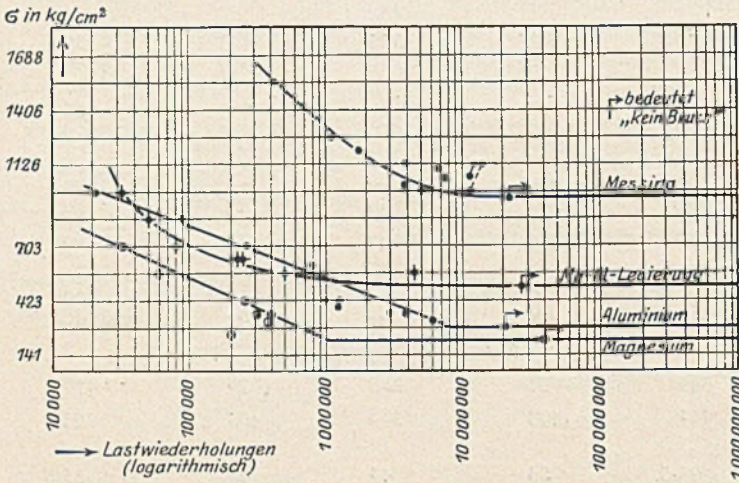


Abb. 3. Ermüdungsversuche mit gekerbten Probekörpern.

daß ein anderes Probekörper, das von Anfang an mit $\sigma = 1690 \text{ kg/cm}^2$ wechselbelastet wurde, 4000000 Wechsel aushält. Danach hat die Wechselbelastung mit $\sigma = 1550 \text{ kg/cm}^2$ festigkeitmindernd eingewirkt, woraus der Schluß gezogen wird, daß $\sigma = 1550 \text{ kg/cm}^2$ unterhalb der Schwingungsfestigkeit liegt. Ein dritter Probekörper hatte 8800000 Spannungswchsel mit $\sigma = 1480 \text{ kg/cm}^2$ ausgehalten. Die Spannung wurde sodann auf 1620 kg/cm^2 erhöht; der Körper hielt diese Beanspruchung über 16000000 Wechsel aus. Nach der Ermüdungskurve hätte der Körper bei dieser Spannung nur 7000000 Wechsel aushalten dürfen. Demnach scheint die Spannung von 1480 kg/cm^2 günstig auf die Schwingungsfestigkeit des Materials eingewirkt zu haben.

Aus ähnlichen Versuchen bei den anderen Metallen wird der Schluß gezogen, daß Spannungswechsel unterhalb der Schwingungsfestigkeit das Material verfestigen, Spannungswechsel oberhalb der Schwingungsfestigkeit seine Festigkeit dagegen vermindern.

2. Ermüdungserscheinungen von Metallen bei reinen Normalbeanspruchungen.

Die bisher ausgeführten Ermüdungsversuche an Metallen haben im allgemeinen häufig wiederholte Biegungsspannungen zur Grundlage. Dabei hat dann stets nur die äußerste Faser die Ermüdungsspannung; die Spannung kehrt über Null ihr Vorzeichen um, wobei aber die Grenzwerte ihrem Absolutwert nach gleich sind.

Diese beiden Einschränkungen, mit denen der Ermüdungsversuch belastet ist, können bei wiederholten reinen Normalbeanspruchungen vermieden werden. Die Schwierigkeiten liegen dem

3. Untersuchungen über Festigkeit und Ermüdung von Eisen bei hohen Temperaturen.

Nach Versuchen von J. M. Jasper verhält sich das Eisen je nach seiner chemischen Zusammensetzung im statischen Festigkeitsversuch mit veränderlichen Temperaturen verschieden. Abb. 4 zeigt die Bruchfestigkeit von fünf verschiedenen Eisensorten in Abhängigkeit von der Temperatur. Es ist bemerkenswert, daß teilweise die Festigkeit mit steigender Temperatur ebenfalls steigt. Im allgemeinen ist jedoch die Tendenz zu beobachten, daß mit zunehmender Temperatur die Festigkeit abnimmt.

Es ist zu beachten, daß ganz allgemein der statische Festigkeitsversuch kein Bild über das Festigkeitsverhalten des in irgendeinem Konstruktionsteil verarbeiteten Materials gibt. Selbst wenn man von wiederholten Belastungen absieht, so ist auch die statische Beanspruchung in Wirklichkeit anders als im Versuch, ungleich viel länger andauernd. (Wir verweisen hier auf den Begriff der Dauerfestigkeit; elastische Nachwirkung kommt bei längerer Belastungsdauer zu

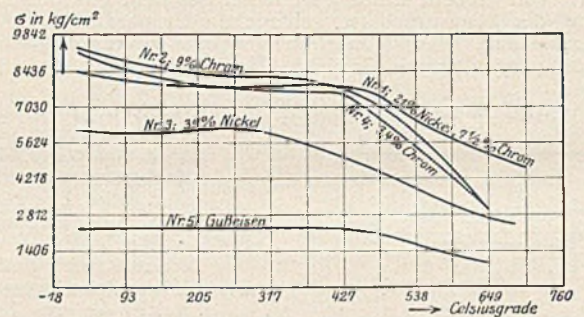


Abb. 4. Bruchfestigkeiten abhängig von der Temperatur.

größerem festigkeitmindernden Einfluß.) Die Unterschiede zwischen Versuch und Wirklichkeit werden bei hohen Temperaturen noch größer. Bei gewöhnlichen Temperaturen hat Eisen kristallinische Struktur und zeigt — innerhalb der Elastizitätsgrenze — das elastische Verhalten eines isotropen Körpers. Bei zunehmender Erwärmung

Tabelle 4.

| 1 Material | 2 Proportionalgrenze | 3 Streckgrenze | 4 Bruchfestigkeit (Zug) | 5 Längsdehnung in % | 6 Querdehnung in % | 7 Schwingungsfestigkeit | | 8 Verhältniswerte | |
|--|-------------------------|-------------------|----------------------------|------------------------|-----------------------|---------------------------------------|----------------------------------|-----------------------|----------------------|
| | | | | | | a) infolge reiner Normalspannungen | b) infolge Biegungsspannungen | a) $\frac{7a}{7b}$ | b) $\frac{7a}{4}$ |
| 0,15 % Kohlenstoffstahl | 2170 | 2250 | 7040 | 41,0 | 69,1 | 1720 | 1790 | 0,96 | 0,50 |
| 0,37 % Kohlenstoffstahl | 2740 | 2950 | 5660 | 28,1 | 42,0 | 2320 | 2110 | 1,10 | 0,41 |
| 0,68 % Chrom, 2,93 % Nickelstahl | 7030 | 7940 | 9400 | 18,4 | 49,7 | 3950 | 3910 | 1,02 | 0,42 |
| 0,84 % Chrom, 3,33 % Nickelstahl | 6470 | 6820 | 8370 | 24,5 | 59,4 | 4080 | 4320 | 0,95 | 0,49 |
| Manganbronze | 2280 | 5380 | 7420 | 8,0 | 17,0 | 1230 | 1120 | 1,09 | 0,17 |

Bericht zufolge in der technischen Ausführbarkeit zentrischer Kraftübertragung. P. L. Irwin beschreibt die von B. P. Huigh entworfene Dauerprüfmaschine und berichtet weiterhin über einige damit durchgeführte Untersuchungen. Die Probekörper können darin nur auf Zug, nur auf Druck und auch auf Druck und Zug mit beliebig

nimmt es dagegen mehr und mehr die Eigenschaften eines plastischen amorphen Materials an, die Streckgrenze ist sehr tief herabgeworfen. Damit wird das Material sehr empfindlich in bezug auf die zeitliche Dauer eines statischen Festigkeitsversuchs. (Vgl. obige Anmerkung über die elastische Nachwirkung.)

Abb. 5 zeigt die Änderung der elastischen und der Festigkeitseigenschaften eines Stahles mit hohem Kohlenstoffgehalt bei zunehmender Erwärmung, ebenso den Einfluß der Dauer der Versuchs-

1) Vgl. auch H. W. Gillett und E. L. Mack: „Notes on some Endurance Tests of Metals“, Proceedings. Am. Soc. Test. Mat. 1924.

durchführung. Die Kurve der „langsamen“ Belastung kam so zustande, daß die Last erst erhöht wurde, wenn das Nachfließen Null oder fast Null geworden war. Je nach der Temperatur, unter der der Versuch durchgeführt wurde, dauerte es zwischen 12 und 72 Stunden, bis die Probekörper zerstört wurden.

Abb. 5 zeigt die entsprechenden Versuchsergebnisse bei Stahl mit 0,5 % Kohlenstoffgehalt. Eigentümlich ist hier der Festigkeits-

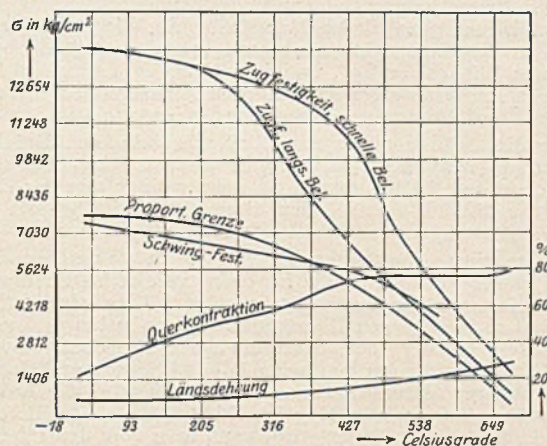


Abb. 5.
Veränderungen der elastischen und Festigkeitseigenschaften eines Stahls mit hohem Kohlenstoffgehalt bei zunehmender Erwärmung.

anstieg bei etwa 320°. Eine Vorstreckung mit 90 % der Bruchfestigkeit bei 320° ergab nach Abkühlung nicht nur eine Erhöhung der Proportionalitätsgrenze sondern auch der Bruchgrenze (vgl. die Kreuze der Abb. 3). Dagegen zeigten die Versuche, daß diese

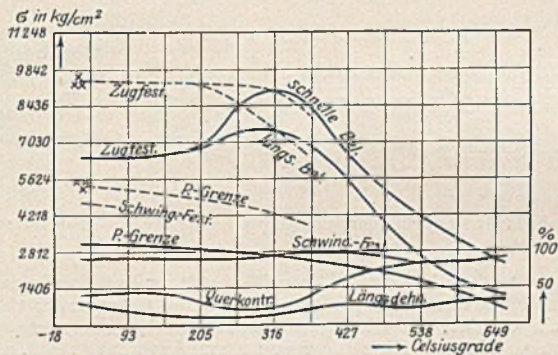


Abb. 6.
Veränderungen der elastischen und Festigkeitseigenschaften eines Stahls mit 0,5% Kohlenstoffgehalt bei zunehmender Erwärmung.

Festigkeiterhöhung nur für normale Temperaturen galt, daß die Festigkeitskurve des vorbehandelten Materials in die des nicht vorbehandelten überging, wenn die Vorbehandlungstemperatur von 320° überschritten wurde (vgl. die gestrichelten Linienzüge der Abb. 3).

Bei der Feststellung der Schwingungsfestigkeit wurden 1500 Spannungswechsel pro Minute vorgenommen. Die Untersuchungen ergaben, daß sich bei hohen Temperaturen der Wert der Schwingungsfestigkeit dem der statischen Bruchfestigkeit nähert.

Die Bear Mountain-Hängebrücke über dem Hudsonfluss.

Nach Engineering News Record vom 23. 10. und 4. 12. 1924.

Zu den vielen „größten Brücken der Welt“, die den Hudson bzw. East-River in und bei New York kreuzen, ist im vergangenen Herbst die Bear Mountain-Hängebrücke etwa 40 engl. Meilen von New York in der Nähe des historischen Forts Clinton hinzugekommen, gewissermaßen, um die Ausstellung moderner Riesenbrücken um ein neues Exemplar zu bereichern. Die neue Brücke stellt eine Querverbindung der Landstraßen dar, die sich am östlichen und westlichen Felsenufer entlang ziehen bzw. noch gebaut werden.

Die Fahrbahn der Brücke von 11,6 m Breite ist für vier Reihen von Wagen bestimmt, die Fußwege sind 1,5 m breit, so daß sich bei außenliegenden Versteifungsträgern eine Entfernung von 16,8 m von Mitte bis Mitte Träger ergibt, bei einer Stützweite von 498 m der Mittelföffnung.

Als Nutzlast wurden für die Fahrbahntafel 15- und 20 t-Wagen bzw. 340 kg/m² ohne oder 600 kg/m² mit Stoßzuschlag vorgeschrieben, für die Laufstege 240 kg/m². Daß die tatsächlichen Verhältnisse diese

Zahlen rechtfertigen, zeigt ein Bild der Brücke am Thanksgiving Day, nach dem sich vier Reihen von Automobilen über die ganze Brückenlänge bewegen, so daß ein Querverkehr unmöglich ist. Die Nutzlast für die Kabelbelastung war zu 4700 kg/lfd.m Spannweite, das Eigengewicht zu 17 150 kg/m angenommen. Der Winddruck bei belasteter Brücke wurde mit 1,46 kg/m², bei unbelasteter mit 2,44 kg/m² in Rechnung gesetzt.

Das Kabel geht in Sinusform mit einer Pfeilhöhe von 60 m über die Hauptöffnung und geradlinig unter 26° gegen die Wagerechte über die beiden Seitenöffnungen zu den Verankerungen in den Felsen. Hier sind, wie die Abb. 1 zeigt, die Enden der Drahtseilkabel aufgelöst und durch nachstellbare Seilkauschen mit vier Reihen — insgesamt

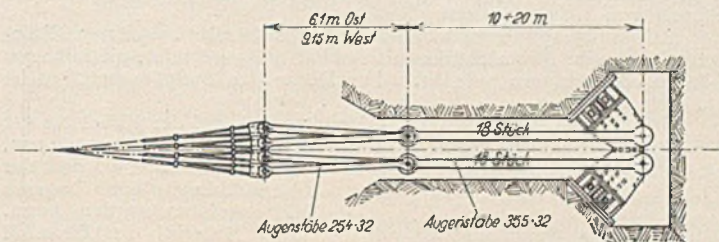


Abb. 1. Kabelverankerung der Bear Mountain-Hängebrücke.

74 Stück — Augenstabe 254 × 32 mm von 6,1 m Länge am Ost-, 9,15 m Länge am Westlager verbunden, an die sich mittels Bolzen weitere zwei Reihen von je 18 Stück schmiedeeiserne Augenstabe 355 × 32 mm, 10 bis 20 m lang — je nach Schachttiefe — anschließen. Diese übertragen ihre Kraft auf zwei im Grundriß etwa unter 90° liegende große Lagerkörper von 3,25 m Höhe aus Stahlguß.

Jedes der beiden Kabel besteht aus 7252 Drähten von 4,9 mm Dmr. aus S. M. Stahl mit 1352 cm² Querschnitt und hat nach dem Verzinken eine Bruchlast von 14 500 kg/cm². Im Gegensatz zu deutschen Verhältnissen, wo die Verankerung in einer Kammer zugänglich bleibt

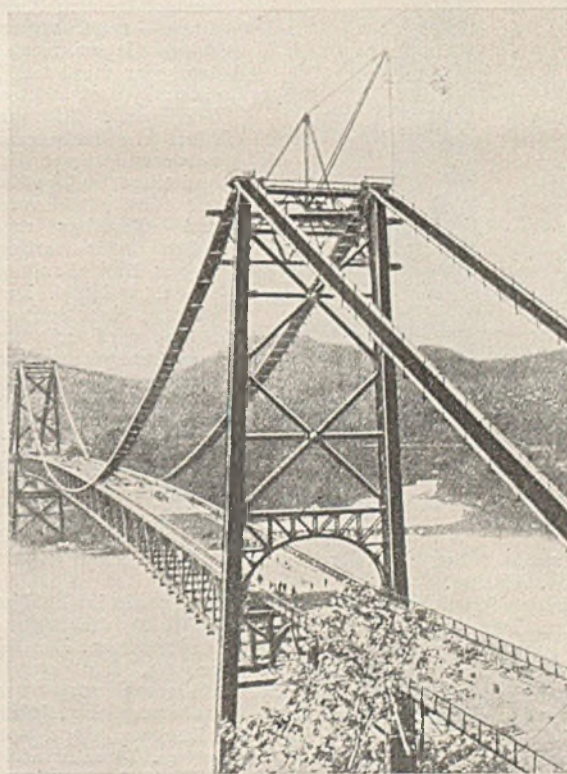


Abb. 2.

Die Bear Mountain-Hängebrücke während der Aufstellung.

werden hier die Ankerschächte bis kurz unterhalb der Verbindung zwischen Kabel und Augenstäben mit Beton vergossen.

Die Aufhängung der Brückenbahn an die Kabel geschieht in jedem Knotenpunkt durch zwei Drahtseile von 2 1/4" Dmr. und 31 cm² Querschnitt, die mittels Seilkauschen und Bolzen eine Traverse aus zwei U-Eisen 25,4 cm hoch tragen zur Aufnahme einer Schraubspindel von 4" Dmr. zwischen Traverse und Querträger der Brücke. Dadurch, daß man die 1"-Unterlagsscheibe zwischen Querträger und der Mutter

aus Stahlguß kugelförmig ausgebildet hat, soll für eine zentrische Einstellung gesorgt werden. Die obere Befestigung der Hängeeisen an den Kabeln geschah mittels Schellen aus Stahlguß.

Die Versteifungsträger sind aus Siliciumstahl mit 0,2 bis 0,35 % Si-Gehalt bei einer Mindestbruchfestigkeit von 5620 bis 6680 kg/cm² und für eine Nutzlast von 4700 kg/lf. m Spannweite berechnet. Die Aufhängung der Versteifungsträger an den eisernen Türmen geschah mittels Pendelhängeeisen, deren 9"-Zapfen sich in Bronzelagerschalen drehen, um Temperatur- und Längenänderungen gut auszugleichen. Die Windkräfte auf den Hauptträgern werden durch besondere Lagerböcke nach den Türmen übertragen. Um die verlangte lichte Höhe von 41,2 m an den Ufern und 46,7 m in der Mitte des Versteifungsträgers über dem Wasserspiegel zu erreichen, hat der Träger eine Überhöhung von 4,5 m erhalten.

Die Fahrbahndecke wird von einer beiderseits bewehrten Eisenbetondecke von 16 cm Stärke mit Asphaltbelag gebildet, die auf zehn I-Eisen-Längsträgern aufruhrt. Die Decke des Fußgängersteiges ist nur 12,5 cm stark.

Die Türme sind rund 107 m hoch vom Sattel der Kabel bis zur Auflagerplatte auf den Betonpfeilern, ihre Pfosten stehen oben 18,7 m, unten 27,5 m von Mitte bis Mitte Achse auseinander, so daß der Versteifungsträger bequem durchgeführt werden kann. Das Material ist Baustahl mit Ausnahme der Sattel und Lager aus Gußstahl. Während, wie aus der Abb. 2 ersichtlich, die Portalausbildung in Brückenachse gesehen, die üblichen Diagonalverbände, drei wagerechte Gitterträger und ein Gitterwerksportal über der Fahrbahntafel in — für deutsche Verhältnisse — veralteter Formgebung aufweist, bilden die Pfosten in Stromrichtung gesehen Flächen von 3,1 m oberer und — durch parabelförmigen Anlauf bedingt — 10 m unterer Breite. Durch die senkrecht laufenden vier mittleren Winkel-eisenreihen entsteht eine Art Gliederung. Eigenartig berührt das Aufsetzen dieser schweren Pylonen direkt auf dreiteilige Stahlgußlagerkörper ohne Mittelzapfen, von den allerdings ungewöhnlichen Abmessungen von 3,05 m Breite, 10,7 m Länge und 1,5 m Höhe. Diese Ausführung einer eingespannten Stütze wird mit der Montage der Pylonen begründet, welche freistehend bis oben errichtet wurden, bevor die Träger der Seitenöffnungen und Fußgängerkabel eingebaut waren. Die Momente aus Windlast und dem flussseitig wie eine Raupe hochkletternen Montagekran mußten daher von der Verankerung am Fuße aufgenommen werden (s. Abb. 3).

Mit den Arbeiten für die Hängebrücke wurde im Frühjahr 1923 begonnen. Das Herstellen der Ankerschächte für die Rückhaltkabel und der Hauptpfeiler dauerte von Mai bis August 1923. Das Aufstellen der östlichen Pylonen begann Ende Oktober 1923, beide waren bis Mitte April 1924 fertig. Das erste Lager der Kabelverankerung wurde Ende Januar 1924 eingebracht, die gesamte Verankerung bis 1. Juli beendet. Inzwischen wurden die Kabel für die Hilfsstege gelegt, von denen das Spinnen der Hauptkabel Mitte Juni begann. Diese Arbeiten waren bis zum 23. August beendet. Das Aufstellen der Versteifungsträger begann am 13. September, wobei der Untergurt, die 60 cm hohen Blechquerträger, die Verbände und der größere Teil der Fahrbahntafel mit Hilfe je eines fahrbaren Kranes auf jeder Brückenseite eingebracht wurden. Die Krane entnahmen dabei die Eisenteile von Kähnen, die unter die betreffende Montagestelle gebracht wurden. Am 26. November 1924 war die Brücke zur Aufnahme des Verkehrs bereit.

A. Dürbeck.

Schiefe Eisenbahnbrücke einer Überführung in Chicago.

(Berichtet nach Engineering News-Record vom 6. Nov. 1924)

Zu den Verbesserungen der Bahnanlagen der Illinois Central R. R. in Chicago gehört eine Verbindungsbahn für Güterverkehr, die jetzt über die stark befahrenen Haupt- und Vorortgleise hinwegführt und dadurch die früheren Gleiskreuzungen zu ebener Erde vermeidet. Die neue Bahnverbindung steigt mit 1,64% vom Süden kommend auf ein Betonviadukt parallel der Hauptbahn an, biegt in einer Kurve von 10° zu den Hauptgleisen ab und kreuzt dieselben oberirdisch unter einem Winkel von 45°, wobei bauliche Vorkehrungen für einen zukünftigen Anschluß einer nach Norden abweigenden Kurve in der Mitte der Überführung bereits jetzt getroffen sind.

Für die Gründung der zum Teil sehr schweren Brückenjoche waren Betonpfeiler von 1,4—2,3 m Ø bis zu 12 m Tiefe unter Schienenoberkante auf dem Felsen notwendig, die für die infolge der Grundrißführung der Brücke auftretenden Brems- und Flichkräfte kräftige eiserne Verstärkung in beträchtlicher Tiefe erforderten.

Infolge eines Abwasserkanals von 4,9 m Ø mußten die sonst üblichen Pfeiler an einer Stelle in Joche von 10 m Stützweite mit schweren Kastenträgern aufgelöst werden. Eine eigenartige Ausführung haben die eisernen Überbauten von 10 m bis 31,6 m Spannweite erhalten. Um der Überführung ein „gutes Aussehen“ zu verleihen, sind sie durchgehend aus 2,9 m hohen Blechträgern gebildet worden, trotz des höheren Materialaufwandes. Wenn hierbei die Auflagerung dieser großen Träger mit Kugelzapfkipplagern an Stelle der sonst üblichen Lager hervorgehoben wird, kann man vom deutschen Standpunkt aus hieraus nichts Besonderes, sondern nur eine Selbstverständlichkeit in der Erfüllung der Auflagerbedingungen bei einem derartigen Bauwerk ersehen.

Die eingleisige Fahrbahn hat Blechquerträger von 0,8 m Höhe, die durch kräftige Eckverbindungen mit dem unteren Teil der hohen

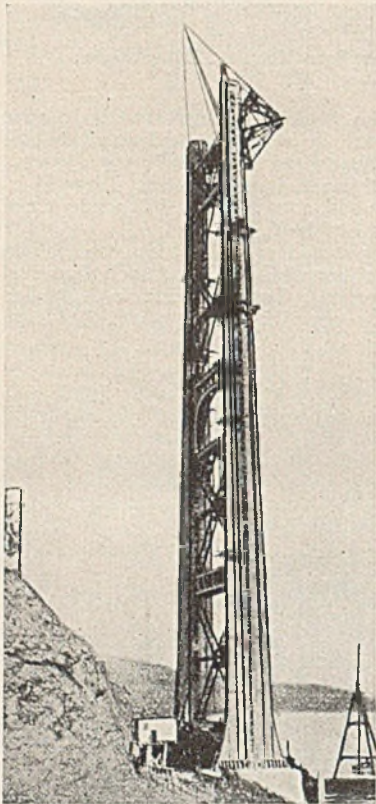


Abb. 3.
Aufstellung eines Brückenportales.

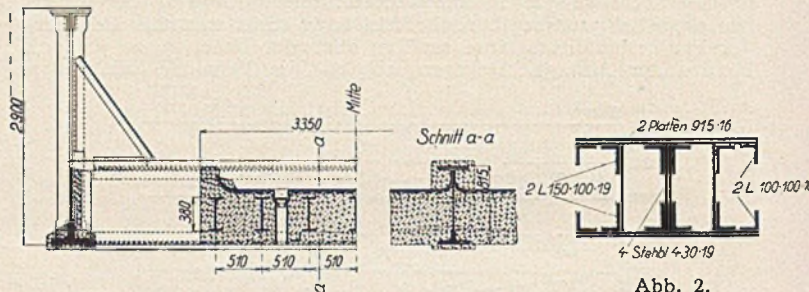


Abb. 1. Brückenquerschnitt.

Abb. 2.
Stützenquerschnitt.

Blechträger verbunden sind. Die 7 Längsträger bestehen aus I-Eisen von 38 cm Höhe und sind vollkommen in eine Betondecke von 60 cm Stärke eingebettet, die die 15 cm starke Steinschotterung und die Schwellen aufnimmt. Eine Lage von 4 cm Asphaltkitt soll die Fahrbahn wasserdicht machen (Abb. 1).

Die Stützen der eisernen Joche mußten mit Rücksicht auf die Gleisanlagen zu ebener Erde sehr schmal und trotzdem kräftig genug für die auftretenden Belastungen aus dem Lastenschema Cooper's E 60 und den Flichkräften ausgebildet werden. Ein typischer Querschnitt einer Stütze ist in Abb. 2 dargestellt. Auffallend ist die äußerst geringe Bemessung der Bindebleche für die außen liegenden Winkel der Stützen im Gegensatz zu der überaus großen Nietanzahl im Stützenfuß, die an Verschwendung grenzt.

Großer Wert wurde auf eine gute Ummantelung der Eisenbauten mit Beton gelegt, wozu die Eisenkonstruktion noch mit Streckmetall umgeben wurde. Das Mischungsverhältnis des Betons war dabei 1 : 2 : 3 bei Korngrößen des Kieses von 18—30 mm. Außerdem wurden gußeiserne Rauchschutzplatten unter den Überbauten über verschiedenen Gleisen vorgesehen.

Die Aufstellung gestaltete sich nicht zu schwierig, da z. T. Gleise verschoben werden konnten oder der Betrieb umgelegt werden konnte. Alle Träger und Stützen wurden fix und fertig angeliefert, so daß Gerüste und Montageverbindungen nahezu überflüssig wurden, da außerdem ein fahrbarer Derrickkran von 80 t Eigengewicht und 50 t Tragfähigkeit des 15 m langen Auslegers und ein zweiter Kran von 45 t Eigengewicht und 25 t Tragfähigkeit des 12 m langen Auslegers zur Verfügung standen. Der erste fuhr auf den vorhandenen Gleisen zu ebener Erde, der zweite auf der im Bau befindlichen Brücke. Nur bei Einbau der 48 t schweren, 31,6 m langen Blechträger arbeiteten 2 Derrickkrane von je 50 t Tragkraft mit ihren 15 m langen Auslegern auf ebener Erde in parallelen Gleisen zusammen.

A. Dürbeck.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Aufwertungsfragen im Baugewerbe.

(Fortsetzung aus Heft 21.)

Wir haben am Schluß des letzten Aufsatzes angedeutet, daß der Aufwertungsberechtigte den Verlust seiner Ansprüche (wegen der Annahme eines Verzichts) gewärtigen kann, wenn er innerhalb eines Rechtsstreits, der sich um die der Aufwertung unterliegende Forderung dreht, seinen Aufwertungsanspruch nicht geltend gemacht hat, obgleich damals die Rechtsprechung schon klar erkennen ließ, daß ein solcher Anspruch gegeben sei. Wahrscheinlich ist ein Verzicht auch dann anzunehmen, wenn schon vorher, also zu einer Zeit, da diese Rechtsprechung noch nicht eingesetzt hatte, der Aufwertungsgläubiger (vom späteren Standpunkt seines Aufwertungsanspruchs als solcher Gläubiger bezeichnet) die Verzichtserklärung gerade im Hinblick auf eine etwa später geänderte Rechtsprechung abgegeben hätte. Es sind Fälle denkbar, daß ein Gläubiger aus wirtschaftlichen Gründen einen Vergleich auf Papiermarkwährung oder auf einen, seinem späteren Aufwertungsanspruch nicht entsprechenden, Betrag abgeschlossen hätte und sich hierbei zu der Erklärung verstand, er verzichte auf alle weitergehenden Ansprüche auch für den Fall, daß die Gesetzgebung oder Rechtsprechung ihm später hierzu eine Handhabe biete. In dieser Beziehung sind gerade Verzichte in den hier interessierenden Fällen, die ja außerhalb der neuen Aufwertungsgesetze liegen und nach den allgemeinen bürgerlichen Rechtsätzen zu beurteilen sind, strenger anzusehen als die vorbehaltlosen Annahmen oder vielleicht sogar ausgesprochenen Verzichte bei Hypothekenschulden.

Darüber hinaus kann ein Verzicht des Gläubigers und eine Annahme der Papiermarkleistung als endgültige Erfüllung auch dann gegeben sein, wenn der Gläubiger den Aufwertungsanspruch längere Zeit nicht erhebt oder, wie man zu sagen pflegt, hängen läßt, obgleich die Aufwertungsrechtsprechung inzwischen allgemein bekannt wurde, gewissermaßen Gemeingut der rechtlichen Kenntnisse auch des Laien geworden ist. Diese Fälle sind natürlich weniger hart zu beurteilen als die vorausgegangenen; man wird mit dem langsameren Eintritt der Rechtsprechung sich zur Wehr setzen können und mit der Schwierigkeit, nach längerer Zeit die Ansprüche wieder von neuem aufzurollen und unter manchmal rechnerisch sehr bestreitbaren Umständen sie neu aufzumachen. Immerhin empfiehlt es sich in Zweifelsfällen für den Gläubiger, so rasch wie möglich seine Ansprüche, wenigstens rein grundsätzlich, zu erheben. Es ist dabei noch nicht notwendig, daß sofort Klage eingeleitet wird. Es ist auch nicht erforderlich, daß die Ansprüche bis ins einzelne errechnet und umgerechnet sind. Sehr wichtig jedoch ist, die Ansprüche als solche überhaupt einmal beim Schuldner anzumelden. Es dürfte hierbei genügen, sich unter Bezugnahme auf die veränderte Rechtsprechung vorzubehalten, beim Schuldner demnächst den Aufwertungsbetrag anzufordern: grundsätzlich erhebe man den Anspruch auf diesen Betrag, der zahlenmäßig noch nicht festgestellt sei, heute schon. Es wird sich dann rasch zeigen, ob der Schuldner zu einer grundsätzlichen Einigung bereit ist. Anzustreben dürfte für alle derartigen Fälle, die wegen der Länge der Zeit an Zweifeln und strittigen Punkten zugenommen haben, die Vereinbarung eines Schiedsgerichtes sein.

Damit kommen wir auf die Frage der Verjährung zu sprechen. Es ist ein weit verbreiteter Irrtum, zu glauben, durch Einklagung eines Teilanspruchs werde die Verjährung auch für den nicht eingeklagten Anspruchsteil unterbrochen. An sich wird durch gerichtliche Geltendmachung neben anderen Unterbrechungsgründen gemäß § 209 BGB. die Verjährung unterbrochen. Dies gilt aber nur für denjenigen Teil des Anspruchs, bezüglich dessen Rechtshängigkeit eingetreten ist. Bei zweifelhaften Fällen entschließt man sich aus Kostengrün-

den oftmals nur dazu, einen Teil des Anspruchs einzuklagen; hier muß damit gerechnet werden, daß trotz günstigen Ausgangs des Rechtsstreites der noch nicht eingeklagte Teil der Verjährung anheimfällt, weil es unterlassen wurde, innerhalb der Verjährungsfrist nun auch diesen Teil rechtshängig zu gestalten.

In dem Aufsatz in Heft 21 war betont, daß das Reichsgericht den Geldwertungsanspruch als eine Ergänzung des Hauptanspruchs ansieht, nicht als selbständigen, durch Verzug begründeten Anspruch. Durch Leistung des Restbetrages des Hauptanspruchs soll volle Erfüllung dieses Hauptanspruchs nach dem Gesetz von Leistung und Gegenleistung herbeigeführt werden. Es wäre nun aber ein verhängnisvoller Irrtum zu glauben; weil, sagen wir im Jahre 1922, der Hauptanspruch als Papiergeldforderung eingeklagt worden ist, sei nun mit diesem Zeitpunkt die Verjährung auch für den Aufwertungsanspruch unterbrochen worden. Die Verjährung des Aufwertungsanspruchs, der ja nur gewissermaßen ein Anhängsel des Hauptanspruchs darstellt, schreitet weiter, und es sind Fälle denkbar, daß ein an sich sachlich ganz glatt gerechtfertigter Aufwertungsanspruch, bezüglich dessen Papiermarkforderung ein für den Gläubiger günstiges rechtskräftiges Urteil erstritten worden war, sich rechtlich nicht mehr verwirklichen läßt, weil er inzwischen der Verjährung anheimgefallen ist. Die für den industriellen Bauunternehmer als Gläubiger wichtigste Verjährungsfrist ist diejenige von vier Jahren nach Maßgabe des § 196 BGB., Absatz 1, Ziffer 1, in Verbindung mit Absatz 2. Hiernach verjähren Ansprüche aus der Ausführung von Arbeiten in vier Jahren, insoweit die Ausführungen für den Gewerbebetrieb des Schuldners erfolgt sind. Hierunter fällt wohl die Mehrzahl der für die Leser dieser Zeitschrift wichtigen aufrechnungsbedürftigen Bauaufträge. Bei anderen Aufträgen, die der zweijährigen Verjährung unterliegen, wie Privatwohnhäuser und dergl., wird die Verjährung in den meisten Fällen schon eingetreten sein.

Wir kommen nun zu einer der wichtigsten Fragen der ganzen Aufwertungslehre, derjenigen nach dem maßgebenden Zeitpunkt der Aufwertung. Hierüber ist schon eine umfangreiche Rechtsprechung entstanden. Auszugehen ist wieder von der schon mehrfach hervorgehobenen äußerst wichtigen Tatsache, daß der Entwertungsschaden, auf den die Aufwertung gegründet wird, nicht als Verzugschaden anzusehen ist. Infolgedessen kommt als Tag für die Entstehung des Anspruchs nicht der Tag des Verzugs des Schuldners in Betracht, sondern der Tag der Fälligkeit. Da, wo Rechnungslegungs- und Fälligkeitstag auseinanderfallen, wird regelmäßig schon der Tag der Rechnungslegung für die Umrechnung in Betracht zu ziehen sein. Es sind sogar Fälle denkbar, bei denen der Tag der Lieferung, ja der Tag des Vertragsabschlusses schon als maßgebender Zeitpunkt angesehen werden kann. Welches der richtige Tag ist, hängt von den vertraglichen Abmachungen ab, vor allen Dingen von den Vereinbarungen über die Zahlung und Fälligkeit. Die Frage wird immer lauten: Wann hatte ich, der Unternehmer, Anspruch, und zwar frühestens Anspruch auf mein Geld?

Hier muß nun eine Besonderheit erwähnt werden. Das Reichsgericht hat in ständiger Rechtsprechung die durchaus richtige Ansicht vertreten, daß ein Anspruch auf Aufwertung dann und insoweit ausgeschlossen sei, als eine Anzahlung, und zwar im zwischen den Parteien vereinbarten Zeitpunkt geschehen sei. Leistete, wie während der Inflationszeit regelmäßig geschah, der Bauherr eine Anzahlung für Baustoffbeschaffung oder eine Vorzahlung für Löhne, so entfällt jeder Anspruch des Unternehmers auf Aufwertung dieses Betrages. Der Unternehmer hat in diesem Falle sein Geld rechtzeitig bekommen, seine Sache war es, „mit seinen Pfunden zu wuchern“, d. h. das Geld so rasch anzulegen, daß es vor Ent-

wertung bewahrt blieb. Wenn auch zu befürchten ist, daß es den wenigsten Unternehmern gelungen ist, diese Forderung des Augenblicks durchzusetzen, so kann gegen den Bauherrn, der vertragsmäßig vorgeleistet hat, aus einer trotz dieser Vorleistung entstandenen Entwertung ein Anspruch nicht abgeleitet werden. Diese vertragsmäßige Vorleistung ist sonach der Aufwertung vollkommen entzogen, sie blieb in der Hand des Unternehmers vollwertig, gleichgültig, welches Schicksal sie im einzelnen gehabt hat.

Wenn wir also von diesem Fall abschen, so bleiben die schon eingangs erwähnten Fälle einer Entwertung, die entstanden ist, weil der Schuldner gezahlt hat erst geraume Zeit, nachdem der Anspruch als solcher entstanden war, ohne daß ihn deswegen ein Verzug zu belasten braucht. In dem Urteil des 6. Zivilsenats vom 4. November 1924 spricht das Reichsgericht aus: „Der Bemessung der Aufwertung ist nicht der Zeitpunkt des Verzugs, sondern derjenige der Rechenschaftsausstellung zugrunde zu legen“, und das Urteil des 1. Zivilsenats vom 22. 10. 1924 führt aus, daß die zu berücksichtigende Geldentwertung schon von dem Zeitpunkt des Kaufabschlusses (für unsere Fälle des Baubeginns) zu rechnen sei — wobei der oberste Leitsatz wieder hervortritt, daß der wertvollen Sachleistung des einen Vertragsteiles im Zeitpunkt dieser Leistung auch eine ebenso wertvolle Barleistung des anderen Vertragsteiles gegenüberzustehen habe. Inwieweit vertragliche Hemmungen oder Schwierigkeiten einer solchen Auslegung entgegenstehen, läßt sich natürlich nur von Fall zu Fall beurteilen. Auf jeden Fall dürfte der Zeitpunkt der Rechnungsstellung der regelmäßigste sein, von dem aus die Aufwertung einzusetzen hätte.

Hg.

Das preußische Gewerbesteuerüberleitungsgesetz.

Am 3. Oktober hat der Preußische Landtag ein Gesetz verabschiedet, das entsprechend dem Überleitungsgesetz für die Reichseinkommensteuer nun auch die Verhältnisse auf dem Gebiet der preußischen Gewerbesteuer für die regelmäßige, auf die Dauer berechnete Steuerregelung in dem noch zu schaffenden neuen Gewerbesteuergesetz vorbereiten soll.

Dieses spätere, noch nicht im Entwurf vorliegende Gewerbesteuergesetz, das vom 1. April 1926 ab gelten wird, wird dem Landtag wahrscheinlich erst im Dezember d. J. vorgelegt werden. Für seinen Entwurf stehen verschiedene prinzipielle Neuerungen zur Debatte: die bisherige Veranlagung nach dem Kalenderjahr hat sich doch nicht bewährt und wird wieder durch die frühere Veranlagung für das Rechnungsjahr (vom 1. April bis 31. März) ersetzt werden. Die Vorbereitung dafür trifft schon das Überleitungsgesetz. Die Veranlagung wird nach der Vergangenheit, d. h. nach dem Ergebnis des verflossenen Kalender- oder Wirtschaftsjahres durchgeführt werden. Für eine entferntere Zukunft ist Rückkehr zur Veranlagung nach dem dreijährigen Durchschnitt vorgesehen. Man wird ferner wahrscheinlich neben die Ertragssteuer sowohl die Kapital- als die Lohnsummensteuer als Hilfssteuern setzen und nicht mehr die eine oder die andere je nach Wahl der Gemeinde. Der preußische Finanzminister tritt schließlich dafür ein, daß die Veranlagung durch die Finanzämter unter Mitwirkung der Steuer selbstverwaltungskörper durchgeführt wird und nicht wie bisher durch Gewerbesteuerausschüsse.

Bis zum Inkrafttreten dieses zukünftigen Gesetzes wirkt das nun verabschiedete Gewerbesteuerüberleitungsgesetz. Das Gesetz wird wahrscheinlich am 17. Oktober verkündet werden, nachdem der Staatsrat von seinem Einspruchsrecht keinen Gebrauch gemacht hat.

Es schließt sich in seinem Aufbau an das Einkommensteuerüberleitungsgesetz an (vgl. Bauingenieur Heft 12, S. 474). Der 1. Abschnitt setzt die nächste Veranlagung auf den 1. April 1926 für das Rechnungsjahr vom 1. 4. 1925 bis 31. 3. 1926 fest. Die Veranlagung wird, wie der Finanzminister betonte, nach den bisherigen Vorschriften, nicht nach denen des späteren Gesetzes erfolgen. Der 2. Abschnitt behandelt die Vorauszahlungen für die Vergangenheit bis 31. März 1925. Diese gelten wie bei der Einkommensteuer bei allen drei Arten der Gewerbesteuer als Ablösung der bisherigen Steuerschuld, unter die damit der Schlußstrich gezogen wird. Eine Heraufsetzung kann nicht mehr stattfinden wie bei der Einkommensteuer. Für die Gewerbeertragsteuer ist auf Antrag auch eine Herabsetzung aus wirtschaftlichen Gründen (wesentliche Verluste) wie nach § 9 Einkommensteuerüberleitungsgesetz möglich. Herabsetzung aus persönlichen Gründen ist jedoch hier im Gegensatz zur Einkommensteuer nicht möglich. Der Antrag ist innerhalb von zwei Monaten nach Inkrafttreten des Gesetzes zu stellen. Über Milderungen bei der Kapital- und Lohnsummensteuer trifft das Gesetz keine Vor-

schriften, da die Regelung dieser Steuerarten den Gemeinden überlassen ist.

Herabsetzungen der Einkommensteuer aus Rechtsgründen (§ 5—7 E.St.Ü.G.) müssen auch bei der Gewerbeertragsteuer des gleichen Zeitraumes als Milderungen berücksichtigt werden. Ebenso wie bei der Einkommensteuer sind ferner Anträge auf Feststellungsentscheid für die Gewerbeertragsteuer der verflossenen Zeit möglich (Frist zwei Monate) und Anfechtungen der Entscheidungen von Gewerbesteuerausschüssen. Die letzteren Anträge müssen innerhalb eines Monats nach dem Unanfechtbarwerden der Entscheidung gestellt werden.

Der dritte Abschnitt des Gesetzes regelt die Vorauszahlungen für die Zeit des laufenden Rechnungsjahres vom 1. 4. 1925 bis 31. 3. 1926. Dies sind nun echte Vorauszahlungen, die auf die im Frühjahr 1926 veranlagte Steuerschuld angerechnet werden. Ausdrücklich wird nochmals festgestellt, daß sich zinslose Stundungen der Einkommensteuervorauszahlungen nach § 15 E.St.Ü.G. auch auf die Gewerbeertragsteuer auswirken. Findet eine vorläufige Veranlagung zur Einkommensteuer nach § 17 E.St.Ü.G. statt (bei Gewerbetreibenden und Handwerkern mit höchstens 12000 M. Einkommen), so muß auch die Gewerbeertragsteuer nach diesem Einkommen neu festgesetzt werden. Das gleiche gilt für Steuerpflichtige, sobald sie nach dem neuen Einkommen- und Körperschaftssteuergesetz veranlagt werden (z. B. wenn nach Wirtschaftsjahren, die in der ersten Hälfte 1925 enden, versteuert wird). Diese Neufestsetzungen gelten regelmäßig nur für die noch nicht fälligen Vorauszahlungen, Ausnahmen zur Rückwirkung für das ganze Rechnungsjahr sind aus wirtschaftlichen Gründen zulässig.

Die Zerlegung der vom 1. Oktober 1925 ab fälligen Vorauszahlungen auf die Ertragsteuer unter die verschiedenen Betriebsgemeinden geschieht nach den Rohcinnahmen bzw. Gehältern und Löhnen der Zeit Januar bis Juni 1925. Es kann von einem Unternehmer, der mehr als zehn preußische Betriebswerkstätten hat, beantragt werden, daß der Vorsitzende des Steuerausschusses die Zerlegung vornimmt.

Vom 1. Oktober ab sind die Ertragsteuervorauszahlungen von allen Steuerpflichtigen am 15. des zweiten Quartalsmonats zu entrichten.

Das Gesetz wird mit dem Tag der Verkündung in Kraft treten.

Änderungen und Ergänzungen im Deutschen Eisenbahn-Gütertarif, Teil I, Abt. B. a) Zur Beseitigung auftretender Zweifel wird seitens der Reichsbahn darauf hingewiesen, daß „Gleisrahmen, gebrauchte“ und „Weichen, gebrauchte“ nur bei Verwendung für Bauarbeiten und beim unmittelbaren Versand von oder an Bauunternehmungen unter die Tarifklasse D der Stelle „Eisen und Stahl“ fallen. Sofern diese Voraussetzungen nicht erfüllt sind, diese Gegenstände vielmehr dazu bestimmt sind, fest eingebaut zu werden, kommt die Frachtberechnung nach der Klasse D nicht in Frage, sondern es ist die Fracht nach der Klasse C, Ziffer 6, der Tarifstelle „Eisen und Stahl“ zu berechnen.

b) In der Neuausgabe des Tarifs vom 1. August 1925 ist in der ermäßigten Stückgutklasse unter Ziffer 10a versehentlich die Stelle „Klammern, Krampen und Schlaufen, sämtlich aus Draht, auch verzinkt“, fortgelassen worden. Die Tarifstelle wird dementsprechend ergänzt werden.

c) In Bretter oder Bohlen geschnittenes Stammholz wird z. T., wie es aus der Säge kommt, in Stammform verladen. Für derartiges Holz ist die Bezeichnung „Blockholz“ oder „Blochholz“ handelsüblich. Es ist festgestellt worden, daß dieses Holz auch in den Frachtbriefen z. B. als „Blockholz“, „Blochholz“ oder „Kieferne Blöcke“ bezeichnet und auf Grund dieser nicht tarifmäßigen Inhaltsangabe unrichtig nach Klasse B, Ziffer 1 (1), berechnet wird, während es sich um Schnittholz der Klasse D, Ziffer 3 (1 d) handelt. Die Abfertigungen der Reichsbahn sollen genau darauf achten, daß derartige Sendungen in den Frachtbriefen tarifmäßig („Schnittholz, Holzbohlen, Holzdielen oder Holzbretter“) bezeichnet und richtig tarifiert werden.

Unberechtigte Frachtnacherhebung bei Gewichtsabweichungen. Nach § 58 II der EVO. ist bei Wagenladungen das im Frachtbrief angegebene Gewicht als richtig anzunehmen, wenn es um nicht mehr als 2% von dem bei der Nachwägung ermittelten abweicht. Trotz dieser Bestimmung wird häufig fälschlicherweise von den Eisenbahnbeamten auch dann Fracht nacherhoben, wenn das Mehrgewicht innerhalb der angegebenen 2% liegt. Die erwähnte Bestimmung ist auch anzuwenden, wenn es sich um Gewichtsfeststellungen handelt, die für zollamtliche Zwecke vorgenommen wurden. Einsprüche gegen derartige Fehler werden zunächst am geeignetsten bei dem Vorstand der betreffenden Empfangsgüterabfertigung vorgebracht.

Beschädigung der Güterwagen durch Belade- und Entladevorrichtungen. Die Reichsbahn glaubt feststellen zu müssen, daß eine der Ursachen für das starke Anwachsen der Wagenbeschädigungen die nachlässige Behandlung der Wagen auf den Privatanschlüssen und die Vermehrung der mechanischen Belade- und Entladevorrichtungen (Greifer, Kipper, Rutschen) und deren unsachgemäße Bedienung auf den Anschlüssen ist. Die Wagen sollen daher bei ihrer Rückgabe aus

den Anschlüssen neuerdings einer genauen, besonders sorgfältigen Prüfung unterzogen werden. Bei Feststellung von Beschädigungen wird der Anschlußinhaber zum Schadensersatz herangezogen werden. Zur Vermeidung von Nachteilen wird daher das Ladepersonal anzuweisen sein, ein allzu starkes Aufstoßen der Greifer und das Fallenlassen schwerer Stücke zu verhindern.

Stempel gelten bei der Post nicht als Drucksache. Drucksachen, die mit Stempel hergestellte Zusätze erhalten, werden wie handschriftlich ergänzte Drucksachen behandelt, d. h. bei Nachtragungen bis zu fünf Worten unterliegen sie der Gebühr für Teildrucksachen (unter Umschlag bis 50 g 5 Pfg., als Karte 5 Pfg. im Fern-, 3 Pfg. im Ortsverkehr). Werden mehr als fünf Worte nachgetragen, gilt das gleiche Porto wie bei handschriftlichen Sendungen. Orts- und Datumsangaben und allgemeinübliche Absenderbezeichnungen zählen nicht mit.

Bauholznormen in Ostpreußen. Die gleichen Normen für Holz für Hochbauzwecke, die vor einigen Monaten von den interessierten Fachverbänden Groß-Berlins vereinbart sind, haben nunmehr auch die Billigung der Holz- und Baugewerblichen Verbände Ostpreußens gefunden. Die Normen sollen durch Vereinheitlichung und Vereinfachung des Stärkeneinschnittes und bestmögliche Ausnutzung des Holzes zur Bauverbilligung beitragen. Sie betreffen Verbandshölzer und Balken einschließlich Halbholz (getrennt für mehrgeschossige Bauten und Flachbauten).

Wasserstraßenwirtschaft und Wasserstraßenbau im Preußischen Landtag. Der Hauptausschuß des Preußischen Landtages fordert, daß das Reich in Ausführung des Art. 97 der Reichsverfassung (Übergang der Wasserstraßenverwaltung auf das Reich) von der Errichtung eigener Wasserstraßenbehörden in der Provinzial- und Ortsinstanz Abstand nimmt. Das Reich soll den Ländern ferner das Mandat zur baulichen Verwaltung und zum Betriebe der Reichswasserstraßen erteilen. Sein Oberaufsichtsrecht, sowie die einheitliche Leitung des Verkehrs und die Ausübung des Tarifhoheitsrechts, schließlich das Budgetrecht des Reichstags sollen dabei voll aufrecht erhalten bleiben. (Vergl. demgegenüber die entgegengesetzte Stellungnahme des Zentralvereins für deutsche Binnenschifffahrt auf seiner Hauptversammlung im Juli des Jahres. Bauingenieur Nr. 16, S. 567.)

Zur Verbesserung der Vorflutverhältnisse der alten Netze sollen noch im laufenden Etat Mittel bereitgestellt werden. In Übereinstimmung mit dem Staatsministerium sprach sich weiter der Ausschuß für den Bau des Staubeckens bei Ottmachau aus, der notwendig ist, um die oberschlesische Wirtschaft konkurrenzfähig zu erhalten. Es liegt ein Projekt über ein Becken von 135 Millionen Kubikmeter Inhalt vor, das 2000 ha Land und 102,6 Millionen Mark zum Bauen erfordert. Zahlreiche Familien müssen ausgesiedelt und wertvolle Eichenwälder abgeholzt werden.

Gerichtliche Gutachten der Industrie- und Handelskammer Berlin. Abfuhr von Baggerboden. Hat sich ein Schiffsprokureur verpflichtet, Kähne zur Abfuhr von Baggerboden zu einem bestimmten Preise je Kubikmeter zu stellen, so haftet er auch für die Gestellung der Kähne zu dem angegebenen Festpreis. Der Prokureur haftet nicht, wenn er nur die Vermittlung für die Gestellung von Schiffen gegen eine angemessene Provision übernommen und der Schiffer den Preis je Kubikmeter für die Abfuhr des Baggerbodens selbst mit dem Unternehmer ausgehandelt hat.

Spediteurgebühren für Abwicklung von Frachterstattungsansprüchen. Die Erledigung von Frachterstattungsansprüchen gehört nicht mehr zur Abwicklung des eigentlichen Speditionsauftrages, sondern stellt sich als besondere Leistung dar, die je nach den Umständen geringeren oder größeren Arbeitsaufwand erfordert. Die Spediteure pflegen eine besondere Gebühr in Rechnung zu stellen, wenn sie für ihren Kunden der Reichsbahn gegenüber einen Frachterstattungsanspruch mit Erfolg geltend gemacht haben. Ein Satz von 10% ist angemessen.

Kapitalknappheit und Investierung von Kapital in Bauten. In einzelnen Wirtschaftskreisen besteht die Ansicht, daß es bei der heutigen Kapitalknappheit unmöglich sei, der Wirtschaft Kapital durch Steuern wegzunehmen und dann in Wohnungsbauten zu stecken, wie es durch die Hauszinssteuer geschehe. Es sei nötiger, das Kapital zur Verbilligung und Erhöhung der Produktion zu verwenden, als es in unproduktive Verbrauchsgüter zu stecken.

Gegen diese Ansicht wendet sich Ministerialrat Dr. Imhoff vom Reichsarbeitsministerium in Heft 37 des Reichsarbeitsblattes. Er weist mit Recht darauf hin, daß die verbauten Kapitalien ja gar nicht der Wirtschaft entzogen werden, sondern dem Baugewerbe mit allen seinen Nachfolgeindustrien und -gewerben und seinen Tausenden von Arbeitern zufließen, und er betont, daß Erhaltung eines gesunden Baugewerbes und Bauarbeiterstandes für den Wiederaufbau der Volkswirtschaft von größter Bedeutung sei.

Unter Hinweis auf die schlimmen Folgen der Wohnungsnot in gesundheitlicher, sittlicher und wirtschaftlicher Hinsicht und in bezug auf den Zuwachs an Volkskraft ist daran zu erinnern, daß ein Abbau der Wohnungsnot nur auf zwei Wegen möglich ist, davon aber ist der eine nämlich: Steigerung der Mieten in einem Maße, das das Bauen mit

Hilfe des freien Marktes rentabel macht — schon aus lohnpolitischen Gründen unmöglich. Es bleibt nur der Weg der staatlichen Bautenförderung, durch den gerade die Wirtschaft den großen Vorteil der niedrigen Mieten, niedrigen Löhne und damit niedrigeren Produktionskosten hat. Eine Steigerung der Mieten um 10% würde schon eine Mehrlast von 500 Millionen bedeuten.

Die staatliche Bautenförderung ist noch viel zu gering, wie Imhoff nachweist. Es ist deshalb zu begrüßen, daß nach dem neuen Finanzausgleich die Länder vom 1. April 1926 ab jährlich mindestens 15—20% der Friedensmiete zu Bauzwecken verwenden müssen. Gegenwärtig verwendet nur Hamburg 20% zum Wohnungsbau (dann folgt der Höhe nach Preußen mit 14%, alle anderen Länder bleiben dahinter zurück, Mecklenburg und Hessen geben nur etwas über 2%).

Vom Baugewerbe muß vor allem auch auf die zu geringe Höhe der im Einzelfall gewährten Hauszinssteuerhypothek hingewiesen werden (durchschnittlich 5000 M. für eine Wohnung, die zu bauen 12—15 000 M. kostet, so daß 7—10 000 M. aus dem freien Markt genommen werden müssen). Der preußische Wohlfahrtsminister hat leider kürzlich eine diesbezügliche Anfrage des Abg. Schluckebier unter Hinweis auf die Möglichkeit von Zusatzhypotheken für Kinderreiche und Schwerkriegsbeschädigte und auf die steigenden Einlagen der Sparkassen abgewiesen.

Der Beschäftigungsgrad der Wirtschaft nach eigener Beurteilung durch die Betriebe.

Die Reichsarbeitsverwaltung versendet an ca. 3500 möglichst typische Betriebe aller Wirtschaftszweige mit etwa 1,5 Millionen Arbeitern und Angestellten Kartenformulare, auf denen bis zum 20. eines Monats Angaben über den Grad der Beschäftigung während der letzten vier Wochen zu machen sind in subjektiver Bewertung, ob schlecht, befriedigend oder gut. Außerdem findet eine Bewertung des Auftragsenganges und der Aussicht in den nächsten zwei Wochen statt, sowie Angabe der Zahl der Beschäftigten. Die Ergebnisse dieser Umfragen, die von bekannten Wirtschaftsstatistikern für einen sehr entwicklungs-fähigen Versuch, Material für die Beurteilung der Konjunktur zu gewinnen, gehalten werden, werden jeweils im ersten Monatsheft des Reichsarbeitsblattes veröffentlicht unter dem Titel „Arbeitsmarkt und Wirtschafts-lage“. Das Baugewerbe ist unter den auskunfterteilenden Firmen bisher nur wenig vertreten.

Die Ergebnisse der Umfragen seit Januar des Jahres spiegeln folgende Bewegung in der Bewertung des Beschäftigungsgrades wieder. Von den eingehenden Antworten (100%) beurteilten den Beschäftigungsgrad mit:

| Monat | Gut | | Befriedigend | | Schlecht | |
|---------------------|------|--------|--------------|--------|----------|--------|
| | 1925 | (1924) | 1925 | (1924) | 1925 | (1924) |
| Januar | 26% | (18%) | 46% | (30%) | 28% | (50%) |
| Februar | 29% | (19%) | 45% | (34%) | 26% | (45%) |
| März | 28% | (22%) | 43% | (33%) | 29% | (42%) |
| April | 31% | (26%) | 41% | (37%) | 28% | (34%) |
| Mai | 28% | (22%) | 42% | (41%) | 30% | (33%) |
| Juni | 28% | (17%) | 40% | (40%) | 32% | (41%) |
| Juli | 28% | (16%) | 41% | (38%) | 31% | (43%) |
| August | 26% | (15%) | 41% | (32%) | 33% | (51%) |
| September | 25% | (16%) | 39% | (39%) | 36% | (43%) |

Die eingeklammerten Zahlen geben die Vergleichszahlen für die Konjunktur 1924. Die fetten Zahlen heben hervor, welches Prädikat den Hauptanteil hatte.

Entwicklung der Zahl der Konkurse und Geschäftsaufsichten.

| | Jan. | Febr. | März | Apr. | Mai |
|-------------------------------|------|-------|------|------------------|-----|
| Konkurse | 796 | 723 | 776 | 687 | 807 |
| Geschäftsaufsichten | 256 | 249 | 309 | 223 | 351 |
| | Juni | Juli | Aug. | (Septbr. 1.—15.) | |
| Konkurse | 766 | 797 | 751 | (442) | |
| Geschäftsaufsichten | 328 | 375 | 379 | (227) | |

In der ersten Septemberhälfte war gegenüber der ersten Augusthälfte ein Anschwellen der Zahl der Konkurse um 20,1%, der Zahl der Geschäftsaufsichten um 27,5% festzustellen.

Großhandelsindex.

| | 9. Sept. | 16. Sept. | 23. Sept. | 30. Sept. | 7. Okt. | 14. Okt. |
|--|----------|-----------|-----------|-----------|---------|----------|
| | 127,6 | 125,3 | 124,9 | 124,1 | 125,3 | 125,1 |

Erwerbslosigkeit.

| | In vH der Mitglieder der Fachverbände. | | | | | |
|--|--|----------|----------|-----------------------|-------------------|-------------------|
| | Vollarbeitslose | | | Einschl. Kurzarbeiter | | |
| | 30. Juni | 31. Juli | 31. Aug. | 30. Juni | 31. Juli | 31. Aug. |
| Baugewerbe | 3,0 | 3,5 | 4,9 | 3,0 ¹⁾ | 3,5 ¹⁾ | 4,9 ¹⁾ |
| Produktionsmittelindustr., Durchschn. ²⁾ | 3,3 | 3,6 | 4,6 | 6,6 | 8,0 | 10,7 |
| Gesamtdurchschnitt ³⁾ | 3,4 | 3,5 | 4,3 | 7,9 | 8,5 | 10,5 |

1) Im Baugewerbe waren keine Kurzarbeiter, daher gleiche Zahlen.

Löhne.

a) Durchschnittlicher Stundenlohn im Monat in Hauptorten⁴⁾ (nach Wirtschaft und Statistik).

| | | Gesamt- durchschnitt ²⁾ | Produktionsmittel- industrien ²⁾ | Bau- gewerbe |
|-------------|-------|---------------------------------------|--|-----------------|
| Gelernt ... | Juli: | 89,1 Rpf. | 91,4 Rpf. | 110,5 Rpf. |
| | Aug.: | 90,2 „ | 92,5 „ | 111,4 „ |
| Angelernt . | Juli: | 62,7 Rpf. | 62,3 Rpf. | 92,2 Rpf. |
| | Aug.: | 63,7 „ | 63,3 „ | 92,9 „ |

b) Der durchschnittliche monatliche Stundenlohn der Angelernten betrug in vH des Lohnes der Gelernten (vgl. a):

| | Gesamt- durchschnitt ²⁾ | Produktionsmittel- industrien ²⁾ | Bau- gewerbe |
|--------------|---------------------------------------|--|-----------------|
| Juli | 71,4 | 68,8 | 83,4 |
| August | 70,6 | 68,4 | 83,39 |

Rechtsprechung.

(Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.)

1. Reichsgericht. Anfechtung eines in der Inflationszeit abgeschlossenen Kaufvertrages ist nicht deshalb möglich, weil der Verkäufer sich im Irrtum über den mangelhaften Wert des Geldes befunden hat und in Unkenntnis der Wirkung der Inflation sein Grundstück oder sonstiges Eigentum für wenige Goldpfennige verkauft hat. Das Reichsgericht hat entschieden, daß auf diesen Fall der § 119, Abs. 2 BGB. (Anfechtung wegen Irrtums über die Eigenschaft einer Sache) nicht anwendbar sei, weil die Höhe der „Kaufkraft“ keine dem Geld innewohnende „Eigenschaft“ im Sinne des § 119, Abs. 2 BGB. sei, sondern nur ein Urteil des Verkehrs über die Schätzung des Geldwertes. (RG. V. 11. Juli 1925.)

2. Reichsfinanzhof. Steuerfreiheit von Zuwendungen an Pensionskassen und ähnliche Kassen bei der Körperschaftsteuer besteht nur, wenn die dauernde Verwendung der Mittel der Kassen für deren Zwecke gesichert ist. (Früher § 7, Ziffer 1, heute § 14, Ziffer 2 des Körperschaftsteuergesetzes.) Eine körperschaftspflichtige Gesellschaft bestand aus drei Gesellschaftern, die zugleich alleinige Geschäftsführer sind. Jedem der Gesellschafter steht ein Anspruch auf Pension zu, zu welchem Zwecke unter dem Namen Pensionsfonds eine besondere Rücklage gebildet wurde, der von der Generalversammlung alljährlich festgesetzte Teile des verteilbaren Reingewinnes zugeführt werden. Jeder Geschäftsführer erhält die gleiche Summe, die einem für ihn innerhalb des Pensionsfonds eingerichteten Konto gutgeschrieben wird. Die Mittel des Fonds werden im Betriebe verwendet und den Gesellschaftern verzinst und auf Pensionskonto gutgeschrieben. Über die innere Einrichtung des Fonds ist nichts im Verträge vorgesehen.

Das Finanzgericht hatte eine Steuerfreiheit in diesem Falle nicht anerkannt, da eine „Kasse“ im Sinne des Körperschaftsteuergesetzes nicht vorläge, denn dem Pensionsfonds mangelte Organisation und Selbständigkeit und die dauernde Verwendung der dem Fonds zugeführten Mittel zu dessen Zwecken sei nicht sichergestellt. (An diese Feststellung des Finanzgerichtes war der Reichsfinanzhof gebunden, trotzdem die Gesellschaft in ihrer Rechtsbeschwerde die Entscheidung der Vorinstanz als unrichtig bekämpfte, denn nach § 267 der Reichsabgabenordnung kann eine Rechtsbeschwerde beim Reichsfinanzhof nur darauf gestützt werden, daß eine ergangene Entscheidung auf Nicht- oder Falschanwendung des bestehenden Rechts oder auf einem Verstoß wider den klaren Inhalt der Akten beruht oder daß das Verfahren an wesentlichen Mängeln gelitten hat.)

Die Gesellschaft hatte angeführt, daß das Finanzamt in den vorhergehenden beiden Jahren die Zuwendungen an den Pensionsfonds anstandslos steuerfrei gelassen habe und sie deshalb geglaubt habe, daß die Voraussetzungen des Gesetzes für das Bestehen einer Kasse erfüllt seien. Hierauf entgegnet der Reichsfinanzhof, daß die Steuergerichte ihre Entscheidung lediglich danach zu treffen haben, ob eine Kasse vorliegt, nicht danach, ob der Steuerpflichtige gutgläubig gehandelt hat, wenn er die Bildung einer wirklichen Kasse unterließ. Bei der ersten Zuwendung zu Pensionszwecken können die gesetz-

²⁾ Gewogener Durchschnitt aus Bergbau, Metall-, Chem., Papiererzeugungsindustrie, Bau- und Holzgewerbe.

³⁾ Gewogener Durchschnitt der Produktionsmittelindustrien, Verbrauchindustrien (Textil-, Brau-, Kartonnagen-, Süß-, Back- und Teigwarenindustrie, Buchdruck), Verkehrsgewerbe (Reichsbahn).

⁴⁾ Für Vollarbeiter der höchsten tariflichen Altersstufe in Hauptorten.

lichen Voraussetzungen noch als erfüllt betrachtet werden, wenn die Gründung einer förmlichen Pensionskasse erst in derselben Generalversammlung ernstlich beschlossen wird, die über die Zuwendungen beschließt, dann muß aber der Steuerpflichtige sofort geeignete Schritte unternehmen, die die Kasse wirklich zu bilden.

Bemerkenswert ist, daß das Finanzgericht die Ansicht des Finanzamtes, daß Befreiungen zugunsten von Gesellschaften, deren Gesellschafter zugleich Geschäftsführer seien, nicht möglich seien, für falsch erklärt hatte. (R. F. H. I 14. 7. 25.)

3. Arbeitsrecht. Aussperrungsvermerk auf den Entlassungsscheinen. — Eine Entscheidung des Gewerbegerichtes Magdeburg bezeichnet den Vermerk auf dem Entlassungsschein „Entlassen wegen Aussperrung, hervorgerufen durch Teilstreik“ als unzulässig, da § 113, Abs. 1, Gew.-Ord. ausdrücklich bestimme, daß sich das Zeugnis nur über Art und Dauer der Beschäftigung auszusprechen habe, und daß es sich auf diese zwei Punkte zu beschränken habe, wenn ein weiterer Zusatz nicht verlangt werde.

In einem anderen Falle hat sich das gleiche Gericht auf den Standpunkt gestellt, daß der Entlassungsschein kein Zeugnis, sondern eine Abgangsbescheinigung im Sinne des § 1 der Ausführungsvorschriften zur Verordnung über die Erwerbslosenfürsorge vom 25. 3. 1924 sei. Das Gericht kam daher in diesem zweiten Falle zu der Entscheidung, daß der genannte Vermerk über den Entlassungsgrund auf dem Entlassungsschein zulässig sei. Der Entlassungsschein sei mit dem Zeugnis im Sinne des § 113, Abs. 1 der Gew.-Ord. nicht identisch und sei nicht zur Vorlegung für einen neuen Arbeitgeber, sondern nur für das Arbeitsamt bestimmt. Es sei daher unbedenklich, wenn der Arbeitgeber in diesem Schein den Grund der Entlassung angebe. Wolle sich der Arbeitnehmer bei Bewerbung um eine neue Stelle über Führung und Leistung ausweisen, so stehe ihm frei, ein Zeugnis nach § 113 Gew.-Ord. zu fordern.

b) Schadensersatzpflicht von Gewerkschaftsbeamten. — Gewerkschaftsbeamte, die veranlassen, daß Arbeitnehmer wegen Zugehörigkeit zu nationalen Verbänden entlassen werden, können von diesen Arbeitnehmern Schadensersatzpflichtig gemacht werden. Es geht unter keinen Umständen an, daß man einen andern brotlos macht, nur weil dieser nicht derselben politischen Richtung angehört. Es würde zu unhaltbaren Zuständen führen, wollte man einer Partei oder Organisation das Recht einräumen, Andersgesinnte aus ihrem Arbeitsverhältnis zu verjagen. So weit darf der Druck einer Organisation nicht reichen. Der Beklagte hat die Entlassung des Klägers aus seinem Arbeitsverhältnis erzwungen. Dadurch ist dieser längere Zeit arbeitslos geworden und hat selbstverständlich einen Schaden erlitten. Für diesen Schaden ist ihm der Beklagte gemäß § 826 BGB. ersatzpflichtig, da dieser ihm in einer gegen die guten Sitten verstoßenden Weise vorsätzlich Schaden zugefügt hat. (LG. Magdeburg I. 7. 25.)

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

Verordnung über die Eintragung der Aufwertungsbeiträge von Hypotheken und anderen dinglichen Rechten. Vom 9. Oktober 1925. (R. Anz. Nr. 237.) Der Aufwertungsbeitrag wird bei der Eintragung im Grundbuch in Goldmark beziffert. Eine Goldmark entspricht dem vom Reichswirtschaftsminister im Reichsanzeiger mitgeteilten Preis von $\frac{1}{2700}$ kg Feingold in London am Tage der Fälligkeit des Aufwertungsanspruches. Bereits geschehene Aufwertungseintragungen werden nachträglich von Amts wegen hiernach berichtigt.

Verordnung über die Verlegung der zur Durchführung der Aufwertung von Industrieobligationen und verwandten Schuldverschreibungen bestimmten Termine. Vom 29. September 1925. (RGBl. Teil I, S. 383.) Die Anmeldefrist für Aufwertung der bei Banken zur Einlösung eingereichten, bereits ausgelosten oder gekündigten Schuldverschreibungen ist bis 30. November 1925; die Frist für die Klage auf Anerkennung des Aufwertungsanspruches oder auf Herausgabe der Verschreibungen ist bis 31. Januar 1926 verlängert.

Verordnung über die Aufforderung zur Anmeldung des Altbesitzes von Industrieobligationen. Vom 29. August 1925. (R. G. Bl. I, S. 384.) Veröffentlicht das Muster für die Form, in der die Aufforderung zur Anmeldung des Altbesitzes von Schuldverschreibungen für die Aufwertungen in den Zeitungen und im Reichsanzeiger zu erfolgen hat. Der Ablauf der Frist für die Anmeldung liegt erst einen Monat nach der Aufforderung im Reichsanzeiger in der vorgeschriebenen Form. Nicht entsprechende Aufforderungen müssen also nachgeholt werden, um die Frist in Lauf zu setzen.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Vortrag mit Lichtbildern.

Am Donnerstag, den 5. November 1925, abends 8 Uhr öffentlich im Hörsaal 120 der Technischen Hochschule zu Charlottenburg, Berliner Str. 171/172, von Herrn Professor Dr. Kaßner über „Das

Orion-Wasserkraftwerk im Rilagebirge (Bulgarien)“, veranstaltet von der Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik (Akotech), Berlin SW. 48, Verlängerte Hedemannstr. 8.

Im Anschluß an den Vortrag Besprechung.

Gäste, Damen und Herren, willkommen. Eintritt frei.