DER BAUINGENIEUR

11. Jahrgang | 5. Dezember 1930 | Heft 49

BERICHT DES DEUTSCHEN STAHLBAU-VERBANDES ÜBER DAS GESCHÄFTSJAHR 1929/30.

Von Direktor Dr. jur. Gustav Oelert, Geschäftsführer des Deutschen Stahlbau-Verbandes.

Die Entwicklung der Wirtschaft war in den Jahren 1929 und 1930 zunächst von großen Erwartungen getragen. Nachdem sich mehr und mehr die Undurchführbarkeit des Dawesplanes gezeigt hatte, hoffte man nunmehr zu einer Lösung des Reparationsproblems zu kommen, die sowohl nach der politischen als auch nach der wirtschaftlichen Seite hin die Voraussetzungen schaffen sollte, an einen wirklichen, erfolgreichen Wiederaufbau der Wirtschaft herantreten zu können. Ein volles Jahr hat man zur Neuordnung der Beziehungen Deutschlands zu seinen Gläubigern gebraucht. Scharf voneinander abweichend stehen sich die Meinungen über das Erreichte gegenüber. Die Zukunft wird lehren, auf welcher Seite die richtige Auffassung von den Dingen ist. In der Gegenwart steht jedenfalls zunächst fest, daß der deutschen Gesamtwirtschaft die in Aussicht gestellte Erleichterung nicht zuteil geworden ist. Brachten die monatelangen Verhandlungen mit ihrem Auf und Ab schon eine erhebliche, z. T. verhängnisvolle Unsicherheit in alle wirtschaftlichen Entschließungen, so folgten bald schwere Enttäuschungen, nachdem sich zeigte, daß die optimistisch genährten Erwartungen nicht in Erfüllung gingen.

Zusammenbrüche von wirtschaftlichen Unternehmungen, die auf jahrzehntelanger, gesunder Entwicklung beruhten, folgten in einer Zahl und in einem Umfang, die man nicht für möglich gehalten hätte. Skandale — ebenfalls in einem nie geahnten Ausmaß — in einer Reihe von öffentlichen Verwaltungen ließen die uferlose Vergeudung öffentlicher Gelder erkennen und untergruben das allgemeine Vertrauen nicht minder wie das vielfache Versagen mancher im öffentlichen Ansehen ganz besonders hochstehender Stellen.

Die gesamte öffentliche und private Wirtschaft geriet in erschreckende Kapitalarmut; trotz aller Reichsbankdiskontsenkungen waren langfristige Anleihen zu ermäßigtem Zinssatz nicht zu haben, die Zahl der Konkurse und Zwangsvergleiche stieg ständig an und unaufhaltsam wuchsen soziale Lasten und Steuern der verschiedensten Art. Die Folge war eine Wirtschaftsdepression, wie sie in ihrer Schwere und Nachhaltigkeit in Deutschland noch nicht dagewesen ist. Leider ist es kein Trost für Deutschland, daß eine ähnliche Krise mit Ausnahme weniger Länder, wie z. B. Frankreich, die gesamte Weltwirtschaft erfaßt hat. Die Krise wird dadurch nur vertieft, ihr Ende unabsehbarer. Auch wird die Gefahr immer größer, daß der deutsche Markt ohne ausreichenden Zollschutz von fremden, namentlich amerikanischen, Waren überschwemmt wird.

Drakonische Mittel werden notwendig sein, um die Reichsfinanzen zu sanieren, um eine Grundlage für die wirkliche Erholung zu schaffen. Ist das geschehen, so wird auch eine Senkung des gesamten Preisstandes eher möglich sein, die heute an Steuer- und Soziallasten und einem unhaltbaren Lohnniveau scheitert. Tritt hier eine Wandlung zum Besseren ein, so können wir daran denken, die deutsche Wirtschaft auf dem Auslandsmarkt wieder wettbewerbsfähig zu machen und sie im Inlande von der ungeheuren Arbeitslosigkeit mit ihren verheerenden finanziellen Folgen zu befreien.

Jede verantwortungsbewußte Stelle wird bereit sein, die Opfer zu bringen, die notwendig sind, um diese Ziele zu erreichen. Aufgabe der Regierung ist es, weit mehr als bisher die Richtigkeit der getroffenen Maßnahmen zu beweisen und namentlich das Umsichgreifen eines wirtschaftlichen Defaitismus zu verhüten, der das unentbehrliche Vertrauen zur deutschen Wirtschaft zerstört.

Bei dieser Lage der Gesamtwirtschaft kann es nicht überraschen, daß das geschäftliche Ergebnis des abgelaufenen Geschäftsjahres ein recht betrübliches Bild bietet. Die Inlandsaufträge sind weiterhin zurückgegangen und zwar gegenüber 5% im Geschäftsjahr 1928/29 um weitere 26%! In verschärftem Maße litten die Betriebe weiterhin unter den Folgen einer obendrein höchst ungleichmäßigen Beschäftigung. Im Gesamtdurchschnitt liegt die Beschäftigung der Firmen bei kaum 60% der Produktionsmöglichkeit.

Demgegenüber ist es nur ein kleiner Trost, daß sich die Ausfuhr um etwa 38% steigern ließ. Inland und Ausland (zusammen genommen) ergeben immer noch einen Rückgang von 40 000 t. Zudem ist es, entsprechend der Verschlechterung auf dem Weltmarkt, nicht möglich gewesen, wie im vergangenen Jahr wenigstens in einer Reihe von Fällen, auskömmliche Preise bei der Ausfuhr zu erzielen. Scharf von der in- und ausländischen Konkurrenz umkämpft, ist der Auslandsmarkt auf den früheren Zustand zurückgesunken, bei dem man sich damit abfindet, durch die Auslandsaufträge die Beziehungen zum Ausland zu pflegen und durch die hereinkommende Arbeit die Werkstätten vor völligem Erliegen zu bewahren.

Im Gegensatz zum allgemeinen Ausfuhrgeschäft hat sich das Reparationsgeschäft entwickelt. Hier ist ein Rückgang von etwa 50% zu verzeichnen. Diesem schlechten Ergebnis entsprechen auch die erzielten Preise. Das Reparationsgeschäft hat von jeher für die deutsche Stahlbau-Industrie eine schwere Enttäuschung bedeutet. Ganz besondere Schwierigkeiten werden noch mit Frankreich zu überwinden sein, wo vor dem Abschluß des Young-Planes unter dem Druck der bevorstehenden Neuregelung des Sachlieferungsgeschäfts versucht wurde, Reparationsgeschäfte in einem Umfange zustande zu bringen, der den zur Verfügung stehenden Mitteln bei weitem nicht entspricht. Wenn im Neuen Plan vorgesehen ist, daß die Reparationslieferungen von Jahr zu Jahr abnehmen, um im Jahr 1939 überhaupt ihr Ende zu erreichen, so stellt diese Regelung einen bedauerlichen Ausfall an Arbeitsmöglichkeit, auch für die Stahlbau-Industrie, dar.

Wie immer in Zeiten einer Depression gestaltet sich das innere Verbandsleben besonders rege, leider nur nach der weniger angenehmen Seite hin. Eine auf Pflege der Individualität aufgebaute Verbandstätigkeit vermag nicht die, je schlechter die Zeiten werden, um so deutlicher sich durchsetzenden Schärfen des Wettbewerbes unter den Mitgliedern auszugleichen. So stürzte auch das abgelaufene Jahr den Verband in eine Krisis, die letzten Endes in der beginnenden Stärke der Wirtschaftsdepression ihre Ursache hatte, indessen ihren äußeren Anlaß in der Begegnung von Interessengegensätzen fand. Ein Zeichen der inneren Kraft des Verbandes war es, daß auch diese Krisis ohne Schaden überwunden wurde.

Wir begrüßen es, daß es ausgangs 1929 gelang, die ablaufenden Verbände der Eisen schaffenden Industrie zu erneuern. Die Eisenverarbeitung hätte — auf lange Sicht gewertet — von einer Unordnung in den Kreisen der Eisenerzeugung keinerlei Vorteil, eher das Gegenteil zu erwarten. Mit um so größerem Interesse verfolgen wir die Mißerfolge, die in jüngster Zeit in der internationalen Rohstahlgemeinschaft aufgetreten

sind. Weitere Rückschläge aus diesen Vorgängen dürften zu erwarten sein, die sicherlich das deutsche Ausfuhrgeschäft nicht erleichtern und die Entwicklung von der erstrebenswerten Grundlage der Angleichung der Weltmarktpreise an die deutschen Inlandpreise wieder erheblich abdrängen werden.

Mit der Verlängerung der Eisenverbände war auch das Fortbestehen des Avi-Abkommens gesichert. Im einzelnen schweben über seine weitere Fortführung noch Verhandlungen, die sich, abgesehen von geplanten Neuerungen in der Durchführung auf Grund von praktischen Erfahrungen darauf beziehen, daß die Rückvergütung abhängig sein soll von der Verpflichtung zum ausschließlichen Bezuge des Eisens von den Werken der Rohstahlgemeinschaft. Noch immer werden gegen die Annahme dieser Regelung Bedenken vorgebracht, wiewohl die Berechtigung dafür nicht bestritten werden dürfte, daß es nicht unbillig ist, nur solches Material in die Rückvergütung einzuschließen, das von den Werken der Rohstahlgemeinschaft stammt.

Neben dieser Frage ist dann von Bedeutung der alte Wunsch der Eisenverarbeitung, mit den der Eisen schaffenden Industrie angeschlossenen verarbeitenden Werken sich endgültig zu verständigen, einerseits hinsichtlich eines lückenlosen Zusammenschlusses in den betreffenden Verbänden, andererseits auch hinsichtlich der Aufteilung der Produktionsprogramme. Selbstverständlich gehen die mehr auf ein allgemeines Ziel gerichteten Arbeiten weiter, insbesondere soweit Fragen der Qualität des deutschen Eisens und die Güte- und Abmessungsüberpreise für Inland und Ausland in Betracht kommen. Auch die Überwachung der Gestaltung der Händlerpreise sei hier erwähnt. Die Belange des Verbandes in der Avi nimmt nach dem Tode des Herrn Dr. Knackstedt Herr Dr.-Ing. e. h. Moritz Klönne, Mitinhaber der Firma Aug. Klönne in Dortmund, wahr.

Ausgehend von dem bekannten Oeynhausener Schiedsspruch haben mit Wirkung vom 1. Juni 1930 die Eisengrundpreise eine Ermäßigung um RM 4.—/t erfahren. Wir begrüßen diesen ersten Schritt zur Senkung der Selbstkosten und sind unsererseits bereit, nicht nur alle Maßnahmen zur Senkung des inländischen Preisstandes wirksam zu unterstützen, sondern nach dieser Richtung hin auch in den eigenen Reihen alles Erforderliche zu tun. Freilich darf hierbei nicht übersehen werden, daß die Stahlbau-Industrie mit keinerlei kartellierten Preisen arbeitet. Die Preisbildung hat sich bei unseren Erzeugnissen immer nach Angebot und Nachfrage gerichtet und ist dem allgemeinen Arbeitshunger schon laufend gefolgt.

Soll es auf dem beschrittenen Wege mit Erfolg weitergehen, so wird vor allem zu wünschen sein, daß die Abbaumaßnahmen weniger von behördlichen Verordnungen getragen werden als besonders von dem vollen Verständnis der Arbeiter- und Angestelltenschaft. Gelingt es, diese Kreise von der jetzt noch aller Orten zu beobachtenden rein gewerkschaftlichen Beurteilung der Frage abzubringen und dafür die innere Verbundenheit zwischen Werk und Arbeiter und Angestellten zu setzen, so dürfte ein gut Stück des Erstrebten gewonnen sein.

Auf dem Gebiet der Außenhandelspolitik kam man mit Polen nach 5jährigem Verhandeln — wenn auch nicht zu einem Handelsvertrag mit Tarifabreden und Zollbindungen — so doch wenigstens zu einem Handelsabkommen auf der Grundlage der Meistbegünstigung und damit zu einem gewissen Abschluß des Handelsvertrag-Systems Deutschlands. Der Vertrag bedarf noch der Ratifizierung durch beide Länder. Auch an dieser Stelle sei zum Ausdruck gebracht, daß keinerlei Anlaß besteht, mit den Ergebnissen der seit 1924 zustande gekommenen Handelsverträge, auch an einem nur bescheidenen Maßstab gemessen, zufrieden zu sein. Kaum übersteigbar drohen unserer Ausfuhr noch überall hohe Zollschranken und daneben oft noch besondere einfuhrhemmende Verwaltungsmaßnahmen (Bevorzugung der heimischen Industrie auch im Fall höherer Preise). Nur der Qualität unserer Arbeit, getragen von einer weitgehenden konstruktiven Überlegenheit — gemischt freilich mit dem bitteren Tropfen der unzulänglichen finanziellen Ergebnisse — verdankt die Ausfuhr ihre Erfolge. Es rächt sich auch hier, daß das wirtschaftlich so schwache Deutschland immer als erster der Staaten die praktischen Folgen aus den Beschlüssen des Völkerbundes nach Abbau der Zollschranken ziehen zu müssen glaubt und mit für Verhandlungen völlig unzulänglichen Zollsätzen an die Auseinandersetzungen mit unseren Gegnern herangeht. Aufgabe der nächsten Jahre muß es sein, hier die Erfolge zu erzielen, die notwendig sind, um von einer gegebenen Exportmöglichkeit deutscher Konstruktionen nach dem Weltmarkt überhaupt ernsthaft sprechen zu können. Noch heute liegen die Zollsätze von für unseren Export wichtigen Ländern bei einem Satz für die Tonne von etwa RM 379,— (Spanien), RM 337,— (Tschechoslowakei), RM 250,— (Rumänien), RM 219,— (Polen), RM 205,— (Italien), um nur wenige Beispiele zu nennen. Neue Handelsverträge wurden abgeschlossen, bezw. bestehende abgeändert, mit Österreich, Finnland, Ägypten, Rumänien und der Türkei.

Es mag dahingestellt bleiben, ob die Arbeiten des Völkerbundes für die Schaffung eines internationalen Zolltarifschemas geeignet sein werden, den Boden abzugeben, auf dem eine durchgreifende Reorganisation erfolgen kann. Aller Skepsis zum Trotz haben wir uns an diesen Arbeiten weiter beteiligt. Sie sind nunmehr so weit gediehen, daß das Schema in seinen Grundzügen, wenigstens soweit die deutsche Auffassung in Betracht kommt, fertiggestellt und eine Bezeichnung für unsere Erzeugnisse in der Form „Stahlbauteile aller Art" gefunden ist.

Die nunmehr durchgeführte Räumung der noch besetzten Gebiete hat endlich die letzten Reste fremder Herrschaft am Rhein beseitigt. Bedauerlich im höchsten Grade ist es, daß das Saargebiet in die Abmachungen nicht mit einbezogen wurde und dieses Land immer noch der deutschen Zollhoheit entzogen ist. Die deutsche Stahlbau-Industrie ist an der Reglung der Verhältnisse hier sehr interessiert. Manche Schwierigkeiten werden zutage treten, die aber bei gutem Willen zu überwinden sein werden.

Die schwere finanzielle Belastung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft machte es unmöglich, Tarifwünsche unserer Industrie zu verfolgen. Es muß als ein gewisser Erfolg angesehen werden, daß bei der letzten Tariferhöhung (Neuordnung des Expreß- und Stückguttarifes vom 1. 6. 30) die Wagenladungsklassen und auch wichtige Ausnahmetarife, wie A. T. 35 (Seehafenausnahmetarif) und A. T. 35 a (Ausfuhr über die trockene Grenze) nicht betroffen worden sind. Diese Tatsache beweist indessen auch, daß die Frachtgüter der Wagenladungsklassen eine weitere Belastung zu tragen nicht mehr imstande gewesen sind.

Die sich nun fast über 2 Jahre hinziehenden Verhandlungen über die Einengung der Anwendungsbedingungen und die Heraufstarifierung der Tarifstelle „Baugerätschaften, gebrauchte", sind noch nicht beendet, doch kann immerhin als sicher angenommen werden, daß die befürchtete Heraufstarifierung vermieden und daß auch an den Grundlagen der Tarifstelle weiterhin festgehalten wird. Bei der geplanten Neufassung der Tarifstelle würden Verbesserungen gegenüber früher darin zu erblicken sein, daß der Versand zur Verwendung oder Lagerung „im eigenen Betriebe" nicht mehr Voraussetzung für die Anwendung des Tarifes sein soll. Die Beschränkung des Anwendungsbereichs auf „die Rohbau-Ausführung von Hochbauten", „Ausführung von Tiefbauten" und auf den „Abbruch von Hoch- und Tiefbauten" und die Ausschaltung der Montagearbeiten des Maschinenbaues und Arbeiten der Baunebengewerbe dürfte unsere Industrie nicht unmittelbar berühren. Nachteilig für unsere Interessen dürfte die beabsichtigte Bestimmung sein, daß „Baubuden und Baracken und deren Einrichtungen" nicht mehr als Baugeräte, sondern unter den hierfür gültigen Sondertarifstellen verfrachtet werden sollen.

Die jahrelange Streitfrage der Anwendung des allgemeinen Vertragsstempels bei jeder Lieferung und Bestellung von Stahlkonstruktionen — wenigstens soweit Preußen in Frage kommt — konnte bislang noch nicht erledigt werden. Der zur endgültigen Klärung herausgegriffene Fall steht jetzt zur Ent-

scheidung vor dem Reichsgericht heran. Die beiden unteren Instanzen haben gegen die Auffassung unserer Industrie entschieden.

Eine andere ebenfalls durch Jahre sich hinziehende strittige Angelegenheit, die Frage der Versicherungspflicht der Vorzeichner, ist nun endgültig durch eine Entscheidung des Reichsversicherungsamtes im Sinne unserer immer vertretenen Auffassung geklärt worden. In der Entscheidung hat der Standpunkt des Deutschen Werkmeisterbundes, daß durch die Bestimmung von Berufsgruppen der Angestelltenversicherung vom 8. 3. 1924 die Angestelltenversicherungspflicht aller Vorzeichner ausgesprochen sei, keine Anerkennung gefunden. Es ist vielmehr generell dahin entschieden worden, daß nur die nach dem Skizzensystem arbeitenden Vorzeichner versicherungspflichtig sind, während nach dem Werkstattsystem arbeitende Vorzeichner der Versicherungspflicht nicht unterliegen.

Bei den immer schwieriger werdenden wirtschaftlichen Verhältnissen war es selbstverständlich, daß der Verband mit besonderer Gründlichkeit sich dem Ausbau seiner Werbetätigkeit widmete, um wenigstens auf diesem Wege ein Mögliches zur Beschaffung von Arbeit zu tun, eine Tätigkeit, die trotz aller Schwierigkeiten auch nicht ganz ohne Erfolg geblieben sein dürfte. Wir hoffen auch, hierbei von der uns selbst gestellten Aufgabe rein sachlicher Arbeit nicht abgewichen zu sein. Unter diesem Gesichtspunkte konnten wir auch gern einer Vereinbarung mit der Eisenbeton-Industrie zustimmen, in der man zum Ausdruck brachte, sich auf sachliche Propaganda zu beschränken, jeden unsachlichen Kampf aber zu vermeiden.

Mit den Technischen Hochschulen standen wir wie bisher in enger Fühlung und konnten, abgesehen von unseren regelmäßigen Beiträgen, den Wünschen um Beihilfen zu Exkursionen, besonderen Studienaufgaben oder Einrichtungen entsprechen. Der Verband übernahm die Kosten der Drucklegung bezw. leistete Zuschüsse für eine Reihe von Doktor-Dissertationen aus dem Gebiete des Stahlbaues. Für die Durchführung von Schweißversuchen zur Erlangung der Doktorwürde wurden ebenfalls Mittel zur Verfügung gestellt.

Wie vorausgesehen, gewann im Berichtsjahr die Frage der Praktikanten weiterhin an Bedeutung, nachdem das neue Merkblatt für die Praktikantenausbildung in Kraft getreten ist. An der Ausarbeitung dieser Bestimmungen nahmen wir lebhaften Anteil. Leider gelang es bei der außerordentlich schlechten Lage der Werke nicht, Praktikantenstellen von den Firmen in ausreichender Anzahl zur Verfügung gestellt zu erhalten. Es muß in der kommenden Zeit unbedingt ein Weg hierfür gefunden werden, um den wegen der vielen jetzt notwendig gewordenen Verschiebungen der praktischen Arbeitszeit noch steigenden Anforderungen entsprechen zu können.

Der im Herbst 1930 gegründeten Internationalen Vereinigung für Brücken- und Hochbau trat der Verband korporativ bei; außerdem erwarb noch eine Reihe von Firmen die Einzelmitgliedschaft. Aufgabe der Vereinigung ist, auf dem Gebiete des Brücken- und Hochbaues die internationale Zusammenarbeit der Vertreter der Wissenschaft, der Industrie und des Bauwesens zu sichern, sowie den Austausch von Gedanken und die Bekanntgabe von Versuchsergebnissen und Erfahrungen zu fördern. Dieser Zweck soll erreicht werden durch Abhaltung von Kongressen in Abständen von drei bis fünf Jahren, durch die Herausgabe von Berichten und Mitteilungen und schließlich durch Anregung von wissenschaftlichen Untersuchungen und praktischen Versuchen. In der Vereinigung ist Deutschland die zentrale Bearbeitung der Schweißfrage zugefallen. Wir erhoffen von der Vereinigung eine tatkräftige Förderung der Zusammenarbeit der Nationen auf den in Betracht kommenden Arbeitsgebieten; die Unterstützung der Vereinigung durch die Firmen des Verbandes ist dringend zu wünschen.

Die seit längerem geplanten Arbeiten zur weiteren Klärung der Frage der Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen sind in Angriff genommen. Wir erfreuen uns hierbei der tatkräftigen Mitarbeit des Reichsvereins Deutscher Feuerwehr-Ingenieure und einer Reihe behördlicher Stellen. Ein Versuchsprogramm ist aufgestellt, mit seiner praktischen Durchführung wird demnächst begonnen.

Der Ausschuß für Versuche im Stahlbau und dessen Unterausschüsse haben im Berichtsjahr vier Sitzungen abgehalten.

Die Auswertung der Knick- und Druckversuche ist beendet. Der von Professor Rein, Breslau, erstattete Bericht über diese umfangreichen Versuche erscheint demnächst im Rahmen der „Berichte des Ausschusses für Versuche im Stahlbau". Wegen der näheren Einzelheiten sei hier auf die Ausführungen dieses Berichtes verwiesen, ferner auf die Arbeit von Geheimrat Zimmermann „Lehre vom Knicken auf neuer Grundlage", zu deren Fertigstellung dem verehrten Verfasser an dieser Stelle die Glückwünsche des Verbandes ausgesprochen seien.

Ferner wurde die wichtige Frage der Schweißung im Stahlbau weiter gefördert. Die seinerzeit in dem Versuchs- und Materialprüfungsamt an der Technischen Hochschule Dresden statisch geprüften fünf geschweißten Fachwerkträger[1] wurden nach Wiederherstellung dynamischen und röntgenologischen Untersuchungen unterworfen und haben bezüglich der Bruchlast die in sie gesetzten Erwartungen bestätigt. Außerdem wurden geschweißte Modellträger, zum Teil aus Rohren, paarweise zu räumlichen Gebilden gekuppelt und mit einer der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gehörenden Schwingungsmaschine in Minden untersucht, wobei sie gute Steifigkeit aufwiesen. Im Berichtsjahr wurde ferner die erste deutsche vollständig geschweißte Eisenbahnbrücke, ein Blechträgerüberbau von 10 m Spannweite, dessen Konstruktion im Unterausschuß für Schweißen im Stahlbau eingehend beraten worden war, dem Betrieb übergeben, nachdem sie vorher versuchsweise in die Dammstrecke einer Umgehungsbahn des Reichsbahndirektionsbezirkes Münster eingebaut war und sich im Probebetriebe sowie bei Schwingungsversuchen einwandfrei verhalten hatte[2]. Eine weitere Versuchsreihe mit geschweißten Einzelverbindungen, z. B. Stößen, Trägeranschlüssen und Rahmenecken verschiedener Konstruktion, wie sie insbesondere im Hochbau vorkommen, ist z. Zt. in Durchführung begriffen.

Die seit einigen Jahren in der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart durchgeführten Dauerversuche mit Nietverbindungen aus verschiedenen Baustählen nahmen ihren Fortgang. Diese Versuche, welche zur möglichsten Annäherung an die Verhältnisse im Bauwerk mit langsamen Lastwechseln — im Mittel 2 bis 3 je Minute — und mit genieteten Versuchskörpern in natürlicher Größe arbeiten, nehmen viel Zeit in Anspruch und können noch lange nicht als abgeschlossen gelten. Parallel hiermit liefen Schwingungsversuche mit genieteten Modellfachwerkträgern von 9 m Stützweite, welche mit Hilfe der Schwingungsmaschine der Reichsbahn in Minden Schwingungen — im Mittel etwa 7 bis 8 je Sekunde — unterworfen wurden, die einer vieljährigen Betriebsdauer entsprechen. Die vorläufigen Ergebnisse all dieser Versuche zeigen, daß sich vielfältige Einflüsse bei Dauerbeanspruchungen im Bauwerk überlagern. Die Versuche werden weiter fortgesetzt, wobei versucht werden soll, die einzelnen Einflüsse soweit als möglich voneinander zu trennen.

Im Berichtsjahr wurden ferner Versuche eingeleitet zur Feststellung der Mitwirkung des Mantel-Betons bei Stützen und Deckenträgern bei der Lastaufnahme. Diese Versuche sollen vor allem dazu dienen, die Stahlkonstruktion von Geschoßbauten leichter zu gestalten.

Abgesehen von den genannten Versuchen wurde noch eine Reihe von sonstigen wissenschaftlichen Arbeiten auf dem Ge-

[1] Vgl. Zeitschrift des V.D.I. 1929, Heft 49: Gehler „Versuche mit geschweißten Fachwerkträgern".

[2] Vgl. Bautechnik 1930, Heft 22: Schaper „Die erste geschweißte Eisenbahnbrücke für Vollbahnbetrieb".

biete des Stahlbaues, wie z. B. bestimmte Schweißversuche, Dehnungs- und Schwingungsmessungen, Winddruckversuche u. a., mit Geldbeihilfen bedacht. Die Niet- und Schweißversuche wurden auch in diesem Jahr von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, die Nietversuche außerdem vom Verein deutscher Eisenhüttenleute unterstützt, wofür an dieser Stelle der Dank des Verbandes ausgesprochen sei.

Von der Gemeinschaftsarbeit mit dem Deutschen Normenausschuß ist insbesondere die Neuherausgabe des seit Jahren vergriffenen Blattes DIN 1000, Normalbedingungen für die Lieferung von Stahlbauwerken, zu erwähnen. Die in dieser Hinsicht bestehenden Differenzpunkte sind ausgeräumt; doch werden noch weitere Verhandlungen nötig sein, um die Abänderung einiger für unsere Industrie unzweckmäßiger Forderungen zu erreichen.

Erwähnung verdient weiterhin das Blatt DIN 407, Niete und Schrauben, in dem für unsere Industrie nunmehr eine Regelung der Sinnbilder von Nieten auf Zeichnungen getroffen ist, welche dem Üblichen entspricht.

In einer Sitzung des Unterausschusses „Knickbeanspruchungen" wurden die vom Verband seit Jahren an das Preußische Ministerium für Volkswohlfahrt gestellten Anträge betr. Knickstäbe verhandelt. Einer Erhöhung des zulässigen Schlankheitsgrades wurde Raum gegeben, ebenso einer Ermäßigung der Querkraft zur Berechnung der Bindungen auf 1,5%. Im übrigen sollen die Vorschriften für zweiteilige Druckstäbe noch weiter durchgearbeitet werden. Entsprechende Erlasse des Wohlfahrtsministeriums sind in Vorbereitung.

Der Entwurf einer ergänzenden Baupolizeiverordnung für die Standsicherheit von Stahlskelett-Wohnungsbauten bis zu 5 Vollgeschossen hat zu ähnlichen Ortsgesetzen in Leipzig und Hamburg geführt. In Preußen ist ein entsprechender Erlaß wohl beabsichtigt, aber die Vorarbeiten des Ministeriums für Volkswohlfahrt hierfür sind noch nicht abgeschlossen.

Im Berichtsjahr erreichten die Verhandlungen mit der Zentrale der Berliner Städt. Baupolizei sowie im Preußischen Ministerium für Volkswohlfahrt bezüglich der geplanten Baugerüstordnung für die Stadtgemeinde Berlin ihren Abschluß. Der endgültige Entwurf ist nunmehr von den Preußischen Ministerien für Volkswohlfahrt, für Handel und Gewerbe sowie des Innern durchgesehen und dem Polizeipräsidenten von Berlin zur Weitergabe an den Oberbürgermeister zurückgereicht. Der Erlaß der Baugerüstordnung, in der im Rahmen des Möglichen die Eigenart von Stahlkonstruktionsmontagen ihre Berücksichtigung gefunden hat, steht für die nächste Zeit bevor[3]. Der frühere Plan der Herausnahme der Stahlbaumontagen aus der allgemeinen Gerüstordnung ist fallen gelassen.

Weiterhin wurden in Zusammenarbeit mit den Berufsgenossenschaften die Unfallverhütungsvorschriften der Eisen- und Stahl-Berufsgenossenschaften einer eingehenden Durcharbeitung unterzogen. An den Besprechungen haben Vertreter der maßgebenden Behörden sowie der Gewerkschaften ebenfalls mitgewirkt. Die Neuherausgabe ist noch in diesem Jahr zu erwarten.

Im Fachausschuß für Schweißtechnik beim Verein deutscher Ingenieure fanden in einer Sonderkommission unter Hinzuziehung von Vertretern der Baupolizeibehörden, der Reichsbahn und industrieller Kreise eingehende Beratungen statt, an denen auch wir teilgenommen haben, und die zur Aufstellung des inzwischen veröffentlichten Entwurfes „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten" führten. Damit ist, zunächst für Hochbauten, ein Hilfsmittel für Konstrukteur und Baupolizei geschaffen und eine empfindliche Lücke geschlossen, welche bisher die Einführung der Schweißtechnik auf dem Gebiete des Stahlbaues hinderte. In Anlehnung an den genannten Entwurf hat die Stadt Leipzig bereits ein Ortsgesetz herausgegeben. Auch für Preußen ist die Herausgabe eines entsprechenden Erlasses beabsichtigt[4].

Um Richtlinien für das Schweißen von stählernen Brücken zu bearbeiten, wurde ein Ausschuß gebildet, dem Vertreter der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, freie Wissenschaftler und Vertreter unserer Industrie angehören. Der Ausschuß hat seine Arbeiten aufgenommen.

Die „Vorläufigen Fertigungsvorschriften" der Reichsbahn sind im Berichtsjahr unter dem Titel „Technische Vorschriften für Stahlbauwerke" neu erschienen. Manche der von uns vertretenen Wünsche haben hierbei Berücksichtigung gefunden, so hat sich z. B. die Reichsbahn bereit erklärt, die Kosten für die Farbuntersuchungen künftig selbst zu übernehmen. Andere Fragen harren jedoch noch der Lösung, insbesondere die Fragen des Längsträgeranschlusses und des Zwischenanstriches der Zusammenbauflächen mit Bleimennige. Die Klagen aus unserer Industrie über Bleivergiftungen der Nieter und Gegenhalter hören nicht auf. Die diesbezüglichen Verhandlungen mit der Reichsbahn werden hoffentlich bald zu dem gewünschten Ziel führen.

Der seinerzeit eingeführte Baustahl St 52, welcher in verschiedener chemischer Zusammensetzung von verschiedenen Werken hergestellt wird, hat Verwendung für eine Reihe von Bauwerken gefunden. Nach eingehender Prüfung durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft ist eine Anzahl von Lieferwerken für bestimmte Erzeugnisse zugelassen. An den aus der Einführung des neuen Baustahls in die Praxis sich ergebenden Fragen und Beratungen haben wir regen Anteil genommen.

Mit dem Normenausschuß, dem Reichsbahn-Zentralamt und der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft sowie mit Vertretern der Eisen schaffenden Industrie fanden weitere Verhandlungen statt über die Aufpreis- und Abmaßfrage sowie die damit zusammenhängende Neugestaltung des Blattes DIN 1612. Von der Reichsbahn, sowie von uns und sonstigen Verbrauchern, wurde hierbei die Forderung aufgestellt, es bei der Zweiteilung der Abmaße für Formeisen zu belassen. Eine Einigung konnte bisher noch nicht erzielt werden. — Von Seiten der Erzeuger ist zu Anfang des Berichtsjahres eine Erhöhung des Abnahmeaufpreises für St 37, welcher für Brücken- und Ingenieurhochbauten der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft bestimmt ist, um RM 3,—/t eingeführt worden. Der Verband hat sich bemüht, diesen Aufpreis wieder rückgängig zu machen; ein Ergebnis der Verhandlungen steht bis jetzt noch aus.

Außer der bereits im vorigen Geschäftsbericht genannten Sitzung im Juli 1929 fand im Januar 1930 eine weitere Sitzung der „Kommission für wirtschaftliche Betriebsführung" statt. Zur Besprechung stand der von der Reichsbahn herausgegebene Entwurf zu Technischen Vorschriften für Stahlbauwerke. Außerdem wurden Fragen betriebswirtschaftlicher Art behandelt.

Im Ausschuß für Prüfingenieure für Statik haben wir weiter bei der Benennung von Prüfingenieuren beratend mitgewirkt und uns auch sonst an den Arbeiten dieses Ausschusses rege beteiligt.

[3] Die Gerüstordnung ist inzwischen nach Schluß des Geschäftsjahres erschienen.

[4] Dieser Erlaß ist inzwischen nach Schluß des Geschäftsjahres erschienen.

DER BAU DER STRASSENBRÜCKE „KÖNIG ALEXANDER I." ÜBER DIE SAVE BEI BELGRAD UND DIE VERBINDUNG VON BELGRAD NACH ZEMUN.

Von Baurat Dr.-Ing., Dr.-Ing. h. c. F. Bohny, Sterkrade.

Durch den Ausgang des Weltkrieges und die damit zusammenhängende Auflösung der habsburgischen Monarchie ist der früher nur zwischen Save und Donau gelegene serbische Staat zu einem machtvollen neuen Reiche angewachsen — Jugoslavien —, das zweifellos dazu bestimmt ist, künftig in allen Fragen, die den Orient und den Occident gemeinsam betreffen, eine führende, ja vielleicht ausschlaggebende Rolle zu spielen. Serbien sind durch die verschiedenen Friedensverträge zugefallen: von Alt-Österreich ganz Kroatien, Dalmatien mit den zahlreichen vorgelagerten Inseln, Bosnien und die Herzegowina, von Ungarn das ganze Banat, von Bulgarien der größte Teil von Mazedonien. Dazu kam noch durch den Wunsch der Bevölkerung selbst das frühere Montenegro. So ist aus Altserbien ein Staat geworden, der rund fünfmal größer ist als vor dem Kriege, die Bevölkerung ist von 2,6 Millionen vor dem Kriege auf heute rund 13,1 Millionen Einwohner angewachsen. Save und Donau haben aufgehört, Grenzströme zu sein, die Adria ist als freies Meer erreicht worden mit einem langen fruchtbaren Küstenstrich.

Entsprechend dieser ungeheuren Umwälzung sind der Regierung in Belgrad, der Hauptstadt von ganz Jugoslavien, Aufgaben erwachsen, die auch tatkräftigeren Politikern und Verwaltungsbeamten, als es die Altserben sind, Sorge bereitet hätten. Mit großer Energie und großem Fleiße ist man den gestellten Aufgaben aber auf den Leib gerückt. Neben einer umfassenden Neuorganisation der Verwaltung, die alles Neuland übernahm, waren es vor allem Probleme verkehrstechnischer Art, die zu bewältigen waren. Das Eisenbahnnetz[1], im Kriege zum Teil zerstört, war wieder herzustellen und vor allem zu erweitern, der Oberbau und die Verkehrsmittel waren wieder in Ordnung zu bringen, zu ergänzen und zu vervielfältigen, alle gesprengten Brücken waren wieder herzustellen, Betriebsmitteldepots und Reparaturwerkstätten waren an den Hauptknotenpunkten der Bahnen anzulegen und zu betreiben usw. Daneben waren Stromverbesserungen vorzunehmen, die Flußschiffahrt auf den Hauptströmen war neu und größer aufzubauen, die Küstenschiffahrt längs der Adria ganz neu einzurichten[2], die Hauptstädte und Orte mit Kanalisationen zu versehen usw. Das Schulwesen war im ganzen Lande, soweit es nicht altbewohnten Ländern von Österreich-Ungarn entstammte, auf breiter Grundlage neu einzurichten, die religiösen Gegensätze waren bei den verschiedensten Bevölkerungsarten — Christen, Mohammedaner, Juden und Alttürken — auszugleichen und noch vieles vieles mehr.

Als Mittel für alle diese Aufgaben standen der jungen jugoslavischen Staatsleitung zur Verfügung:

1. die ihr durch die Friedensverträge zugewiesenen Entschädigungsgelder — in bar und in Sachlieferungen —, vor allem diejenigen aus Deutschland,
2. die Einnahmen aus wertvollen Monopolen wie die aus Tabak, Zigarettenpapier, Streichhölzer, Salz, Petroleum usw.

Von den kleinen Gläubiger-Staaten ist Jugoslavien am besten mit Entschädigungsbeträgen bedacht worden. Nach dem Young-Plan stehen Jugoslavien insgesamt — bis Mitte 1939 — für Sachlieferungen rund 260 Millionen Reichsmark zur Verfügung. Damit und aus eigenen Mitteln soll nun alles, was im Lande nötig ist, geschaffen werden. Aber obwohl die Beträge an sich als sehr groß bezeichnet werden müssen, ist doch kaum damit allen Bedürfnissen restlos zu entsprechen, sodaß es innerhalb der Ministerien in Belgrad meist großer Beratungen bedarf, die Vordringlichkeit der einzelnen Anträge richtig abzuwägen und die Reihenfolge der Bauten und Einrichtung bestens festzustellen. Der zur Zeit in Jugoslavien herrschende politische Zustand, die Diktatur, wirkt sich in diesem Streit um die Verwendung der verfügbaren Mittel bestens aus. Denn letzten Endes entscheidet jetzt ein Machtwort des kommandierenden Generals und die früher oft hoffnungslosen Kämpfe unter den Volksvertretern im Parlamente, sind ausgeschaltet. Viele Vergebungen über Reparation sind durch diesen Umstand beschleunigt zur Entscheidung gebracht worden.

Die Hauptstadt des Landes, Belgrad, ist mit dem Lande gewachsen und große Aufgaben besonderer Art sind ihr erstanden. Mit einer Einwohnerzahl von nur 90 000 vor dem Kriege besitzt das Belgrad von heute eine Bevölkerung von nahezu 300 000 Seelen. Schon die Beschaffung von Unterkunft für all die neuen und wesentlich größeren Verwaltungen, dann für die rund 10 000 russischen Emigranten und den ganzen übrigen Zuzug erforderte

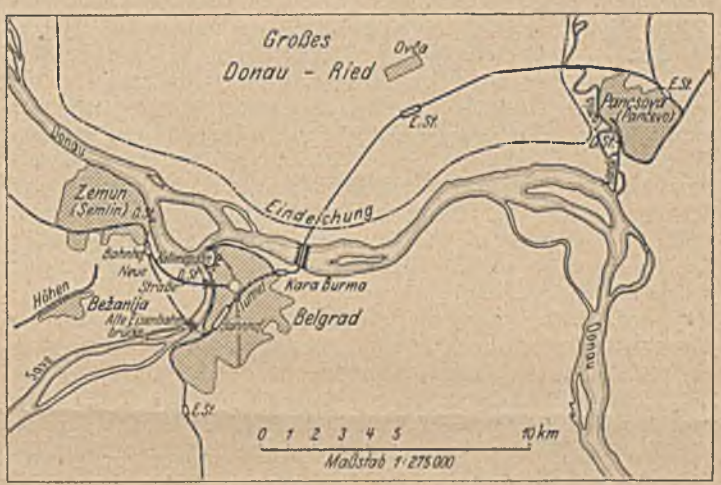


Abb. 1. Belgrad

ein Bautempo, wie es kaum je in einer europäischen Metropole notwendig und durchgeführt worden ist. Dem Reisenden, der vom Westen her mit der Bahn oder mit dem Schiff die Hauptstadt erreicht, erscheint die Stadt immer noch als die hochgebaute und viel berannte Feste, der Eckstein vom Balkan, um den Jahrhunderte lang der Osten mit dem Westen rang und der auch im Weltkriege noch seine Schuldigkeit als Rückhalt der serbischen Armee tat. Kalimegdan — die Feste — mit ihrem mächtigen Gemäuer aus der Türkenzeit ist heute zum großen Teil zu einem in Europa wohl einzig dastehenden Zierpark umgebaut worden, von dem aus der Blick bewundernd über den gewaltigen Donaustrom, über den Einfluß der schon mehrere hundert Meter breiten Save, über den Hafen längs dem stadtseitigen Ufer der Save, dann zum fernen und jetzt schon nahegelegenen Zemun — einst Österreichs Grenzstadt Semlin — mit den dahinter liegenden Bejania Höhen schweift, um in der Ferne sich über das fruchtbare Delta vom alten ungarischen Banat zu verlieren. An die Festung schließt sich ein stadtseitig gut angelegter Park an und dann folgt in vielen wohl angelegten und heute gut befestigten Straßenzügen die sich immer mehr verbreiternde Stadt selbst. Eine Anlage, die die Bewunderung aller Fremden erregt, auf die die Serben besonders stolz sind und die in keiner Weise in ihrer weiteren Entwicklung gehemmt werden kann und wird. Die Hauptstadt Belgrad, Abb. 1, von der aus man bislang nur per Schiff die gegenüberliegenden Ufer erreichen konnte, nun durch feste

[1] Altserbien besaß 714 Kilometer Bahn, Jugoslavien besitzt ab 1930 9086 Kilometer Bahnen, davon 1743 Kilometer Schmalspurbahnen.

[2] Die Hauptverkehrsplätze und Häfen von Jugoslavien sind z. Zt.: an der Donau Novisad, Belgrad, Pancevo, Apatin, Bezdan und Smederevo; an der Adria Suschak, Split (Export) Gruz (Import); in Griechenland eine freie Zone bei Saloniki; schließlich als Kriegshäfen Boka Kotorska, Catarro und Schibenik.

Brücken für den Eisenbahn- und Straßenverkehr mit den neuen Landesteilen zu verbinden, war eine der ersten und dringendsten Sorgen des neuen Landes. Über die Save bestand bereits die alte Eisenbahnbrücke, erbaut 1884 von Fives in Lille. Sie war gleich zu Beginn des Weltkrieges von serbischer Seite aus gesprengt worden, wurde dann während der Okkupation von österreichischen Pioniertruppen provisorisch wieder hergestellt, im Oktober 1918 von diesen wiederum zerstört, um dann nach Friedensschluß endgültig von serbischer Seite in den heutigen befahrbaren Zustand versetzt zu werden. Die Stützweiten sind $2 \times 86{,}1$ m und $3 \times 90{,}6$ m. Sie liegt am Ende eines langen Dammes, der von Zemun ausgeht und bildet die unmittelbare Einfahrt zum heutigen Hauptbahnhof von Belgrad. Es ist das die einzige und dadurch die wichtigste Verbindung mit dem Westen. Nach Norden, nach dem Banat, ist bislang gar keine Verbindung vorhanden, die früheren südungarischen Eisenbahnen endigen in Pancevo Stadt und Pancevo Hafen. Im Pancevohafen müssen alle Güter in Donauschuten umgeschlagen und mit Schlepper durch einen Anschlußkanal zur Donau und stromaufwärts zum Savehafen in Belgrad geschleppt werden. Seit Friedensschluß plante man daher in erster Linie den Bau einer Donaubrücke, aber erst Anfang 1927 kam der Vertragsabschluß mit einer Gruppe deutscher Tief- und Stahlbaufirmen zustande. Der Brückenbau ist z. Zt. voll im Gange, und es werden bis Ende des Jahres 1930 bereits fünf der insgesamt sieben großen eisernen Überbauten von 160 m Spannweite vollendet und übergeben sein. Mit acht Flutbrücken von je 32 m Spannweite — schweren Blechträgerbrücken — wird dann die sog. Eindeichung des Pancevoriedes erreicht und nur noch beim Übergang über die Tamis ist ein größeres Kunstbauwerk in Stahlkonstruktion nötig. Dazwischen sind Dämme vorgesehen, die Strecke endigt im Bahnhofe Pancevo Stadt. Die Donaubrücke wie die Brücke über die Tamis sind vorerst für eine eingleisige Eisenbahn und für eine zweispurige Straße eingerichtet. Die Donaubrücke ist aber so bemessen, daß später zwischen den beiden Hauptträgern noch ein zweites Gleis eingebaut werden kann, während der Straßenverkehr auf schwere beiderseits nach außen vorkragende Konsolen verlegt wird. Ende 1931 wird der Hauptteil des Vertrages über die Pancevobrücke erledigt sein, die Eröffnung der Strecke Belgrad-Pancevo Stadt wird dann abhängen von der Fertigstellung der Eindeichung, eine sehr große Arbeit, die Mitte Mai v. J. der französischen Gesellschaft von Batignolles in Paris übertragen worden ist. Für die Hauptpfeiler der großen Donaubrücke und für die drei Endpfeiler der Tamisbrücke ist pneumatische Fundierung mit eisernen Senkkästen vorgesehen worden.

Die Bahn nach Pancevo geht vom Hauptbahnhof in Belgrad aus, umfährt den Fuß der Feste Kalimegdan bis zum Schlachthof bei Kara Burma — der alten türkischen Richtstätte —, um dort in einer scharfen Kurve über fünf Eisenbetonbögen die eigentliche Brücke zu erreichen. Später ist beabsichtigt, einen unmittelbaren Anschluß vom Bahnhof zur Brücke zu erreichen mittels eines zweigleisigen Tunnels unter der Stadt hindurch. Der Vertrag für die Pancevobrücke sieht zum größten Teil Bezahlung über Reparationskonto vor. Nur die an Ort und Stelle aufzuwendenden Kosten — rund 35% beim Unterbau und rund 10% beim eisernen Überbau — werden unmittelbar von der jugoslavischen Regierung vergütet. Die Überbauten gelangen durchweg in St 37 zur Ausführung. Eine nähere Beschreibung des großen Bauwerkes dürfte sich hier erübrigen und es sei auf die bisherigen Veröffentlichungen der verschiedenen Firmengruppen verwiesen.

Als letzte und ebenso vordringliche Verbindung ist nun im Frühjahr dieses Jahres — am 8. April 1930 — der Vertrag über die Straßenverbindung zwischen Belgrad und Zemun zustande gekommen mit der Überbrückung der Save im Kernbild der Stadt. Die Brücke wird später den Namen des jetzigen regierenden Fürsten „Alexander I." tragen. Der neue Straßenzug geht auf Belgrader Seite vom Mittelpunkt des jetzigen Geschäftslebens, der Tarazije aus, durchbricht mit ziemlichem Gefälle eine größere Zahl ganz alter Häuserblocks, um beim großen Gebäude der Flußschiffahrt-Direktion die Hafenstraße, die Karadjordjeva Ulica und damit das Saveufer zu erreichen. Auf dem Gelände der Flußschiffahrt-Direktion befindet sich bereits der Hauptankerpfeiler der neuen Brücke, so daß das Gebäude vollständig niedergelegt werden muß. Davor steht dann, vorgerückt in die Flucht der künftigen Ufermauer für den Savehafen, der rechtsseitige Hauptpfeiler der Brücke. Von da ist die Save in einer einzigen Öffnung von 261 m Stützweite zu überspannen, so daß auf der Zemuner Seite für den Wasserabfluß nur noch eine Abspannöffnung und ein Endwiderlager einzuschalten bzw. zu errichten sind. Der Hauptteil der Brücke weist somit eine symmetrische Dreiteilung auf, deren Mittelteil sich in kühnem Anlauf über die Save mit ihrem großen und ständig mehr wachsenden Lade- und Schiffahrtsbetriebe schwingt. Vom linken Endwiderlager läuft dann die Straße zuerst noch ein Stück geradeaus, um daraufhin im leichten Bogen auf reiner Dammschüttung bis zum Bahnhofsvorplatz in Zemun zu führen. Neben einem völlig neu aufzubauenden Quartier auf dem Belgrader Westabhange der Stadt wird auf dem linken Saveufer durch den neuen Straßenzug ein neues großes Gelände erschlossen, das zweifellos in kürzester Zeit auch der Bebauung und der Besiedlung verfallen wird. Neben dem eigentlichen Brückenbau wird dieser somit auch große Aufgaben städtebaulicher Art bringen, und es ist zu erwarten, daß diese Aufgaben nach dem, was die Serben in den letzten Jahren an monumentalen Neubauten in Belgrad sich leisteten, auch in dieser Hinsicht nur großzügig und würdig des großen Landes ihre Lösung finden werden.

Zur Erzielung geeigneter Vorschläge für die Brückenanlage hatte das jugoslavische Bautenministerium nicht weniger als 3 Ausschreibungen veranstaltet, von denen die erste allgemein und öffentlich erfolgte, während beim zweiten und dritten Wettbewerb nur eine beschränkte Anzahl von Firmen zur Angebotsabgabe aufgefordert wurde. Dabei spielte die Art der Finanzierung des Bauwerkes immer mehr die entscheidende Rolle. Was beim Bau der Brücke nicht über deutsche Reparation bestellt werden konnte — deren Höhe später auf 5 Millionen Reichsmark beschränkt wurde —, sollte mit einem möglichst langjährigen Kredit errichtet werden. Aus diesem Grunde blieb beim letzten Angebot der Wettbewerb nur noch auf wenige Firmen bzw. Firmengruppen beschränkt. Aber gerade unter diesen war dann der Kampf bis zur Entscheidung außerordentlich hart und zähe, und selbst während der Abschlußverhandlungen mit der Gruppe, die zuletzt das billigste Angebot gemacht hatte, ist noch durch hohe Nachgebote usw. versucht worden, den Vertragsabschluß zu stören. Die jugoslawische Regierung hat in anerkennenswerter Weise sich nur an das Ergebnis der letzten Ausschreibung gehalten und dementsprechend entschieden.

Es sind 3 Verträge abgeschlossen worden:

1. ein Reparations-Vertrag zwischen dem Bautenministerium und der Gutehoffnungshütte in Oberhausen/Rhld. für die Lieferung und die Montage des stählernen Überbaues der Brücke, homologiert am 15. Mai 1930,
2. ein Finanzierungsvertrag zwischen dem Crédit Foncier des jugoslawischen Königreiches in Belgrad und der Sté. de Construction des Batignolles in Paris, der alle übrigen Zahlungen — also namentlich diejenigen in Dinar — regelt und der auch alle übrigen finanziellen Verpflichtungen enthält,
3. ein Bauvertrag für die ganze Brücke, Überbau, Unterbau und die Straße nach Zemun zusammen, enthaltend alle technischen Bedingungen für den Bau und den Damm nach Zemun, die Lieferfristen, die maßgebenden Kostenanschläge usw.

Gleichzeitig mit diesen Verträgen erhielten die beiden Firmen am 8. April ds. Js. eine Zuschrift des Finanzministeriums über die Befreiung der Leistungen und Lieferungen von allen Steuern, Zöllen, Zollspesen usw., wie dies bereits in den Ausschreibungsbedingungen zu den letzten Wettbewerben vorgesehen war. Durch einen besonderen Erlaß des Königs hat diese Zuschrift nachträglich Gesetzeskraft erhalten.

Der erste — allgemeine — Wettbewerb um die Brücke fand am 10. August 1929 seinen Abschluß. Die Bedingungen zu

diesem Wettbewerb erhielten unter anderem folgende Vorschriften:

System und Form der Brücke müssen so gehalten sein, daß sie der Umgebung des Bauwerkes und dem Blick auf die Stadt ästhetisch nicht schaden. Wegen des großen Verkehrs auf der Save und der vielen Manöver der Schiffe soll der Hauptstrom der Save mit einer einzigen Öffnung überbrückt werden, wobei beiderseits Treidelwege von 2,5 m Breite frei bleiben müssen. Auf Belgrader Seite haben die Seitenöffnungen genügend Platz für die Hafenzufahrt und die Karadjordjeva Ulica zu lassen, auf Zemuner Seite für den Hochwasserabfluß. Die freie Höhe über höchstem Hochwasser soll 12 m betragen[3], nur in der Nähe der Pfeiler dürfen unbedeutende Senkungen erfolgen. Die Straßenbreite soll 12 m, die der beiderseitigen Fußwege je 3 m betragen. Die Pfeiler der Hauptbrücke sind mit Natursteinen zu verkleiden und es sind an ihnen Niedergänge zu den Quais zu schaffen. Als Belastungen und Beanspruchungen für die Überbauten sind die deutschen DIN 1072 (für Brücken I. Klasse) und DIN 1073 anzunehmen. Alle wesentlichen Tragteile sollen aus St Si bestehen, für den Damm nach Zemun ist das Material von den Bejania-Hügeln bei Zemun zu entnehmen. Alternativvorschläge sind erlaubt. Als solche ist auch die Möglichkeit vorzusehen, den Stahlüberbau auf Reparation aus Deutschland zu beziehen. Die Finanzierung des ganzen verkehrsreifen Baues ist absolut sicher zu stellen.

Zum Termin vom 10. August 1929 wurden insgesamt 11 Angebote eingereicht, darunter 8 Vorschläge von deutscher Seite, zwei Vorschläge von französischer Seite und ein Vorschlag von einem russischen Civil-Ingenieur für eine Brücke aus armiertem Beton mit 3 Öffnungen über die Save. Nur die deutschen Vorschläge enthielten eingehend ausgearbeitete Entwürfe mit statischen Berechnungen, Einzeldarstellungen, Schaubildern usw. In der Hauptsache wurden für die Überbrückung der Save Hängebrücken oder Bogenbrücken mit einer Öffnung, dem Wunsche des Ministeriums entsprechend, vorgeschlagen, aber auch Balkenbrücken mit einer oder mehreren Öffnungen über die Save wurden eingereicht. Die Gewichte und Kosten der Angebote schwankten daher in weiten Grenzen, desgleichen die Finanzierungsvorschläge für die nicht über Reparation erhältlichen Kostenbeträge. Die längste Kreditdauer, die angeboten wurde, betrug 12 Jahre, die geforderte Verzinsung 7%. Die beiden französischen Firmen — Fives in Lille und Batignolles in Paris — hatten nur Schreiben abgegeben, in denen sie Bezug nahmen auf bereits früher gemachte Vorschläge und worin sie sich zu weiteren Verhandlungen über die außer den Preisen entscheidende Kreditfrage bereit erklärten.

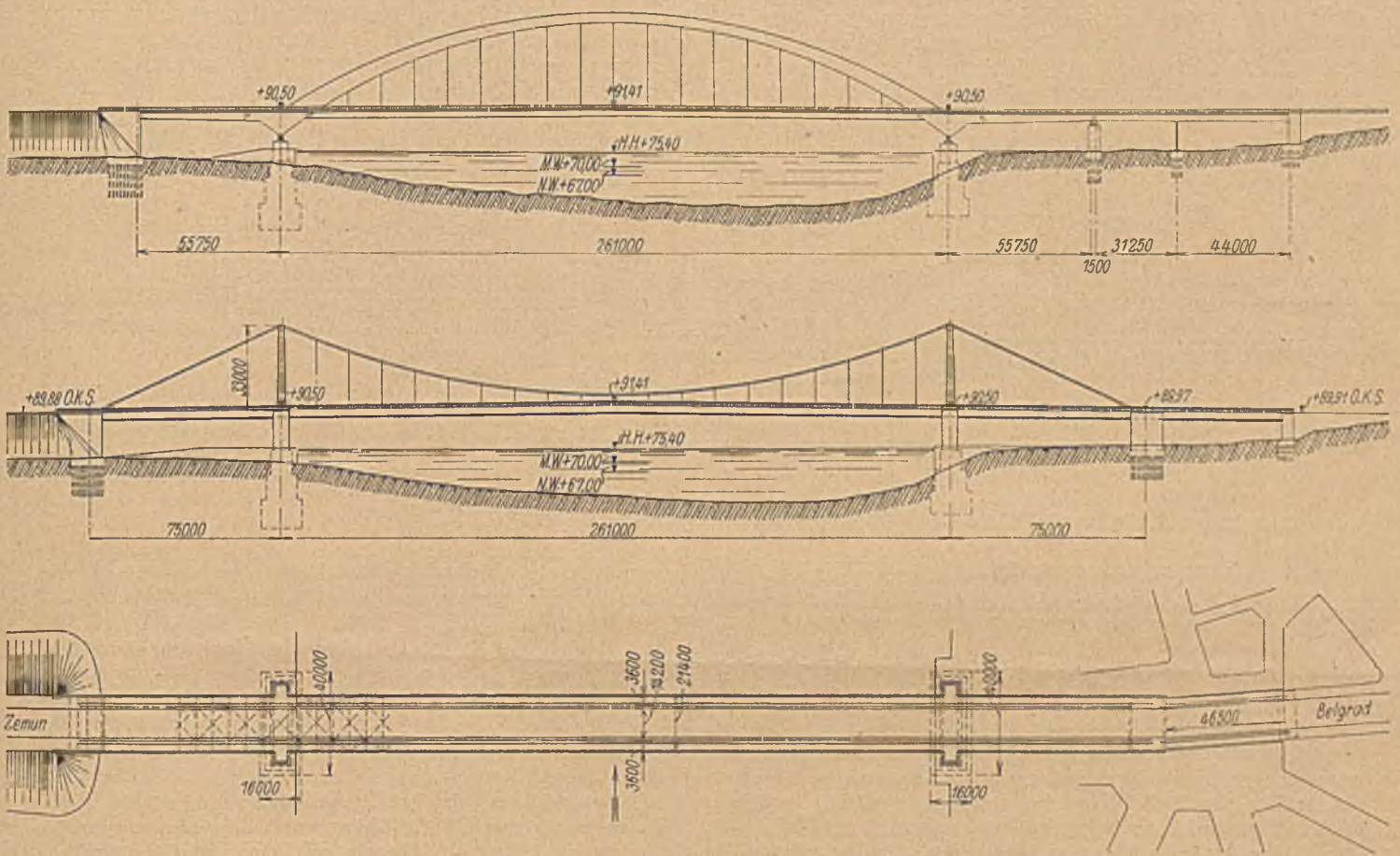


Abb. 2. Für den ersten engeren Wettbewerb ausgewählte Entwürfe.

Das Bautenministerium in Belgrad hatte durch die erste Ausschreibung eine Fülle wertvoller Unterlagen und Anregungen erhalten. Es ging daher nun selbst zu präziseren Vorschlägen über, indem es aus den eingereichten Entwürfen 2 bestimmte Vorschläge auswählte, 1 Hängebrücke und 1 Bogenbrücke — Abb. 2 — und diese unter den bisher beteiligten Firmen und Firmengruppen in einem engeren Wettbewerb ausschrieb. Als Einreichungstermin wurde der 10. Oktober 1929 vorgeschrieben. Die neue Anfrage enthielt u. a. folgende präzise Vorschriften:

„Anzubieten ist nach den zwei ausgewählten Systemen, für die die Stützweiten genau festgelegt sind, ferner Art und Tiefe der Fundierung der Hauptpfeiler. Für den Unterbau sind die genauen Mengenauszüge angegeben mit Beschreibung der Eigenschaften der einzelnen Mengen, so daß nur Einheitspreise einzusetzen sind. Die Abrechnung erfolgt nach den wirklich

[3] Eine ungewöhnlich große Lichthöhe. Bei den Brücken am Rhein ist bekanntlich als Mindesthöhe nur eine Höhe von 9,1 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstande vorgeschrieben.

ausgeführten Mengen. Für den Überbau sind dagegen die Gewichte seitens der Anbieter zu ermitteln und mit +3% genau zu gewährleisten. Sämtliche Preise sollen Festpreise sein. Die Angebote sind in Mark oder Dinar zu halten, Kurs 1 Dinar = 0,075 Mark. Als Hauptmaterial für den Stahlüberbau ist St Si oder ein gleichwertiger Stahl[4] zu wählen. Bei der Montage sind zwei freie Öffnungen von je 60 m vorzusehen."

Die neuen Angebote waren somit nun an ziemlich eng gehaltene Vorschriften gebunden. Freigestellt war eigentlich nur noch die Preisbemessung — da das Gewicht zu gewährleisten war — und das Kreditanerbieten. Das erstere bedeutete den Kampf um den Auftrag selbst, das letztere eine und, namentlich für die deutschen Anbieter, kaum tragbare Belastung.

Das Ergebnis des Wettbewerbes unter den in Betracht kommenden 7 Firmengruppen befriedigte auch nur teilweise. Gewichte, Einheitspreise und Gesamtsummen wichen noch sehr voneinander ab. Bei der Bogenbrücke variierten die Gewichte — wenn man von ganz daneben gegriffenen Zahlen absieht — zwischen rd. 6550 und 7750 t, bei der Hängebrücke zwischen rd. 6850 und 8050 t. Die Einheitspreise schwankten bei der Bogenbrücke zwischen 700 und 825 Mark je Tonne, bei der Hängebrücke zwischen 755 und 910 Mark je Tonne. Die Gesamtpreise bewegten sich bei der Bogenbrücke zwischen 10,4 und 13,6 Millionen Mark, bei der Hängebrücke zwischen 11,8 und 16,0 Millionen Mark. Die Kreditdauer wurde bei diesem Wettbewerb für den nicht über Reparation gehenden Betrag wieder außerordentlich verschieden angeboten, Batignolles schlug dieselbe Finanzierungsweise wie beim Vertrag über die Donauriedeindeichung vor. Das ganze Ergebnis des engeren Wettbewerbes befriedigte somit nicht, und das serbische Bautenministerium konnte sich nicht zu einer Entscheidung nach der einen oder anderen Seite entschließen, das Abwägen der Angebote war außerordentlich schwierig.

Vor allem war die Finanzierungsweise genauer festzulegen, was den jugoslawischen Finanzminister in den ersten Tagen des November 1929 veranlaßte, durch den Bautenminister neue Vorschläge von den sieben im Wettbewerb stehenden Firmen einzufordern, und zwar zum 10. November 1929. Über Reparationskonto sollten, wie bereits eingangs erwähnt, nur noch max. 5 Millionen Mark geleistet werden. Dabei sollte vom 1. April 1930 bis 31. März 1931 überhaupt keine Zahlung erfolgen, da während dieser Zeit der Kredit von Jugoslawien für Sachleistungen bereits vollständig engagiert ist. Die Barzahlungen sollten ferner durch Staatsbons erfolgen, die 6½% Zinsen tragen und die innerhalb 30 Jahren! zu amortisieren wären. Die Kurshöhe, zu welchen die Bons angenommen würden, sollten die Anbieter besonders angeben.

[4] Nachdem inzwischen der deutsche St 52 herausgekommen war.

Diese Forderungen waren klar, aber für rein deutsche Gruppen nicht erfüllbar. Das Ergebnis der neuen Anfrage des Bautenministeriums ergab daher wieder recht verschiedene Angebote und Vorschläge, wobei auch die Gelegenheit benutzt wurde, die zum 10. Oktober 1929 eingereichten Preise zu revidieren und der Konkurrenz anzupassen. Eine Entscheidung konnte bis zum Jahresschlusse nicht herbeigeführt werden, zumal noch ein plötzlicher Wechsel in der Leitung des Bautenministeriums eintrat, der allenthalben die Verhandlungen lähmte.

Erst Mitte Januar 1930 kamen die Arbeiten wieder in Fluß und das Ergebnis war eine letzte — dritte — engere Ausschreibung zum 10. Februar 1930. Den einzugehenden Vertrag hatte das Bautenministerium in allen Teilen genauestens entworfen, die Forderungen des Finanzministers zum 10. November 1929 waren geblieben. Neu hinzugekommen war die Erstellung einer hohen Porta triumphalis auf Belgrader Seite über dem dortigen Ankerpfeiler der Hängebrücke. Der letzte Appell an die Firmen hatte dann das Ergebnis, daß der Gruppe G. H. H.-Batignolles der Auftrag auf den Bau der Savebrücke und der

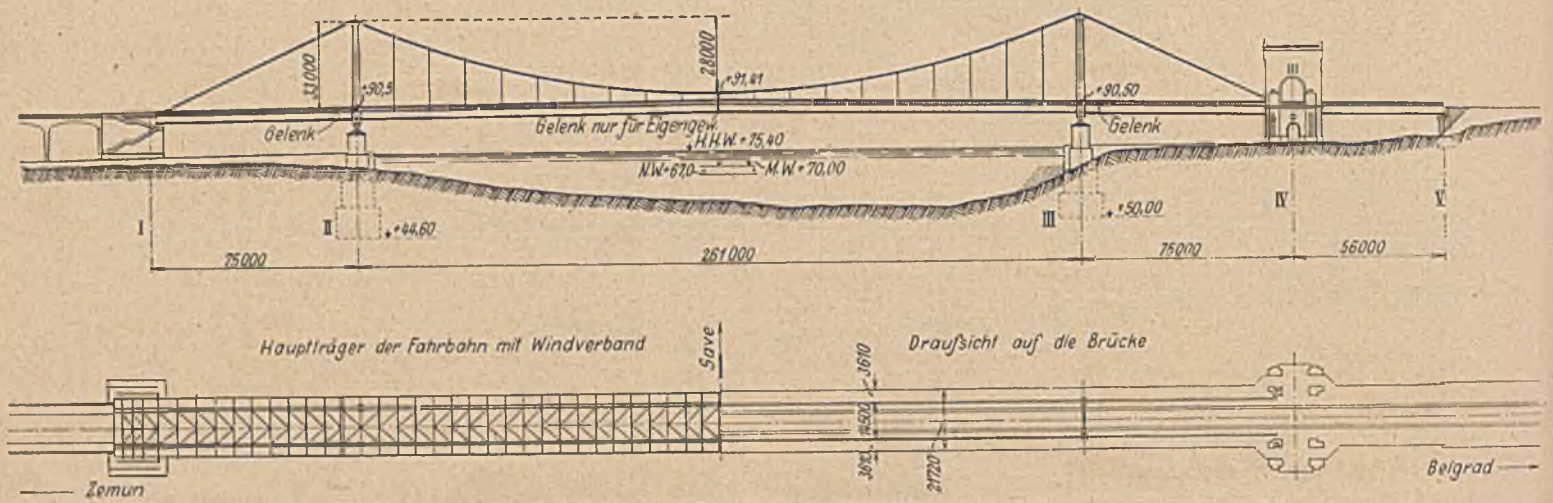


Abb. 3. Übersicht der Ausführung.

Straßenverbindung von der Brücke bis zum Bahnhof in Zemun erteilt wurde.

Die Ausführung des Brückenbauwerkes erfolgt nach Abb. 3. Wie man sieht, weicht die Gesamtanordnung nur unwesentlich von dem Vorschlage der Hängebrücke beim ersten engeren Wettbewerb — Abb. 2 — ab. Auf Zemuner Seite sind hinter dem Endwiderlager einige kurz gespannte Eisenbetonviadukte angeordnet worden, da sich diese bei der hohen Lage der Nivelette billiger stellen, als ein geschütteter Damm. Die Pfeilhöhe f des Kabels beträgt in der Mittelöffnung 28 m, so daß das Pfeilverhältnis $\eta = \frac{f}{l} = \frac{1}{9{,}3}$ ist. Auf Belgrader Seite ist — vorerst — über dem Verankerungskörper die schwere gemauerte Porta triumphalis zur Ausführung vorgeschlagen. Über ihre architektonische und sonstige Berechtigung wird noch gestritten. Die Endöffnung auf Belgrader Seite hat eine Stützweite von 47,0 m erhalten.

Das System der Hauptbrücke mit 75 + 261 + 75 = 411 m Gesamtlänge ist das der in sich verankerten Hängebrücke, wie es vor allem die neue Kabelhängebrücke über den Rhein bei Köln-Mülheim besitzt. Die Horizontalzüge der Hängegurte werden an den beiden Brückenenden in die Versteifungsträger geleitet. Letztere sind parallelgurtige doppelwandige Blechträger von 4,3 m Stehblechhöhe, die mit 1,1 m Höhe beiderseitig Fahrbahn und Fußwege trennen. Das Hauptsystem wäre ohne Gelenke im Versteifungsträger dreifach statisch unbestimmt. Es sind daher drei Gelenke angeordnet worden, ein Gelenk in Brücken-

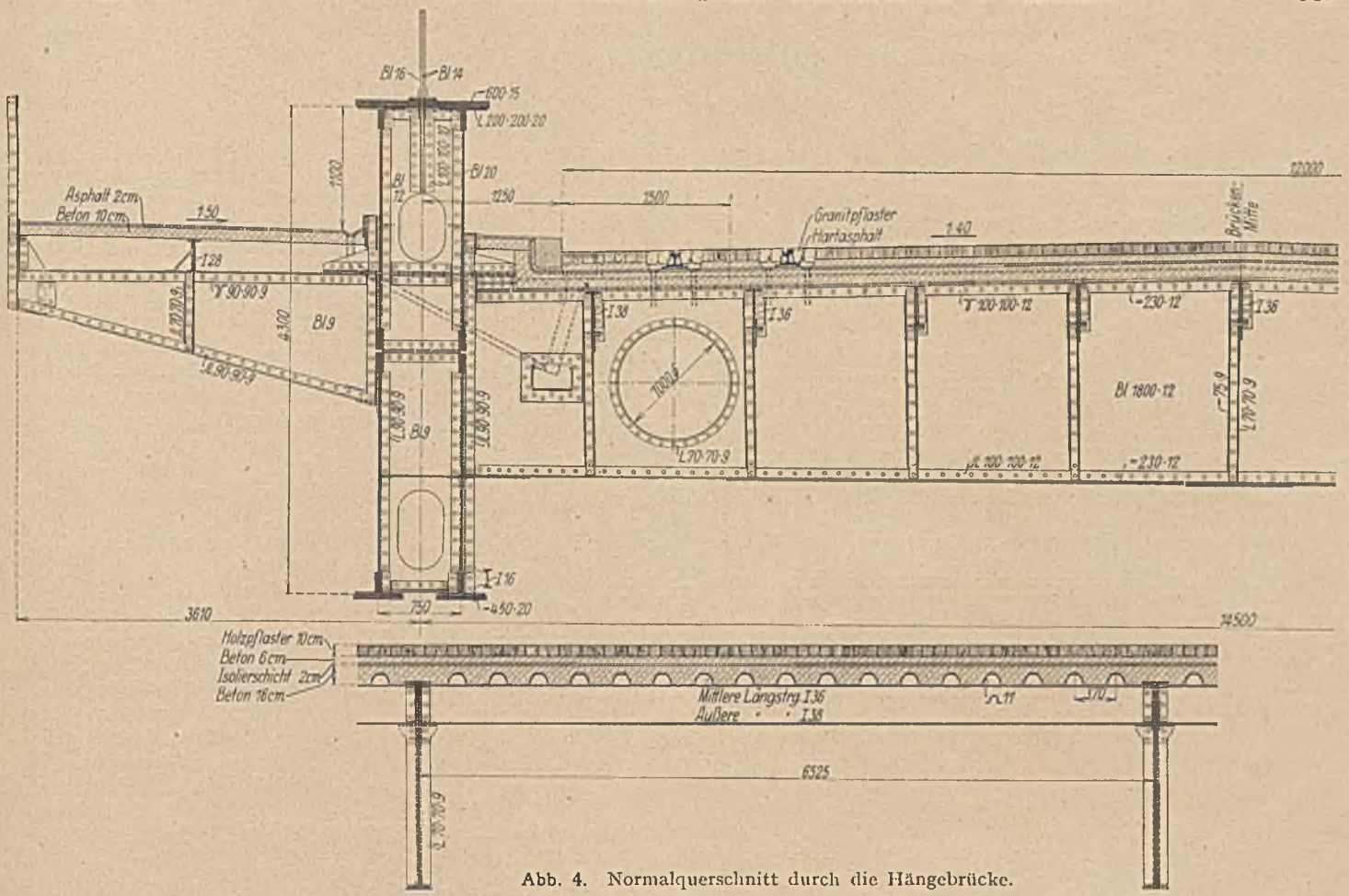


Abb. 4. Normalquerschnitt durch die Hängebrücke.

mitte und je ein Gelenk in den Seitenöffnungen im Abstande von 6,25 m von den Pylonen. Nach der Montage wird das Mittelgelenk verlascht und durch Vernietung geschlossen. Das System ist also für das Eigengewicht der Brücke statisch bestimmt und unkontrollierbare Zwängungsspannungen infolge der Aufstellung sind ausgeschlossen. Für die Aufnahme der Verkehrslasten ist das System einfach statisch unbestimmt. Der Vorteil dieses Hängebrückensystems ist der, daß die Kräfte und Momente unempfindlich gegen elastische Durchbiegungen sind. In jedem Zustande ist der Nennerwert für den Ausdruck des Horizontalzuges: $H = \frac{M}{f_1 + f_2}$ ..... $f_1 + f_2$ ..... konstant, denn bei jeder eintretenden Durchbiegung vergrößert sich der Wert f_1 des Kabels um das gleiche Maß, als sich die Durchbiegung f_2 des Versteifungsträgers verkleinert.[5]

An den beiden Brückenenden entstehen große negative Auflagerkräfte durch die lotrechten Komponenten der Hängegurte abzüglich des Auflagerdruckes der Seitenöffnungen. Der Auflagerzug wird zum Teil durch ein Ballastgewicht aus Beton unter der Fahrbahn aufgenommen, der Rest des Zuges geht durch eine kräftige Verankerung in den Pfeiler.

Die Hauptkräfte sind:

a) in der Mittelöffnung

$$Hg = + 3547 \text{ t},$$
$$Hp = + 1229 \text{ t},$$
$$Ht = \pm \quad 13 \text{ t},$$

somit H_{max} = rd. 4790 t,

b) in den Rückhaltekabeln

S_{max} = rd. 5280 t, (= rd. 1,1 von H_{max}),

c) an den Brückenenden

V_{max} = 1765 t,

alle Werte je Tragwand verstanden.

Von V_{max} werden 395 t durch den erwähnten Ballast und 175 t durch die schwere Seilverankerungskonstruktion aufgenommen, so daß in die Anker der Pfeiler noch

1765 — 570 = rd. 1200 t

geleitet werden müssen.

Der Versteifungsträger besitzt auf dem Belgrader Pylonenpfeiler einen festen Auflagerpunkt, alle übrigen Auflagerpunkte sind längs beweglich angeordnet. Windkräfte auf die Kabel werden auf den Pylonenspitzen und in Brückenmitte — woselbst quersteife Böcke beiderseits die Kabel umfassen — nach unten geleitet.

Der Querschnitt der Brücke zwischen den Portalen ist auf Abb. 4 dargestellt. Der Hauptträgerabstand beträgt 14,5 m, die Größe der seitlichen Auskragungen je 3,61 m, so daß sich eine Gesamtbreite der Brücke zwischen den Geländern von 21,72 m ergibt. Die Hauptöffnung hat 20 Felder, so daß der Abstand der Hängestangen 13,05 m beträgt und der Abstand der Querträger ½13,05 = 6,525 m. Die Ausbildung der Fahrbahnträger zeigt nichts besonderes. Die Längsträger sind mit Belageisen Nr. 11 abgedeckt. Darüber liegt eine Betonschicht von 5 cm Stärke, eine Isolierschicht von 2 cm, eine weitere Betonschicht von 6 cm als Schutzplatte und schließlichdas 10 cm starke Holzpflaster. Die Fußwegabdeckung besteht aus einer 10 cm starken Eisenbetonplatte mit einer 2 cm dicken Asphaltschicht.

Im Abstande von 1,50 m von den Bordsteinkanten sind auf jeder Brückenseite Straßenbahngleise von 1,0 m Spurweite vorgesehen, so daß also nach Vollendung der Brücke Belgrad auch eine unmittelbare Straßenbahnverbindung mit Zemun erhält. (Fortsetzung folgt.)

[5] Es ist das, wenigstens rechnerisch, ein nicht zu unterschätzender Vorzug dieses Systems und umständliche Doppelrechnungen, die bei großen Ausführungen von außen verankerten Hängebrücken nötig sind — nach der sog. Deformations- oder Deflektionstheorie — erübrigen sich.

DIE BAHNSTEIGHALLE IN BEUTHEN O.-S.

Von Reichsbahnoberrat Max Roloff, Oppeln.

Der Personenbahnhof Beuthen (Abb. 1) wurde in den Jahren 1924—30 für die ihm durch die neue Reichsgrenze gewordenen Aufgaben eines Grenz- und Zollbahnhofes umgebaut. Seine neuen Anlagen sind: ein Empfangsgebäude, das in seinem

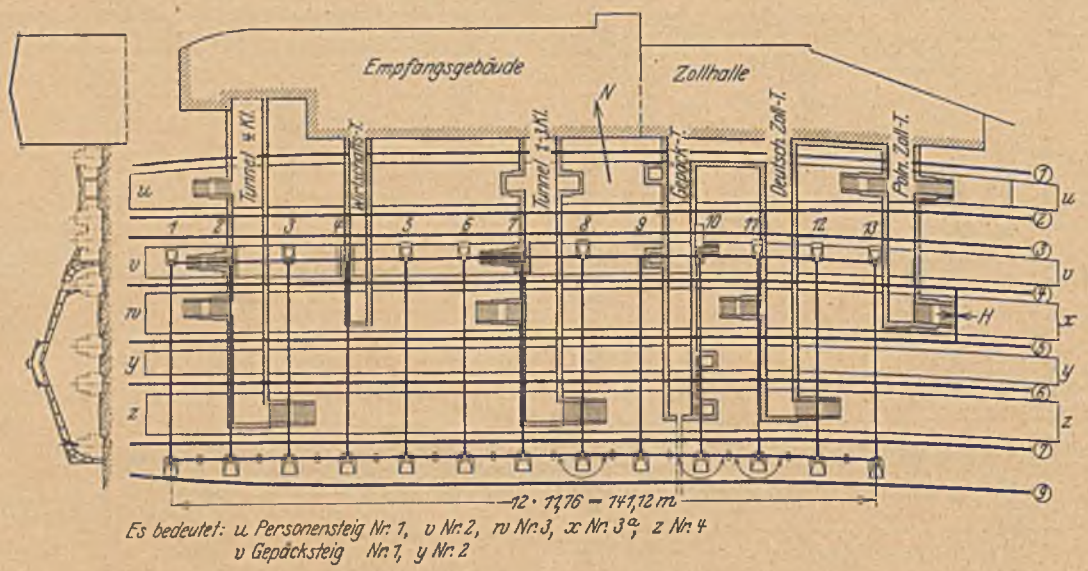


Abb. 1. Personenbahnhof Beuthen.

westlichen, dem größeren Teil zwei Schalterhallen, Wartesäle und Diensträume für den inneren deutschen Verkehr und in seinem östlichen die Zollhalle enthält, drei Personen- und drei Gepäcksteige und außer einem Wirtschaftstunnel zur Versorgung eines Erfrischungsraums auf Personensteig 3 ein Gepäcktunnel und vier Personentunnel.

Personensteig 1: Pz von und nach Polen. Die Züge von und nach Kattowitz — Osten — berühren keine weiteren deutschen Bahnhöfe. Ihre Reisenden werden deshalb durch den polnischen Zolltunnel geleitet. Die Pz nach Westen laufen über die Polen zugesprochene Strecke Tarnowitz—Lublinitz entweder weiter nach Polen (Posen) oder ab Lublinitz nach Deutschland (Kreuzburg und Breslau). Vor Lublinitz bedienen sie auf deutschem Gebiet die Bahnhöfe Beuthen Stadtwald und Karf. Die Reisenden nach diesen beiden deutschen Orten und die des privilegierten deutschen Durchgangsverkehrs (Genfer Abkommen Art. 470 von 1922), d. h. die nach deutschen Bahnhöfen jenseit des neuen polnischen Korridors Lublinitz—Tarnowitz erreichen den Bahnsteig durch den sogenannten Tunnel 4. Klasse. Sie besteigen einen Wagen, der von deutschen Zollbeamten begleitet und im Korridor verschlossen ist.

Der Tunnel 4. Klasse ist von jeher eine Eigentümlichkeit der größeren oberschlesischen Bahnhöfe gewesen. Durch ihn und eine besondere mit ihm verbundene Fahrkartenausgabe im Empfangsgebäude sollten die Massen der Gruben- und anderer Arbeiter von den übrigen Reisenden getrennt werden. Die Verarmung weiter Volkskreise machte diese Absicht zunichte. Mit Abschaffung der 4. Wagenklasse wurden diese Tunnel überflüssig. In Beuthen wird der Tunnel 4. Klasse nur noch Sonntags für Reisende 3. Klasse und Werktags zu gewissen Zeiten für den privilegierten deutschen Durchgangsverkehr geöffnet.

Personensteige 3 und 3a: Sie dienen dem D-Zugverkehr aus dem Reich nach Polen mit Kurswagen dahin und nach Bukarest. Diese Züge halten auf Personensteig 3 westlich der Zollhoheitsgrenze H. Deutsche Reisende verlassen den Bahnsteig durch die deutschen Tunnel. Auslandsreisende mit kleinem Gepäck werden von den deutschen Zollbeamten im Zuge abgefertigt. Ihr großes Gepäck wird durch den Gepäcktunnel und die Zollhalle nach Personensteig 3a gebracht. Sobald der D-Zug auf der deutschen Seite abgefertigt ist, rückt er über die Zollhoheitsgrenze H in das polnische Zollgebiet, den Personensteig 3a, zur Untersuchung vor. Reisende, die der Untersuchung ihres großen Gepäcks in der Zollhalle beiwohnen müssen, erreichen Bahnsteig 3a durch den polnischen Zolltunnel.

Personensteig 4: Hier enden und beginnen die zahlreichen Pz aus und nach dem Reich. Die deutschen Tunnel gestatten, die Stadt durch das Empfangsgebäude und die polnischen Personensteige 1 und 3a auf dem Weg über den deutschen Zolltunnel, die Zollhalle und den polnischen Zolltunnel zu erreichen. Durchgehende Pz Reich—Polen gibt es nicht.

Personensteig 2 — zugleich Gepäcksteig 1: Er ist bestimmt für die kurzen deutschen Pendelzüge Beuthen—Morgenroth.

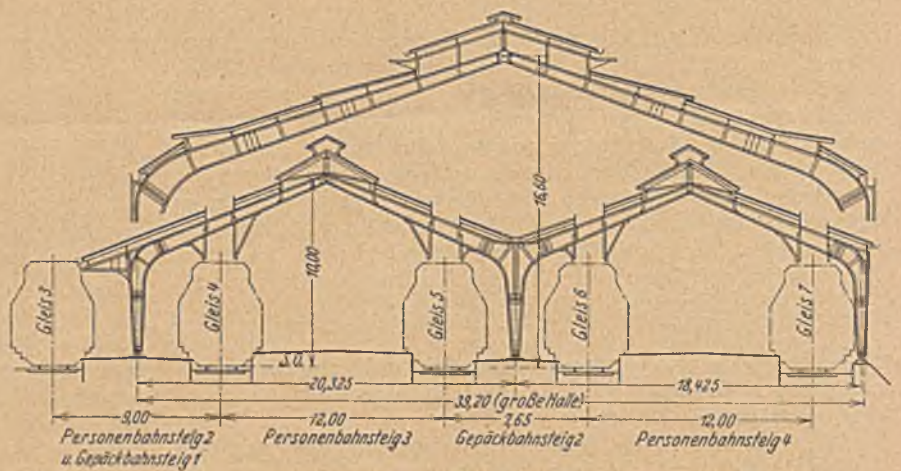


Abb. 2. Vergleichslösungen.

Die Rbd. Oppeln erbot sich dem Magistrat zu Beuthen, über den wichtigsten Bahnsteigen eine geschlossene Halle statt einstieliger Bedachung zu errichten, sofern die Stadt die Mehrkosten übernähme. Er ging darauf ein, um Beuthen als Mittelpunkt der oberschlesischen Industrie zu betonen. Es wurden gegeneinander abgewogen (Abb. 2) eine zweischiffige Halle, wie sie in Frankfurt a. O. steht, eine einschiffige große Halle etwa mit dem Querschnitt der des Bahnhofes Friedrichstraße in Berlin, die wegen ihrer bedeutenden Höhe Rauchschlitze bei den Kämpfern nicht benötigt (ebenfalls Abb. 2), und die in Abb. 3 dargestellte, die sich an den Traufecken der Umgrenzung des lichten Raumes für Eisenbahnen eng anschmiegt und deshalb ohne Rauchschlitze für die Außengleise nicht aus-

kommen kann. Die am Firstgelenk 16,6 m hohe Halle kostet das 2,3fache der zweischiffigen, die, deren Firstgelenk 13,1 m über S. O. liegt, nur etwa das 1,3fache. Die Stadt entschied sich für die Lösung nach Abb. 3 und leistete einen Zuschuß von 323 000 RM. Personensteig 1 durch ein zweites Schiff zu fassen,

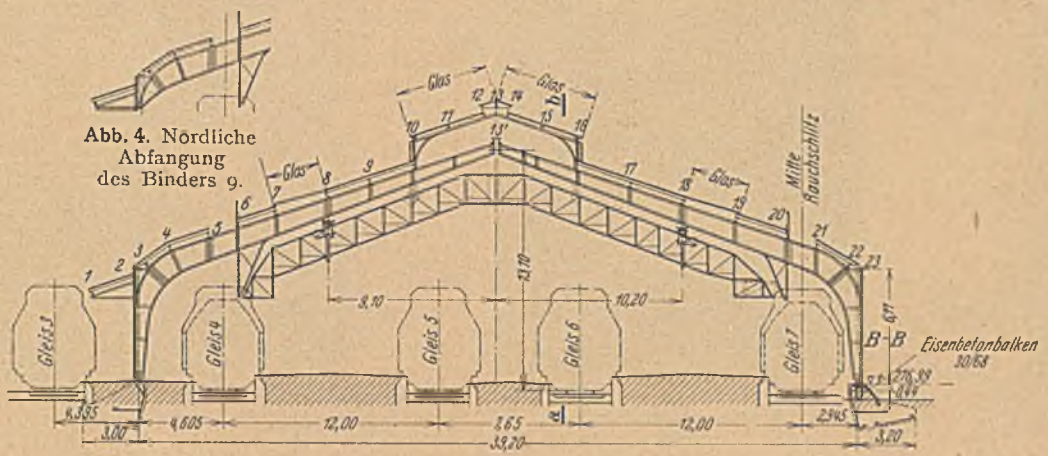


Abb. 4. Nördliche Abfangung des Binders 9.

Abb. 3. Ausgeführter Entwurf (Binder 2—7).

wäre abwegig gewesen; seine nördlichen Binderstiele konnten nicht an die Außenwand des Empfangsgebäudes herangesetzt werden, weil sie ihm Licht und Luft genommen hätten. Sie hätten auf Personensteig 1 gestellt werden müssen. Dabei wäre gegen-

Rauchschlitze, ihre schweren Begrenzungswände und die sie tragenden Pfetten somit auf den Bindern wandern. Bei Binder 8, 9 und 10 ändert die Halle jeweils im selben Sinne ihre Richtung, die Binder 8—13 sind dabei parallel zueinandergestellt (Abb. 1). Infolge des Bergbaues haben sich die früheren Bahnsteiganlagen und das alte Empfangsgebäude, die sich etwa am Ort der Neuschöpfung befanden, von 1904 bis 1925 um 5 cm gesenkt. Deshalb sind Dreigelenkbogenbinder — mit vorwiegend geradliniger Begrenzung — und Gerberbalken für die Pfetten gewählt. Von Gelenken mußte abgesehen werden bei Pfette 2 in der Gegend, wo sie Binder 9 auf der Nordseite abfängt, und in den oberen Riegeln der Steifrahmen der Längswände, von denen in jedem Endfelde einer angeordnet ist. Bei Binder 7 ist eine Dehnfuge angeordnet (Abb. 6 und 7).

Die Stiele der Dreigelenkbogenbinder sind auf der Südseite durch Nischen von dem Mauerwerk getrennt, um sie besser unterhalten zu können (Abb. 8). Die Firste haben Bolzengelenke

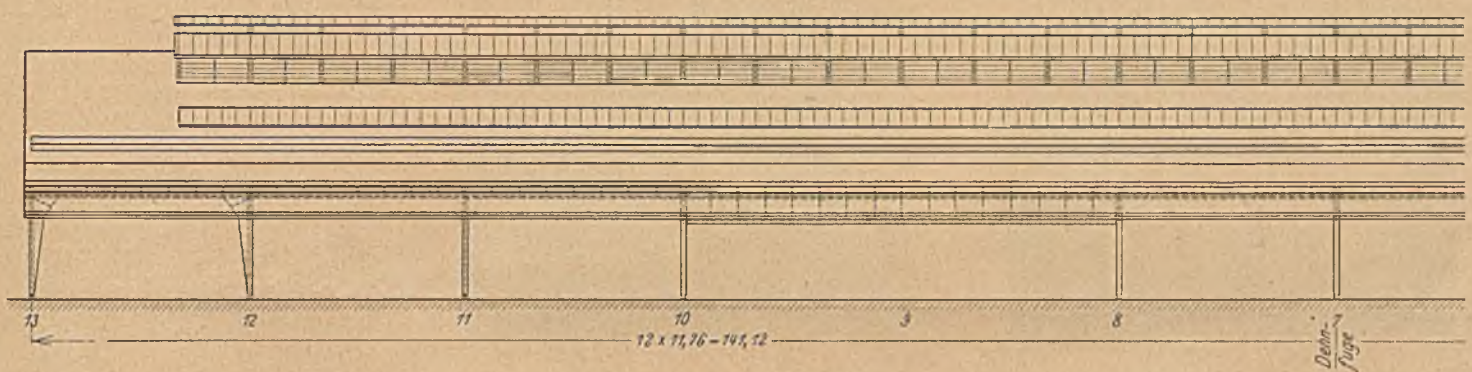


Abb. 5. Nordansicht.

über einer niedrigen zweistieligen Bedachung, die schon seit Jahren da war (Abb. 1), nicht einmal ein vermehrter Schutz seiner Südkante erzielt worden, denn ohne Rauchschlitze über den 2 Gleisen, die Personensteig 1 und 2 trennen, wäre es nicht gegangen.

Das Gegebene war, die Westtreppe des Tunnels 4. Klasse und die Osttreppe des deutschen Zolltunnels noch in die große Halle einzubeziehen, die Treppe des polnischen Zolltunnels jedoch und Personensteig 3a durch eine kleine ein- oder zweistielige Bedachung zu schützen. Dies und die Rücksicht auf 5 Tunnel bzw. ihre Treppen bei Unterbringung der Binderfundamente führte zu einer Länge der Halle von 141,12 m und einem Binderabstand von 11,76 m. Um den Weg der Karren zum Gepäckaufzug nicht zu behindern, war Binder 9 im Norden unterhalb der Traufe abzufangen (Abb. 4 und 5). Die Fläche zwischen den nördlichen Binderstielen mußte offenbleiben, um den Querverkehr auf Gepäcksteig 1 zu ermöglichen (Abb. 1 und 5). Alle Binder haben den gleichen Abstand der Kämpfer, nämlich 39,2 m, weil nur so Trauf- und Firstlinie waagerecht erscheinen. Gleichwohl sind von 13 Bindern nur 6 gleich, weil die Gleise 4 und 7 mit der Verbindungslinie der Kämpfer nicht gleichlaufen und die

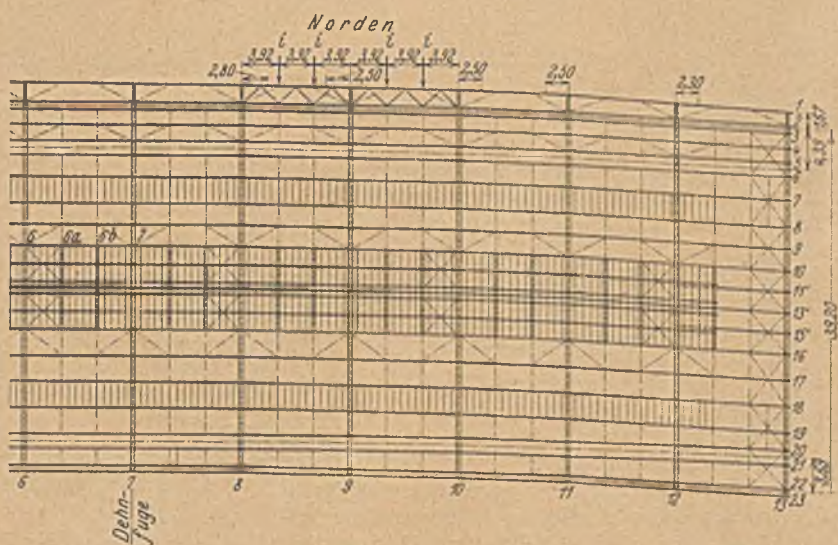


Abb. 6. Dachgrundriß.

(Abb. 9), die Kämpfer der Binder 3—11 Kugelgelenke. Da die Portale nicht in den Senkrechten durch die Kämpfer sondern in

Abb. 7. Dehnungsfuge bei Binder 7, Südansicht.

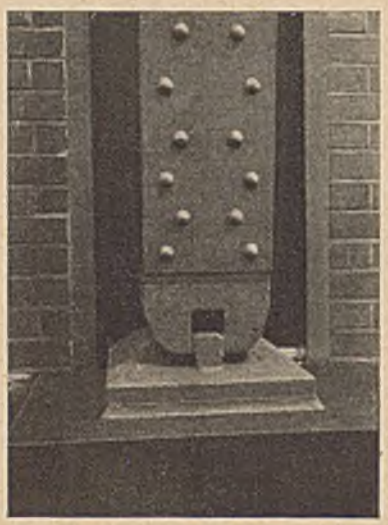


Abb. 8. Nische um Binder 2, Südseite.

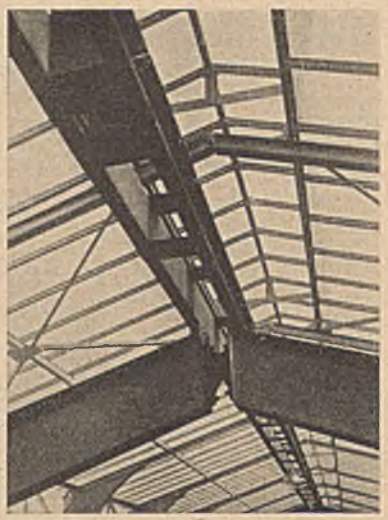


Abb. 9. First mit Pfette 13'.

der Flucht der äußeren Gurtung stehen (Abb. 10), mußten die unteren Lager der Binder 1, 2, 12 und 13 Anschläge erhalten (Abb. 8 und 11), um Verdrehungen des Binderquerschnittes zu verhüten. Die Binder 2—12 tragen im Scheitel die kleinen Bogenbinder für die Entlüftungshaube (Abb. 12). Sie sind an ihren Kämpfern mit dem Obergurt der großen Binder vernietet und haben im First ein Plattengelenk.

Abb. 10. Portal zwischen Binder 1 u. 2, Südseite.

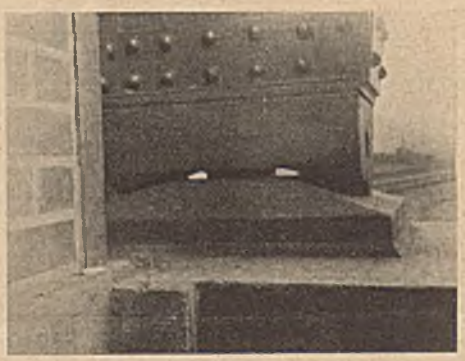


Abb. 11. Kämpfergelenk des Binders 1, Südseite.

Sämtliche Pfetten haben ihre Gelenke in den gleichen Feldern wie Pfette 1 (Abb. 6). Pfette 2 zeigt zwischen den Bindern 2 und 8, 10 und 12 und Pfette 23 zwischen den Bindern 2 und 12 den Querschnitt nach Abb. 13 mit einem waagerechten Teil, der die Kastenrinne trägt und der mit breiter Platte kräftig an die Binder angeschlossen ist, und einem senkrechten in der Flucht des Binderaußengurts. Beide Teile, gehörig gegeneinander versteift, bilden in den Endfeldern gleichzeitig den oberen Riegel der Portale. Am Gelenk (Abb. 13) stützt sich der senkrechte Steg des eingehängten Teiles auf den des Kragträgers. Die Fuge des waagerechten Teiles ist dort durch eine beiderseits angeschlossene Platte überbrückt. Ihr elastisches Dehnvermögen gestattet, daß sich ein Binder gegenüber seinem Nachbar um einige Zentimeter senkt, ohne daß eine Zerstörung eintritt. Im Norden zwischen Binder 8 und 10 geht Pfette 2 in dem Abfangeträger für Binder 9 auf (Abb. 4 und 5). Der Querschnitt der Pfette 3 (22) ist ein ⊏ 24, der der Pfetten 4, 7 (19), 8 (18) und 9 (17) ein I, und zwar NP 24 bis 32 (Abb. 7). Pfette 13' dient nur außerhalb des Lüftungsaufsatzes als Pfette, sonst hat sie die oberen Enden der Binder gegen Knicken im Raume zu stützen. Ihr Querschnitt besteht aus 2 ⊐ 26. Die Bindebleche sind in Nähe der Firstpunkte fortgelassen, damit jedes ⊐-Profil den Bewegungen seines Binderteiles folgen kann (Abb. 9). Gegen die Pfetten 3, 8, 13' und die entsprechenden der Gegenseite sind die Untergurte der Binder durch kräftige Eckaussteifungen festgelegt (Abb. 7, 9 und 13). Die Pfetten 5 (21) und 6 (20) sind gleich und als genietete Träger zum Anhängen der Rauchschürze ausgebildet. Ausgeführt wurde jedoch aus Ersparnisgründen auf jeder Seite nur die dem First zugekehrte Schürze (Abbildungen 14 und 7), was

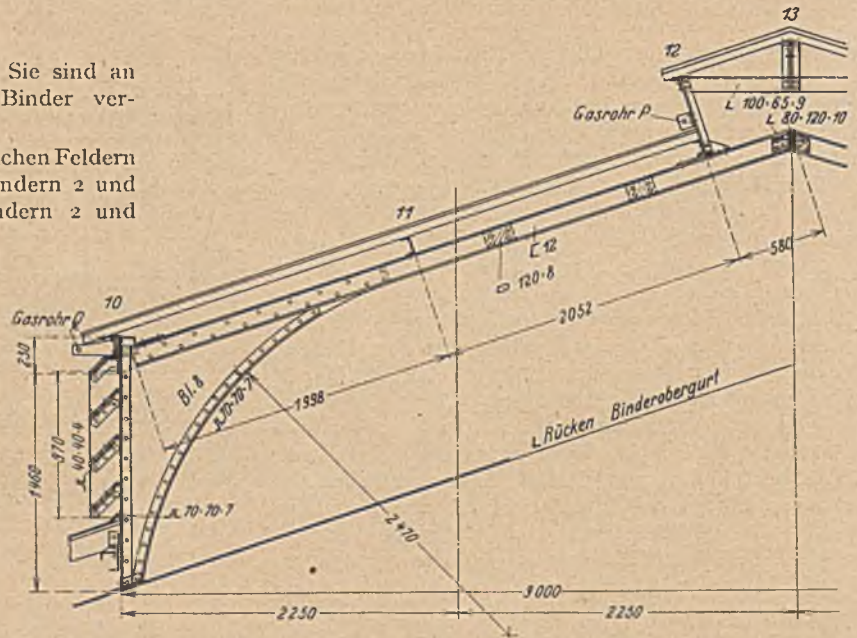


Abb. 12. Binder der Entlüftungshaube über den Hauptbindern.

ausreichend schien. Die Schürzen = Pfetten umklammern die Binder mit rechteckigen Aussteifungen. Die bis zu 3,7 m hohen Glaswände sind unten an ihren Enden gegen die Versteifungsträger der Giebelschürze, sonst in den Ebenen der Binder durch Stäbe gegen diese festgelegt. Unter den Gelenken der Pfetten und in der Dehnfuge bei Binder 7 sind Bewegungsmöglichkeiten vorgesehen. Die 78 cm breiten Gefache sind mit Drahtglas geschlossen. Die Pfetten 10 und 16 (Abb. 15 und 16) sind außerhalb des Dachaufbaues 40 cm hohe Blechträger, im Dachaufbau Fachwerkträger. Ihre $\frac{11,79}{3}$ = 3,92 m von den Bindern entfernten Pfosten sind Teile vollwandiger Zwischenbinder (Abb. 16), die genau wie die auf die Hauptträger genieteten aussehen und die Firstpfetten 11—15 tragen. Winkel am verlängerten Stegblech der kleinen Binder tragen Jalousiebretter, die auf der Nordseite' nötig sind, weil das Wetter vornehmlich von da einfällt. Zwischen den Pfosten des Fachwerks werden die Jalousiebretter nach Abb. 15 gestützt. An der Südseite bleiben die senkrechten Flächen der Gitterpfetten offen. Die Zwischenbinder geben ihre Kämpferschübe in die Verbände der Dachebene zwischen den Pfetten 9 und 10 sowie 16 und 17 (Abb. 6). Die Stäbe dieser Dachverbände, die im Grundriß in der Ebene der Zwischenbinder liegen, fassen zwischen den Hauptbindern das mittlere Drittel der Pfetten 6 bis 9 und 20 bis 17 links und rechts zur Aufnahme des Dachschubes. Den gleichen Zweck für die Pfetten 3 bis 5 erfüllen der Dachverband zwischen den Pfetten 4 und 5 und die zu ihm führenden Aufhängestäbe. Die mittleren Drittel der Vordachpfette 1 sind durch Schrägstäbe in der Dachebene, die zu den Bindern führen, gefaßt (Abb. 6). Die Pfetten 21 und 22 geben ihre Dachschübe durch Stäbe in Richtung der Hauptbinder, die zwischen 22 und 23 ihre Fortsetzung in kurzen Blechen 100 · 10 finden, an die waagerecht kräftige Traufpfette ab (Abb. 13). Alle Bewegungsstellen, wo Flächen aufeinander gleiten, sind wegen der Rostgefahr mit 2 mm starkem Messingblech gefuttert.

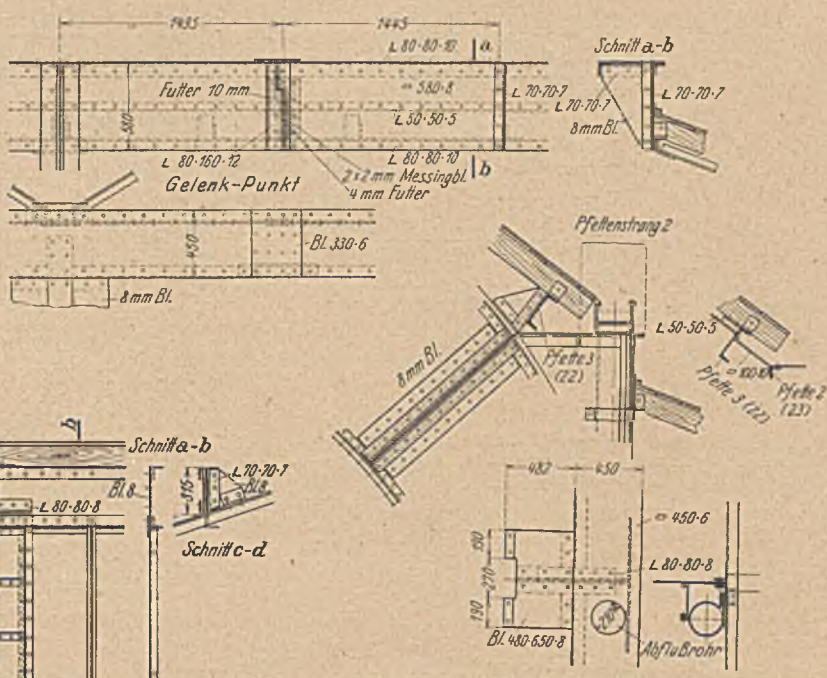


Abb. 13. Pfette 2.

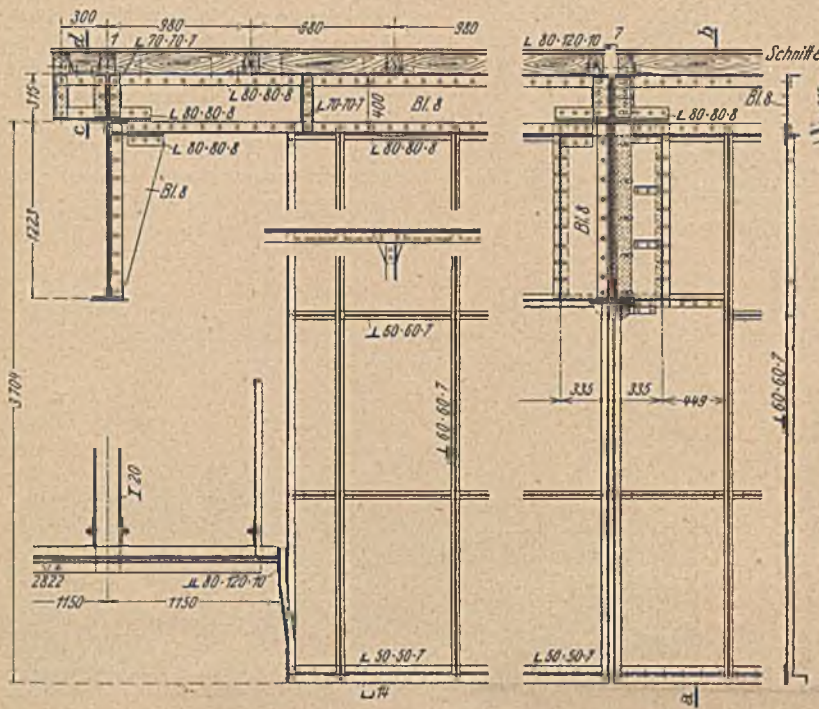


Abb. 14. Pfette 6 (20) mit Rauchschürze.

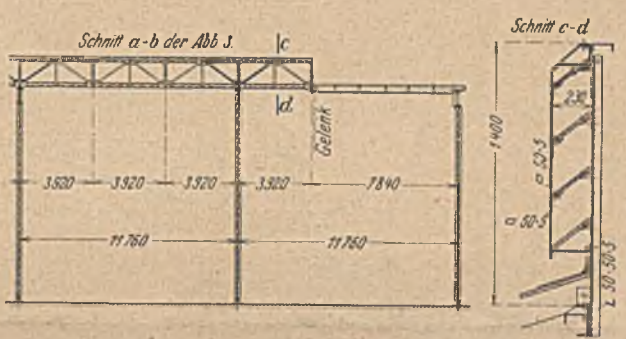


Abb. 15. Pfette 10 (16).

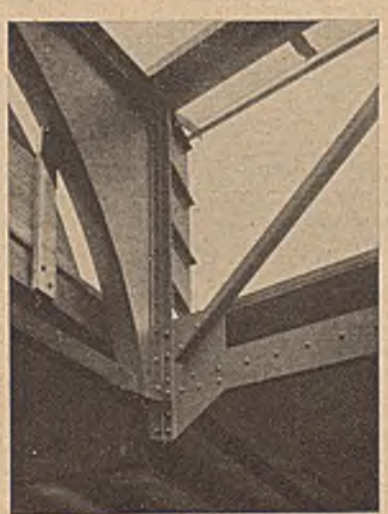


Abb. 16. Pfette 10, aus Südosten gesehen.

Abb. 17. Abfangevorrichtung für Binder 9, von Westen gesehen.

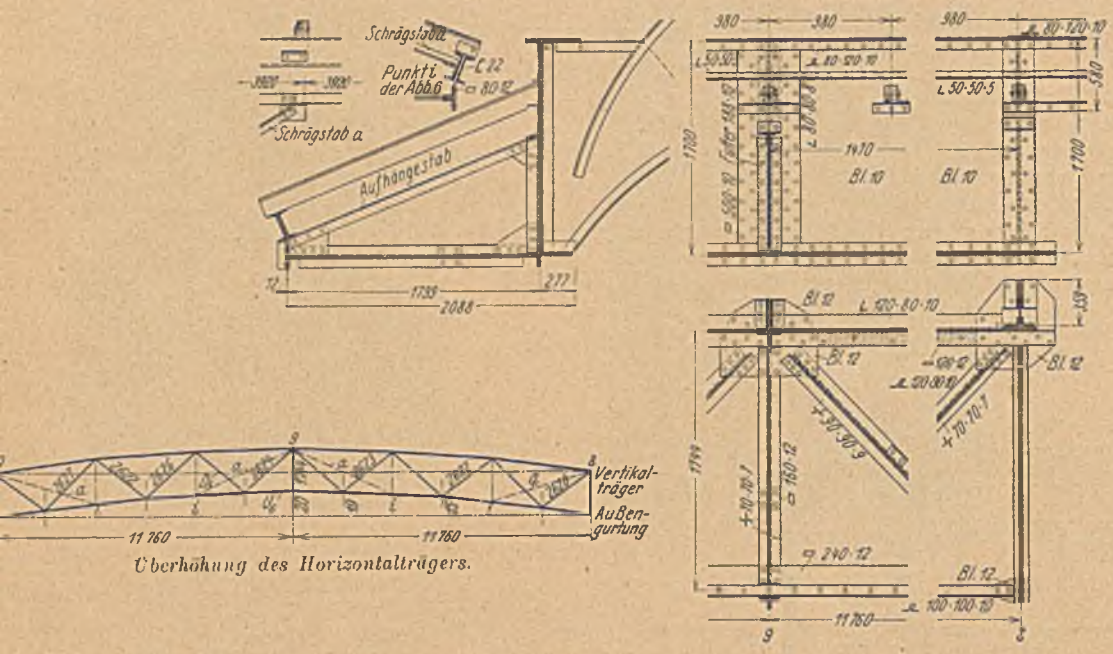


Abb. 18. Abfangevorrichtung für den Nordteil des Binders 9.

Die Abfangevorrichtung für den Nordteil des Binders 9 (Abb. 4, 5, 6, 17, 18) enthält bei 23,52 m Stützweite einen senkrechten 1,7 m hohen Blechträger für die lotrechte Seitenkraft des Kämpferdruckes von 45,9 t und ein waagerecht liegendes Fachwerk von 1,744 m Höhe für die Seitenkraft in dieser Ebene von 45,6 t (Tafel I, Heft 50, Seite 869). Der Blechträger, an den Bindern 8 und 10 fest eingespannt, ist zugleich Pfette 2 und zeigt wie diese eine zur Aufnahme der Traufrinne stark einseitig angeordnete Kopfplatte. Sein Untergurt ist Obergurt des Fachwerks. Dort, wo dieser seine Last an die Binder 8 und 10 abgibt, ist das Knotenblech nicht nur durch den Untergurt des Blechträgers gesteckt, sondern es umklammert auch noch einen Teil

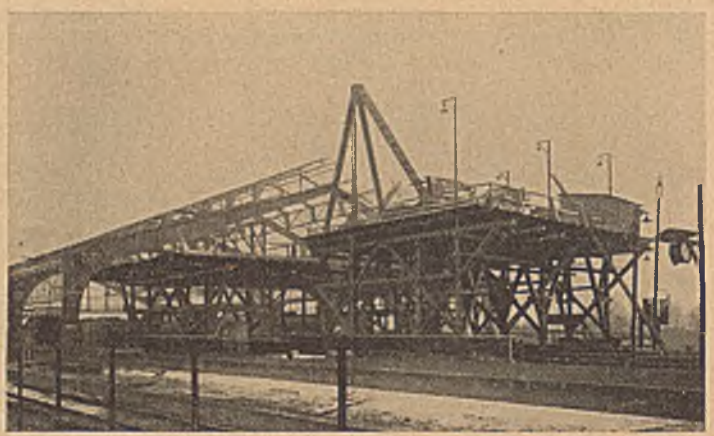


Abb. 20. Die beiden Gerüste für die Aufstellung.

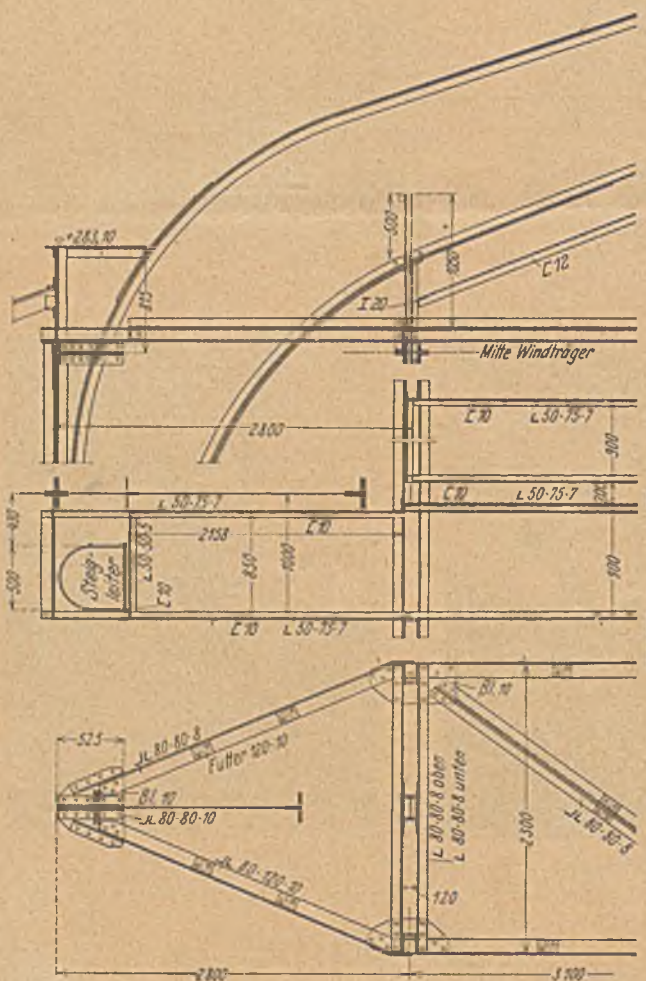


Abb. 19. Windschürze der Giebel.

des Binders (Abb. 17). Der Untergurt des Gitterträgers ist gegen die Binder 8, 9 und 10 durch Schrägstäbe in der Binderebene (Abb. 17 und 18) festgelegt. Sodann ist er noch alle 3,92 m (Punkte 1 der Abb. 6 und 18) durch Bleche 80 × 12 an Pfette 1 angehängt. Zusatzbeanspruchungen in der Dachneigung, die Pfette 1 aus dem Gewicht des Fachwerks erhält, werden durch die Stäbe a (Abb. 18), von denen oben die Rede war, zu den Bindern 8, 9 und 10 geleitet. Das Fachwerk ist mit 2 cm Überhöhung in der Mitte eingebaut. Ein Zugband, welches vorübergehend in Binder 9 in Höhe der Unterkante des Blechträgers eingezogen war, diente zur Entlastung des waagerechten Gitterwerks vom Horizontalschub bei der Messung der Spannungen einiger Stäbe. Sparren, Schalung und Oberlichter waren damals noch nicht aufgebracht. Die Berechnung ergab für U 6 529 kg/cm² und für D 5 509 kg/cm². Nach Ausschaltung des Zugbandes wurden gemessen: 324 bzw. 498 kg/cm² (Abb. 18). Dabei zeigte der Auf-

hängestab in der Ebene des Binders 9 einen Spannungszuwachs von 21 kg/cm². Die Gurte des Fachwerks kehrten unter dem vollen Kämpferdruck in die Gerade zurück. Ein Abweichen des Stegbleches des 1,7 m hohen Blechträgers von der Senkrechten konnte kaum wahrgenommen werden. Rein geometrisch darf sich bei der hier eingetretenen Firstsenkung von Binder 9 um 4,8 cm und der gemessenen Durchbiegung des Blechträgers von 1,7 cm die Schnittlinie des 1,7 m hohen Blechträgers mit der Ebene des Binders 9 an ihrem höchsten Punkt auch nur 2,6 mm, und zwar nach dem Innern der Halle zu, neigen. Eine merkliche Beanspruchung des Blechträgers und des Fachwerks durch Verdrehen kann also nicht eintreten.

Die Windschürzen (Abb. 10 und 19) der beiden Hallengiebel haben als Haupttragteile senkrechte in 3,1 m Abstand an die Binderleibung genietete I 20 und einen die Binder an den Traufecken umklammernden waagerechten Gitterträger, zwischen dessen zweiteilige Pfosten diese I 20 genietet sind. In 30 cm Abstand von U.K.-Binder angebrachte ⊏ 12, die zugleich die Glasschürze oben begrenzen, und waagerechte I 12 geben außer den I 20 die Anlagefläche für die eisernen Rahmen zur Verglasung. Auf jeder Seite der hängenden I 20 sind auf dem waagerechten Gitterträger 2 ⊏ 10 angebracht, die Balken und Bohlenbelag der Laufstege von 90 cm Nutzbreite tragen. Die Laufstege auf den Außenseiten der Halle sind auch über die dreieckförmigen Endfelder der Gitterträger geführt und umschließen die Ausmündung der Steigleitern an den Nordstielen der Binder. Für die Laufstege wurde mit einer Nutzlast von 400 kg/cm² gerechnet. Die waagerechten Niete, mit denen die Schnäbel der Gitterträger an die Binder angeschlossen sind, wurden erst geschlagen, als die Dachhaut aufgebracht und der Untersuchungswagen an die Endbinder herangefahren war. Bis dahin waren sie durch Schrauben ersetzt. In die Berechnung des Gitterträgers wurde für den Fall eines späteren elektrischen Betriebes ein nach außen wirkender, durch gerissene Fahrdrahtleitungen verursachter Horizontalschub von 1,5 Tonnen eingeführt.

Den Teil des Winddruckes auf die Glasschürze, der nicht an das waagerechte Fachwerk abgegeben wird, nimmt der Hauptwindverband (Abb. 6) auf, der in der Dachfläche an jeden Endbinder angeschlossen ist und dessen Pfosten durch die Pfetten gebildet werden. Von da werden die Windkräfte in die Portale der Längswände geleitet. Dahin wird auch der Winddruck auf die Giebel des Dachaufbaues, für welchen besondere Windverbände in seiner Dachfläche vorgesehen sind, auf dem Wege über die Gitterpfetten 10 und 16 geführt.

Zur Aufstellung der Halle dienten 2 fahrbare Gerüste (Abb. 20). Auf dem vordersten stand ein Derrikkran, der auf seiner Unterlage quer zu den Gleisen bewegt werden konnte. Er hob die zwei Teile jeder Binderhälfte auf die Plattform des zweiten Gerüstes, wo sie zusammengepaßt und im Baustellenstoß die Löcher aufgerieben und die Niete eingezogen wurden. Danach richtete er die flachliegenden Binderhälften, nachdem sie durch Hölzer versteift worden waren, auf und setzte ihren oberen Teil auf einem Bock der Plattform ab. Hier ruhten sie auf, bis die andere Binderhälfte aufgestellt war. Wenn dann von der Plattform aus Pfetten, Verbände usw. des betreffenden Feldes eingezogen waren, rückten die beiden Gerüste vor. (Fortsetzung folgt.)

DIE TRAGFÄHIGKEIT VON BALKEN AUS STAHL MIT BERÜCKSICHTIGUNG DES PLASTISCHEN VERFORMUNGSVERMÖGENS.

Von Prof. Dr. techn. Josef Fritsche, Prag, Deutsche Technische Hochschule.

Übersicht. Da die auf Grund des Hookeschen Gesetzes gerechneten Spannungen keinen für alle Tragwerke richtigen Schluß auf die Sicherheit derselben ziehen lassen, wird im folgenden der Versuch gemacht, unmittelbar ohne Benutzung des Begriffes der zul. Spannung die Tragfähigkeit von Stahlbalken unter einer gegebenen Belastung zu berechnen. Unter Berücksichtigung des plastischen Verformungsvermögens ist diese Aufgabe nicht nur für statisch bestimmte Tragwerke leicht zu lösen, sondern es zeigt sich, daß auch für statisch unbestimmte Tragwerke die Tragfähigkeit ohne Berechnung der statisch unbestimmten Größen ebenso leicht ermittelt werden kann. Die bessere Anpassung der Rechnung an die tatsächlichen Baustoffeigenschaften liefert daher ein einfacheres Berechnungsverfahren, bei dem die Fließgrenze als für den Baustoff maßgebende Festigkeitsgröße auftritt.

In der Festigkeitslehre hat die Berechnung der durch die äußeren Kräfte im Tragwerk hervorgerufenen Spannungen den Zweck, einen Maßstab für die Sicherheit desselben gegen irgendeinen Zustand zu schaffen, der den weiteren Bestand desselben ausschließt, etwa gegen Bruch oder gegen eine Instabilität der eintretenden Gleichgewichtslage. Man müßte folglich aus den errechneten Spannungen einen Schluß ziehen können auf die Größe einer gleichartigen Belastung, bei der diese unzulässigen Erscheinungen auftreten; die errechneten Spannungen müßten ein Maßstab für die Sicherheit des Bauwerkes sein. Wenn man diese Spannungen unter der Voraussetzung der Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes berechnet, so ist dieser Schluß, abgesehen von ganz einfachen Fällen, unmittelbar nur dann möglich, wenn die Grundlagen der Rechnung bis zum Bruch oder bis zum Eintreten einer Instabilität des Gleichgewichtes erfüllt sind. Daß unsere Baustoffe dem Hookeschen Gesetz nicht unbegrenzt folgen, ist bekannt, und es entsteht daher die Frage, wie die Abweichungen von diesem Gesetze den Schluß von der im elastischen Bereiche ermittelten Spannung auf Bruch oder Instabilität beeinflussen; dabei ist allerdings noch vorausgesetzt, daß das Hookesche Gesetz innerhalb gewisser Spannungsgrenzen, in denen die Gebrauchsspannungen liegen, die Formänderung des Baustoffes tatsächlich richtig beschreibt. Ist ein Schluß von den errechneten Spannungen auf die kritischen Lasten, die Bruch herbeiführen, nicht zu ziehen, hätte die Spannungsberechnung einen zweifelhaften Wert, da ja die Sicherheit eines Bauwerkes nur durch die Bruchlast bestimmt wird. Es ist selbstverständlich, daß eine Formel, die etwa gestatten würde, eine bestimmte erreichte Höchstspannung mit der Bruchlast zu verknüpfen, die tatsächlichen Festigkeitseigenschaften des betreffenden Baustoffes enthalten müßte; daß vor allem darin der beim Anlegen eines einachsigen Spannungszustandes beobachtete Zusammenhang zwischen Spannung und bezogener Dehnung, die sogenannte Spannungs-Dehnungs-Linie des Baustoffes, maßgebende Bedeutung erlangen müßte, bedarf keiner weiteren Begründung. Damit ist natürlich auch zum Ausdruck gebracht, daß es eine allgemeine Theorie der Bruchgefahr, die keine Rücksicht auf die besondere Form der Spannungs-Dehnungs-Linie und damit auf den Gefügeaufbau eines Baustoffes nimmt, nicht geben kann. Die Entwicklung der Baustatik wird dahin führen, jedem Baustoff seine eigene Statik zuzuordnen.

Die Möglichkeit einer rechnerischen Ermittlung der Bruchlast wird Vereinfachungen des verwickelten Zusammenhanges zwischen Spannung und bezogener Dehnung ins Auge fassen müssen, ohne dadurch die maßgebenden Erscheinungen zu beeinträchtigen. Beschränkt man sich in den folgenden Betrachtungen auf Stahl, so liegt es nahe, diesen Baustoff als einen ideal plastischen Baustoff im Sinne Prandtls aufzufassen. Die Spannungs-Dehnungs-Linie folgt bei dieser Annahme bis zur Erreichung der Fließgrenzspannung σ_F dem Hookeschen Gesetze, von da ab verhält sich der Körper vollkommen plastisch, indem er nun beliebige weitere Formänderungen ohne Spannungserhöhung erleiden kann. Dabei wird von der sogenannten Verfestigung des Baustoffes abgesehen, einmal aus dem Grunde, weil Beanspruchungen über die Fließgrenze hinaus bereits außerhalb der Dauerfestigkeit liegen, bei wiederholten Belastungen daher nicht ertragen werden, andererseits weil der Beginn der Verfestigung erst nach beträchtlicher Größe der bleibenden Dehnungen ein-

setzt — in einem von Grüning[1] beschriebenen Eisen St 37 bei $\varepsilon = 28\,^0/_{00}$, während die rein elastische Dehnung demgegenüber nur $\varepsilon_F = \frac{3000}{2150} = 1.4\,^0/_{00}$ beträgt —, so daß also vor Eintritt der Verfestigung ein Tragwerk in gefährliche Nähe einer durch das Fließen bedingten Instabilität des Gleichgewichtes kommen kann. In neueren Untersuchungen wird daher auch die Sicherheit in den meisten Fällen auf die Fließgrenze bezogen, allerdings nicht auf die Grenzlast, die eine etwaige Instabilität der Gleichgewichtslage bedingt, sondern auf diejenige, welche die größte, rechnungsmäßig auftretende Spannung die Fließgrenzspannung σ_F erreichen läßt.

In der Baustatik ist der wichtigste und am häufigsten vorkommende Festigkeitsfall derjenige der Biegung. Wenn man dabei der Formänderung die Spannungs-Dehnungs-Linie der Abb. 1 zugrunde legt, wird eine strenge zweidimensionale Rechnung auch in den einfachsten Fällen hoffnungslos; eine Lösung dieser Aufgabe ist daher noch nicht einmal versucht worden. Legt man bei der Biegung der Formänderung die Annahme von Bernoulli über das Ebenbleiben der Querschnitte zugrunde, dann wird die Berechnung der Spannung und Verformung des Tragwerkes im elastischen Bereich außerordentlich einfach, und es ist einleuchtend, daß erst diese Annahme die Entwicklung der Berechnung der verwickelten Stabsysteme des Hoch- und Brückenbaues ermöglichte, während eine strenge zweidimensionale Rechnung nur in wenigen, einfachen Fällen durchführbar war und die rasche Entwicklung der Baustatik aufgehalten hätte.

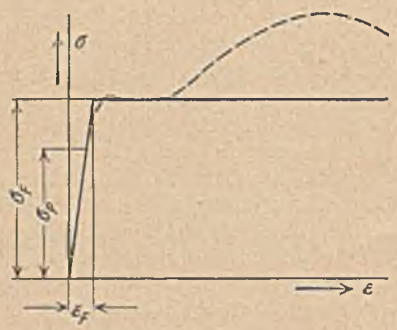


Abb. 1.

Es liegt nahe, den Versuch zu machen, die Bernoullische Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte auch auf das elastisch-plastische Gebiet der Formänderungen zu übertragen. Bei der bekannten Engesser-Kármán-Formel für die Knicklast eines geraden Stabes bei Überschreitung des Gültigkeitsbereiches der Euler-Formel hat sich diese Übertragung außerordentlich bewährt und es liegen auch Versuche von Eugen Meyer[2], Charlottenburg, vor, die diese Annahme gut bestätigen. Im elastisch-plastischen Gebiet wird die Aufgabe der Berechnung der Tragfähigkeit so lange verhältnismäßig einfach, solange der Balken statisch bestimmt ist, so daß sich die der Belastung entsprechende Formänderung unbehindert durch überzählige Stützenbedingungen ausbilden kann. Bei statisch unbestimmten Systemen sind die inneren Spannungen erst durch überzählige Formänderungsbedingungen festgelegt so daß der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie die inneren Spannungen und damit die Tragfähigkeit, bei der Bruch oder Instabilität auftritt, maßgebend beeinflußt; daraus ist zu entnehmen, daß gerade bei statisch unbestimmten Systemen der Schluß von den gerechneten Größtspannungen auf die Tragfähigkeit zu Schwierigkeiten führt, so daß vielfach in neueren Untersuchungen verlangt wird, den Spannungsmaßstab auf statisch bestimmte Systeme zu beschränken, bei statisch unbestimmten Systemen nach anderen Möglichkeiten zu suchen, da die Bemessung der Tragwerke eigentlich nur von der Forderung nach gleicher Sicherheit abhängig gemacht werden kann, die der Spannungsmaßstab nicht zu erfüllen ermöglicht. W. Gehler, Dresden, hat in seinem Berichte „Sicherheitsgrad und Beanspruchung" auf der 2. internationalen Brückenbautagung in Wien 1928 für statisch unbestimmte Systeme von einem Dehnungsmaßstab gesprochen; ein solcher setzt natürlich die rechnerische Erfassung der plastischen Formänderungen voraus, da er sich nur dadurch vom Spannungsmaßstab unterscheiden kann. Bei der Benutzung des Spannungsmaßstabes für alle Tragwerke haben statisch unbestimmte gegenüber statisch bestimmten Systemen überschüssige Sicherheit; darauf hat bekanntlich bereits M. Grüning[3], Hannover, hingewiesen. Es wäre daher eine wichtige Aufgabe, diese Sicherheitsüberschüsse rechnungsmäßig zu erfassen bzw. durch entsprechende Erhöhung der zulässigen Beanspruchung bei statisch unbestimmten Systemen der Forderung nach gleicher Sicherheit bei allen Tragwerken nachzukommen.

Es ist selbstverständlich, daß ein Berechnungsverfahren auf der Grundlage der Spannungs-Dehnungs-Linie nach Abb. 1 nicht ein Bemessungsverfahren zu werden braucht, denn die zulässigen Spannungen liegen ja immer innerhalb der Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes, so daß sich die Spannungsberechnung dadurch nicht ändern kann. Die Festlegung zulässiger Beanspruchungen nach der erwünschten gleichen Sicherheit für alle Tragwerksysteme ist aber nur durch eine weitere Anpassung der Rechnung an das tatsächliche Formänderungsverhalten des Baustoffes möglich. Es entsteht allerdings die Frage, ob es nicht zweckmäßig werden dürfte, das Bemessungsverfahren auf der Grundlage einer zulässigen Beanspruchung wenigstens zunächst für Eisentragwerke durch ein solches zu ersetzen, das die leicht zu ermittelnde Tragfähigkeit, die durch eine Instabilität der Gleichgewichtslage gekennzeichnet ist, berücksichtigt.

Legt man auch im elastisch-plastischen Gebiete der Formänderung die Bernoullische Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte zugrunde und beschränkt man sich auf den Einfluß der Biegungsmomente, so wird die Verformung des Stabelementes von der Länge l durch die Größe $\Delta\, d\varphi$ beschrieben (Abb. 2). Hat die Randspannung die Fließgrenze σ_F erreicht, ändert sich bei einer weiteren Steigerung der Belastung die Spannungsverteilung gegenüber der im rein elastischen Gebiete; die Randspannung ist keiner Zunahme mehr fähig, und es müssen nun die angrenzenden Fasern, die noch nicht bis zur Fließgrenze angespannt sind, die Steigerung des Biegungsmomentes M_i bewirken. Für einen rechteckigen Querschnitt von der Breite b und der Höhe h ist im elastischen Gebiet

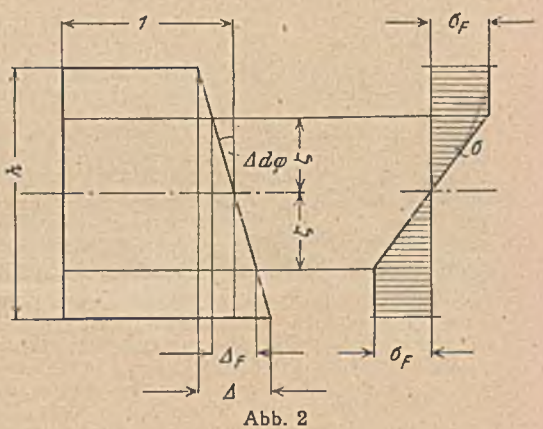


Abb. 2

$$(1) \qquad M_i = E\,J\,\Delta\,d\varphi = E\,J\left(\frac{\Delta}{h}\right);$$

wenn die Randspannung den Wert σ_F erreicht hat, soll M_i mit M_F bezeichnet werden; dann ist bekanntlich

$$(2) \qquad M_F = W\,\sigma_F = \frac{1}{6}\,b\,h^2\,\sigma_F\,.$$

Die Randfaser eines Stabelementes von der Länge l wird dann um den Betrag $\varepsilon_F = \frac{\sigma_F}{E}$ gedehnt oder gestaucht und die Summe der Randfaserdehnungen ist

$$(3) \qquad \Delta_F = 2\,\varepsilon_F = \frac{2\,\sigma_F}{E}\,.$$

[1] M. Grüning, „Der Eisenbau I", Berlin, Springer 1929.
[2] E. Meyer, „Die Berechnung der Durchbiegung von Stäben, deren Material dem Hookeschen Gesetz nicht folgt", Z. VDI 1908.
[3] M. Grüning, „Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl", Berlin, Julius Springer 1926.

Wird bei einer weiteren Steigerung der Belastung $M_a > M_F$, folglich auch $\Delta > \Delta_F$, bilden sich an den Rändern gegen das Innere des Querschnittes wachsend Fließgebiete von der Höhe $\frac{h}{2} - \zeta$ aus, denen ein elastisch gebliebener Kern in der Mitte von der Höhe 2ζ gegenübersteht (Abb. 2). Es verhält sich

$$\Delta : \Delta_F = h : 2\zeta ,$$

daraus berechnet sich die Höhe des elastisch gebliebenen Kernes mit

$$2\zeta = \frac{\Delta_F}{\Delta} h . \tag{4a}$$

Die Begrenzung der Fließgebiete $\zeta(x)$ hat für einige einfache Belastungsfälle Nádai[4] angegeben.

Mit (4a) wird

$$M_i = b\,\sigma_F \left(\frac{h^2}{4} - \frac{\zeta^2}{3}\right) = \frac{3}{2} M_F \left[1 - \frac{1}{3}\left(\frac{\Delta_F}{\Delta}\right)^2\right] . \tag{4}$$

Für $\Delta = \Delta_F$ geht der Wert (4) in den Wert (2) über. Aus (4) bekommt man nach kurzer Rechnung, da für den Fall des Gleichgewichtes zwischen inneren Spannungen und äußeren angreifenden Kräften $M_i = M_a$ sein muß,

$$\Delta = \pm \Delta_F \frac{1}{\sqrt{3 - \frac{2 M_a}{M_F}}} . \tag{5}$$

Aus (5) kann man bereits den Wert des am Stabelement angreifenden Momentes der äußeren Kräfte erkennen, bei dem die Verformung desselben über alle Grenzen hinaus wächst; für $3 - \frac{2 M_a}{M_F} = 0$ wird $\Delta = \infty$, d. h. wenn an irgendeiner Stelle des Tragwerkes bei rechteckigem Querschnitte M_a den Wert $M_a = \frac{3}{2} M_F$ erreicht, der innere Widerstand dieser Stelle erschöpft ist; sie wirkt bei weiterer Steigerung der Formänderung wie ein Gelenk. Bei einer gemittelten Spannungs-Dehnungs-Linie, die M. Roš[5], Zürich, seiner Bemessung zentrisch und exzentrisch gedrückter Balken zugrunde legt, beginnt die Verfestigung des Stahles bei $\varepsilon = 6\,‰$, während demgegenüber $\varepsilon_F = 1{,}2\,‰$ ist; damit wird $\left(\frac{\Delta_F}{\Delta}\right)^2 = 0{,}04$ und der zugehörige Wert von

$$M_i = \frac{1}{2} M_F \left[3 - \left(\frac{\Delta_F}{\Delta}\right)^2\right] = \frac{1}{2} M_F (3 - 0{,}04)$$
$$= \frac{1}{2} M_F \cdot 2{,}96 \approx \frac{3}{2} M_F ,$$

woraus man erkennt, daß vor Einsetzen der Verfestigung auch bei einem verhältnismäßig frühen Beginn derselben der Baustoff an die vollständige Erschöpfung des inneren Widerstandes sehr nahe herankommt; für die tatsächliche Erschöpfung desselben werden daher Dehnungen von 4—5 ‰ genügen. Übrigens ist gegen diese von Roš benutzte, gemittelte Spannungs-Dehnungs-Linie von Memmler, Berlin, Einspruch erhoben worden, der auf Grund seiner Untersuchungsergebnisse verlangt, mit einem Fließen bis zu 15 und sogar 20 ‰ zu rechnen. Die Verfestigung kann daher das Einsetzen des dynamischen Fließvorganges und damit das Auftreten unzulässiger Formänderungen nicht verhindern und hat folglich für die Bemessung der Sicherheit keine Bedeutung. Überschreitet M_a den Wert M_T, so ist ein Gleichgewicht zwischen inneren Spannungen und äußeren Kräften nicht mehr möglich, da dieses an das Bestehen eines elastischen Kernes im Querschnitt gebunden ist. Aus dem statischen Problem wird ein dynamisches Problem, das den Fließvorgang zeitlich unter Anwendung der Bewegungsgesetze der zähen Flüssigkeiten beschreiben müßte. $M_a = M_T$ grenzt daher die Möglichkeit elastisch-plastischer Gleichgewichtszustände ab und kann demnach als die Plastizitätsbedingung des auf reine Biegung beanspruchten Balkens bezeichnet werden.

Daß es sich bei Belastung mit dieser Grenzlast, bei der $\max M_a = M_T$ ist, um ein tatsächliches Stabilitätsproblem handelt, daß für diesen Belastungsfall die ursprünglich stabile Gleichgewichtslage des ausgebogenen Balkens labil wird und damit der Balken als Tragwerk ausscheidet, kann hier nicht näher erläutert werden. Es läßt sich aber mit Benutzung der Arbeitsgesetze zeigen, daß das Kennzeichen des Stabilitätswechsels, das Verschwinden der 2. Variation der potentiellen Energie der Gleichgewichtslage, tatsächlich besteht. Damit wird bei Berücksichtigung der plastischen Formänderungen ganz allgemein aus dem bisherigen Spannungsproblem bei der Biegung ein Stabilitätsproblem und damit unmittelbar ein Festigkeitsproblem, das die Festsetzung einer zulässigen Inanspruchnahme entbehren kann.

I. Statisch bestimmte Tragwerke.

1. Die Tragfähigkeit des einfachen Balkens.

Für einen Balken mit rechteckigem Querschnitt von der Spannweite l mit einer Einzellast P in der Trägermitte ist das größte Moment $\max M_a = \frac{P l}{4}$; wird $\max M_a = M_F$, so ist damit ein Wert von $P = P_F = \frac{4 M_F}{l}$ bestimmt, bei dem in der Trägermitte die Randspannung die Fließgrenzspannung σ_F erreicht. Mit $\max M_a = \frac{3}{2} M_F = M_T$ muß $P = P_T = \frac{6 M_F}{l} = \frac{\sigma_F}{l}$ $b h^2$ werden; damit ist nun derjenige Wert von P gegeben, bei dem die Formänderungen an der ungünstigst beanspruchten Stelle über jedes endliche Maß hinauswachsen; diese Stelle wirkt für eine weitere Steigerung der Verformung wie ein Gelenk, und da es sich um einen einfachen Balken handelt, ist damit das Tragvermögen desselben erschöpft. P_T ist die Grenzlast, die nicht überschritten werden kann. Bei Überschreitung von P_T tritt folglich ein Systemwechsel auf; aus dem stabilen frei aufliegenden Träger wird ein labiler Balken mit Mittelgelenk.

Bei gleichzeitigem Vorhandensein einer ständigen Last g [t/m] wird

$$\max M_a = \frac{1}{8} g l^2 + \frac{P_T l}{4} = \frac{3}{2} M_F$$

und daraus

$$P_T = \frac{6 M_F}{l} - \frac{g l}{2} . \tag{6}$$

Wirkt auf den Balken eine Einzellast P im Abstande u von der linken Stütze, dann wird

$$P_T(u) = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_F l}{u (l - u)} .$$

Faßt man u als veränderliche Größe auf, so gibt $P_T(u)$ eine Linie, die das Tragvermögen des Balkens gegenüber einer Einzellast kennzeichnet. Ihre Ordinaten sind Einzellasten an der Stelle u verhältnisgleich, die jeweils den gleichen Wert von max M hervorrufen. Bei gleichzeitigem Vorhandensein von g wird für

$$0 < x < u: \quad M_a = \frac{g}{2} x (l - x) + \frac{P (l - u)}{l} x;$$

$$u < x < l: \quad M_a = \frac{g}{2} x (l - x) + \frac{P u}{l} (l - x).$$

[4] Nádai, „Der bildsame Zustand der Werkstoffe", Berlin, Julius Springer.

[5] Bericht über die II. internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau, Julius Springer, Wien 1929.

Es hängt von der Größe von g ab, ob $\max M_a$ unter der Last an der Stelle $x = u$ auftritt oder ob das Moment gegen die Mitte zu noch weiter ansteigt. Für den 1. Fall ist

$$\max M_a = \frac{g}{2} u (l-u) + \frac{P_T u (l-u)}{l} = \frac{3}{2} M_F$$

und daraus

$$(7) \qquad P_T(u) = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_F l}{u (l-u)} - \frac{g l}{2}$$

Für den 2. Fall berechnet sich die Stelle von $\max M_a$ nach

$$\frac{d M_a}{d x} = \frac{g}{2} (l - 2 x_0) - \frac{P u}{l} = 0$$

mit $$x_0 = \frac{l}{2} - \frac{P u}{g l}.$$

Statisch verwendbar ist der Ausdruck nur dann, d. h. die Voraussetzungen für den Fall 2 sind nur dann erfüllt, wenn $u < x_0 < \frac{l}{2}$ ist; damit berechnet sich

$$\max M_a = \frac{g}{2} \left(\frac{l}{2} + \frac{P u}{g l} \right)^2.$$

Aus $$\frac{g}{2} \left(\frac{l}{2} + \frac{P u}{g l} \right)^2 = \frac{3}{2} M_F$$

bekommt man schließlich

$$(8) \qquad P_T(u) = \frac{g l}{u} \left[\sqrt{3 \frac{M_F}{g}} - \frac{l}{2} \right].$$

Es ist noch notwendig, innerhalb l/2 die Bereiche abzugrenzen, für die die Lösung (7) bzw. (8) gilt; berechnet man die Abszisse u_0 des Schnittpunktes der beiden Linien (7) und (8), dann muß

$$\frac{3}{2} \cdot \frac{M_F l}{u_0 (l - u_0)} - \frac{g l}{2} = \frac{g l}{u_0} \left[\sqrt{3 \frac{M_F}{g}} - \frac{l}{2} \right],$$

daraus ist dann

$$u_0 = l - \sqrt{3 \frac{M_F}{g}},$$

so daß für P links von u_0 das Tragvermögen P_T nach Gl. (8), für P rechts von u_0 nach Gl. (7) zu berechnen ist.

Ist der Balkenquerschnitt kein Rechteck, sondern ein I-Profil (Abb. 3), so ist

$$(9) \qquad M_F(I) = \sigma_F W = \frac{\sigma_F}{6 h} [b h^3 - (b-d) h_1^3],$$

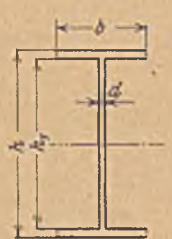


Abb. 3.

wenn nun $\Delta > \Delta_F$ wird, muß man wegen der Unstetigkeit der Randbegrenzung 2 Fälle unterscheiden, von denen der 1. dadurch bestimmt ist, daß $h_1 < 2\zeta < h$; der 2., daß $2\zeta < h_1$ wird. Für $h_1 < 2\zeta < h$ berechnet sich, da mit Rücksicht auf die Annahme über das Ebenbleiben der Querschnitte nach (4 a)

$$2\zeta = \frac{\Delta_F}{\Delta} h,$$

$$(10) \qquad M_i = \frac{1}{4} \sigma_F b h^2 \left\{ \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\Delta_F}{\Delta} \right)^2 \right] - \frac{2}{3} \cdot \frac{b-d}{b} \cdot \left(\frac{h_1}{h} \right)^3 \cdot \frac{\Delta}{\Delta_F} \right\}.$$

Formel (10) gilt bis $\Delta_1 = \frac{h_1}{h} \Delta_F$; für $\Delta = \Delta_F$ geht sie in die Formel (9) über, die bei rein elastischen Formänderungen anzuwenden ist. Wird $\Delta > \Delta_1$, dann ergibt sich

$$(11) \qquad M_i = \frac{3}{2} M_F(I) \frac{b h (h^2 - h_1^2) + b d \left[h_1^2 - \frac{1}{3} h^2 \left(\frac{\Delta_F}{\Delta} \right)^2 \right]}{b h^3 - (b-d) h_1^3}.$$

Aus (11) gewinnt man wieder den Grenzwert von M_i, für den Δ unbegrenzt wächst; für $\frac{\Delta_F}{\Delta} = 0$ wird

$$(12) \qquad M_i = M_T(I) = \frac{3}{2} M_F(I) \frac{b h^3 - (b-d) h h_1^2}{b h^3 - (b-d) h_1^3} = \frac{3}{2} \varkappa M_F(I),$$

wobei

$$(12a) \qquad \varkappa = \frac{h}{12 J} [b h^2 - (b-d) h_1^2].$$

$\varkappa$ ist eine dimensionslose Zahl, die nun nach (12a) für jedes Walzprofil berechnet werden kann. Die Grenzlast P_T eines einfachen in der Mitte belasteten Balkens wird nun

$$(13) \qquad P_T = \frac{6 \varkappa M_F(I)}{l} = \frac{3}{2} \varkappa P_F;$$

berücksichtigt man, daß $P_F = \frac{4 M_F(I)}{l} = \frac{8 \sigma_F J}{h l}$, so bekommt man endlich

$$(13a) \qquad P_T = \frac{12 \sigma_F}{l} \cdot \frac{\varkappa J}{h} = \frac{4 \sigma_F}{l} \cdot \frac{1}{4} [b h^2 - (b-d) h_1^2] = \frac{4 \sigma_F}{l} T.$$

Wie man sieht, ist für das Tragvermögen einer Querschnittsform nun nicht mehr das Trägheitsmoment J entscheidend, sondern die neue Querschnittsgröße T, und die Querschnittsform der Walzträger sollte folglich so bestimmt werden, daß bei der gleichen Querschnittsfläche nicht J, sondern T einen maximalen Betrag annimmt. Wie die folgende Tabelle zeigt, ist jedoch $\varkappa$ für die verschiedenen Profile nur sehr wenig veränderlich, so daß die Forderung $T \to \max$ mit der $J \to \max$ nahezu übereinstimmen wird. Bei der üblichen Bemessung mit einer zulässigen Beanspruchung von $\sigma_{zul} = 1200$ kg/cm² und dem Mindestwert von $\sigma_F = 2400$ kg/cm² wäre folglich der Sicherheitsgrad gegen Auftreten einer Instabilität der Gleichgewichtslage bei Belastung mit P in der Balkenmitte

$$n = \frac{P_T l}{P l} = \frac{12 \sigma_F \frac{\varkappa J}{h}}{4 \sigma_{zul} \frac{2 J}{h}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\sigma_F}{\sigma_{zul}} \varkappa = 3 \varkappa.$$

Für die Normalprofile von I-Eisen und für Peiner Träger Pa sind in den folgenden beiden Tabellen die Werte $\varkappa$ und n zusammengestellt.

Tabelle 1.
Normalprofile für I-Eisen.

Nr.	$\varkappa$	$n = 3\varkappa$
10	0,7764	2,329
20	0,7734	2,320
30	0,7770	2,331
40	0,7812	2,344
50	0,7843	2,353
60	0,7917	2,375

Tabelle 2.
Peiner Träger Pa

Nr.	$\varkappa$	$n = 3\varkappa$
32	0,7238	2,171
40	0,7315	2,195
50	0,7399	2,220
60	0,7439	2,232
70	0,7487	2,246
80	0,7523	2,257
90	0,7565	2,270
100	0,7610	2,283

Man sieht aus dem Vergleich der Werte n, daß die Querschnittsform der Normalprofile gegenüber der der Peiner Träger Pa ein wenig im Vorteil ist; dabei ist natürlich der hier benutzte besondere Belastungsfall auf diese Verhältnisse nicht von Einfluß, da bei statisch bestimmten Tragwerken lediglich der Wert von max M_a auf das Tragvermögen entscheidend ist.

Für einen Balken mit zwei Einzellasten in den Drittelpunkten wird $\max M_a = \frac{P\,l}{3}$ und

$$(14)\quad \begin{cases} P_T = \dfrac{3\,M_T\,(I)}{l} = \dfrac{9}{2} \varkappa \dfrac{M_F\,(I)}{l} \\ \quad = \dfrac{3\,\sigma_F}{l} \cdot \dfrac{1}{4}\,[b\,h^2 - (b-d)\,h_1^2] = \dfrac{3\,\sigma_F}{l}\,T. \end{cases}$$

Für eine Vollbelastung p [t/m] wird $\max M_a = \frac{p\,l^2}{8}$ und damit

$$(15)\quad p_T = \frac{12}{l^2} \varkappa M_F\,(I) = \frac{8\,\sigma_F}{l^2} \cdot \frac{1}{4}\,[b\,h^2 - (b-d)\,h_1^2] = \frac{8\,\sigma_F}{l^2}\,T.$$

2. Berechnung der verformten Stabachse.

Mit Hilfe der Beziehung (5) ist es möglich, bei bekanntem Verlauf von M_a die elastisch-plastische Verformung des Tragwerkes und vor allem seine Durchbiegung y zu berechnen. Die Differentialgleichung der verformten Stabachse ergibt sich bei rechteckigem Querschnitt mit

$$(16)\quad \frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{\Delta}{h} = -\frac{M_F}{E\,J} \cdot \frac{1}{\sqrt{3 - \dfrac{2\,M_a}{M_F}}}.$$

Ist im Falle eines Trägers mit zwei gleichen Endmomenten M_a konstant, dann wird

$$y = \frac{M_F}{2\,E\,J} \cdot \frac{1}{\sqrt{3 - \dfrac{2\,M_a}{M_F}}}\,x\,(l-x);$$

$$y\left(\frac{l}{2}\right) = \frac{M_F\,l^2}{8\,E\,J} \cdot \frac{1}{\sqrt{3 - \dfrac{2\,M_a}{M_F}}}.$$

Die Tragfähigkeit des Balkens ist für $M_a = \frac{3}{2}\,M_F$ erschöpft.

Ist ein Balken von der Spannweite l mit einer Einzellast P in der Balkenmitte belastet (Abb. 4), dann ist $M_a = \frac{P}{2}\,x$; wächst P, so wird schließlich für einen mittleren Teil des Tragwerkes $M_a > M_F$ sein, in dem sich von den Rändern gegen die Stabachse zu wachsende Fließgebiete ausbilden; der Bereich rein elastischer Formänderungen ist auf ein Gebiet

$$o < x < a = \frac{2\,M_F}{P}$$

beschränkt.

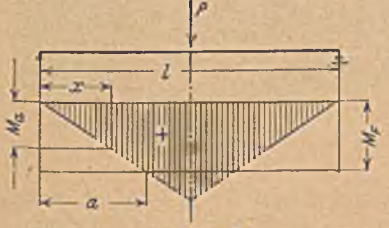


Abb. 4.

Zwischen

$$o < x < a \qquad \text{bzw.} \qquad a < x < \frac{l}{2}$$

ist

$$y_1'' = -\frac{M}{E\,J} = -\frac{P}{2\,E\,J}\,x \qquad y_2'' = -\frac{M_F}{E\,J} \cdot \frac{1}{\sqrt{3 - \dfrac{P}{M_F}\,x}}$$

$$y_1' = -\frac{P}{2\,E\,J} \cdot \frac{x^2}{2} + C_1 \qquad y_2' = +\frac{2\,M_F^2}{P\,E\,J}\sqrt{3 - \frac{P}{M_F}\,x} + C_3$$

$$y_1 = -\frac{P}{2\,E\,J} \cdot \frac{x^3}{6} + C_1\,x + C_2 \qquad y_2 = -\frac{4}{3} \cdot \frac{M_F^3}{P^2\,E\,J}\sqrt{\left(3 - \frac{P}{M_F}\,x\right)^3} + C_3\,x + C_4$$

Zur Berechnung der vier Integrationskonstanten stehen die vier Randbedingungen

1. $y_1(o) = o$; 2. $y_1(a) = y_2(a)$;

3. $y_1'(a) = y_2'(a)$; 4. $y_2'\left(\frac{l}{2}\right) = o$

zur Verfügung. Aus 1. folgt

$$C_2 = o,$$

aus 4. der Wert

$$C_3 = -\frac{2\,M_F^2}{P\,E\,J}\sqrt{3 - \frac{P\,l}{2\,M_F}};$$

damit aus 3.

$$C_1 = -\frac{2\,M_F^2}{P\,E\,J}\left[\frac{3}{2} - \sqrt{3 - \frac{P\,l}{2\,M_F}}\right]$$

und schließlich aus 2.

$$C_4 = \frac{20\,M_F^3}{3\,P^2\,E\,J};$$

damit wird im elastisch-plastischen Gebiete

$$(17)\quad y_2 = \frac{2}{3} \cdot \frac{M_F^2}{P\,E\,J}\left[\frac{M_F}{P}\left\{10 - 2\sqrt{\left(3 - \frac{P}{M_F}\,x\right)^3}\right\} - 3\,x\sqrt{3 - \frac{P\,l}{2\,M_F}}\right]$$

und in der Trägermitte

$$(18)\quad y_2\left(\frac{l}{2}\right) = y_m = \frac{M_F^3}{3\,P^2\,E\,J}\left[20 - \left(12 + \frac{P\,l}{M_F}\right)\sqrt{3 - \frac{P\,l}{2\,M_F}}\right].$$

Aus (18) folgt, daß y_m nur so lange reell ist, als $3 - \frac{P\,l}{2\,M_F} \geq o$; daher ist für $3 - \frac{P\,l}{2\,M_F} = o$ die Grenze der Gültigkeit von (18) erreicht; d. f. $P = P_T = \frac{6\,M_F}{l}$. Damit berechnet sich das Moment in der Trägermitte mit $M_a = \frac{P_T\,l}{4} = \frac{3}{2}\,M_F$, für das auf Grund der früheren Untersuchungen Δ über alle Grenzen wächst. Die elastisch-plastische Verformung beginnt bei $P_T = \frac{4\,M_F}{l}$ mit $y_m = \frac{1}{12} \cdot \frac{M_F\,l^2}{E\,J}$ und erreicht für $P_T = \frac{6\,M_F}{l}$ den Wert

$$\max y_m = \frac{20}{3} \cdot \frac{M_F^3}{P_T^2\,E\,J} = \frac{5}{27} \cdot \frac{M_F\,l^2}{E\,J},$$

bei dem gerade noch ein Gleichgewicht zwischen inneren Spannungen und äußeren Kräften möglich ist, also die Grenze der Stabilität.

(Fortsetzung folgt.)

EINE FABRIKHALLE IN AUGSBURG IN GESCHWEISSTER STAHLKONSTRUKTION.

Von Regierungsbaumeister Sudergath, Gustavsburg.

Die rasche Entwicklung, welche die jüngste Zeit der Schweißung von Stahlhoch- und Brückenbauten brachte, spiegelt sich auch in einer Anzahl von Bauwerken wider, die von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G. (M A N) Werk Gustavsburg im letzten Jahre erstellt worden sind. Die

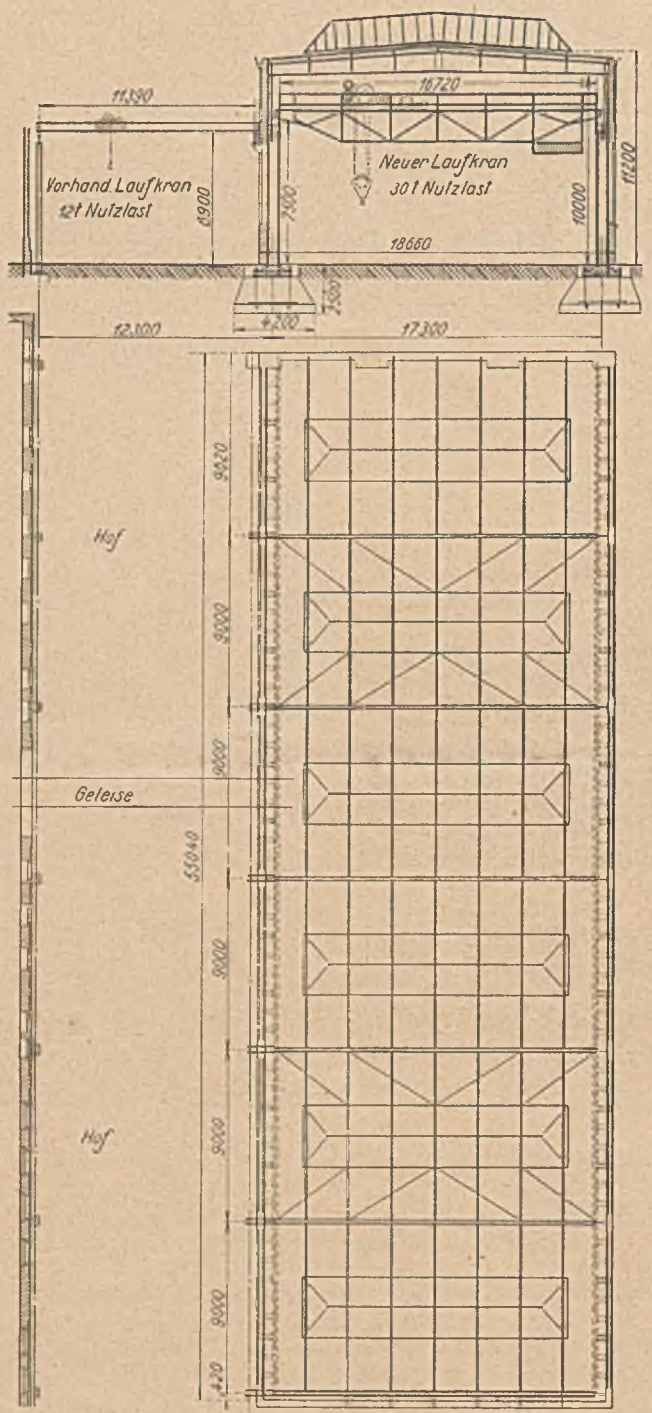


Abb. 1.

Vorteile der Schweißung besonders im Hochbau, die in so zahlreichen Veröffentlichungen schon hervorgehoben sind, wurden an vielen Stellen der Konstruktion erfolgreich nutzbar gemacht. Durch Wegfall von Anschlußwinkeln, Vereinfachung von Stößen, Wegfall von Knotenblechen, Ersatz von zusammengesetzten Fachwerkstäben durch ein einzelnes Profil u. dgl. mehr waren in jedem Einzelfalle Gewichts- und Arbeitsersparnisse erzielbar.

Die Voraussetzung für solche Anwendung der Schweißung war, daß ausgedehnte Versuche in der eigenen Werkstatt bestätigten, was die — damals noch weniger zahlreichen — Veröffentlichungen von anderer Seite über Festigkeit und Zuverlässigkeit der Schweiße aussagten. Die Ergebnisse dieser Versuche waren recht befriedigend.

So konnte man sich entschließen, als die Zahnräderfabrik Augsburg vorm. Joh. Renk (Akt.-Ges.) zu Ende vorigen Jahres

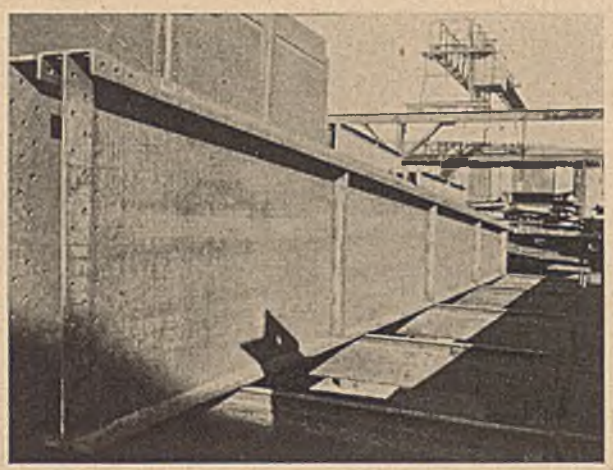


Abb. 2.

den Neubau einer Fabrikhalle für Großgetriebebau bestellte, diesen Bau in allen Hauptteilen durchweg in geschweißter Konstruktion auszuführen, abgesehen von den aus besonderer Rücksicht zu schraubenden Montageverbindungen. Die Übersicht,

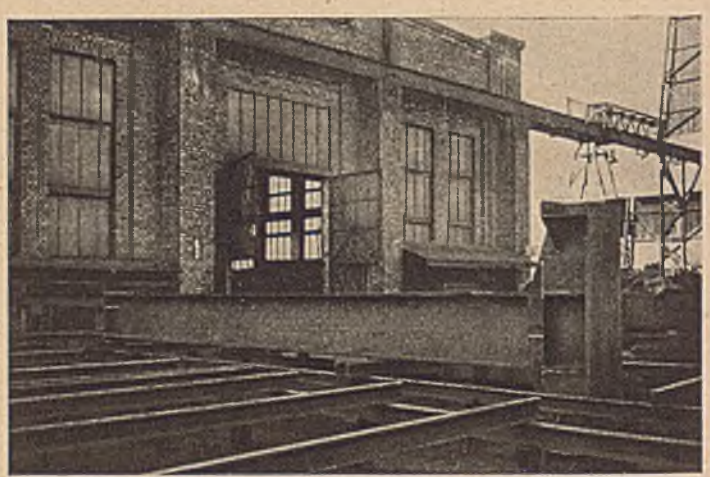


Abb. 3.

Abb. 1, zeigt die Gesamtanordnung der Halle. Diese hat einen Grundriß von 18,6 × 55 m², bis U. K. Binder 10 m Höhe und ist an 3 Seiten von Massivmauerwerk und an einem Giebel von Fachmauerwerk eingefaßt. Die Binderteilung beträgt 9 m; zwischen den Bindern sitzen Oberlichte von ca. 3 m Breite.

Im übrigen besteht die Dachhaut aus Stegzementdielen mit Doppelpappe auf Walzträgerpfetten. Ein 30 t-Laufkran bestreicht die ganze Halle; eine Stützenreihe trägt fernerhin auf Konsolen die Kranbahn eines 12 t-Hofkrans.

Die Vollwandbinder haben 10 mm starke Stegbleche von 645 bis auf 1100 mm Höhe steigend. Der Untergurt wird gebildet

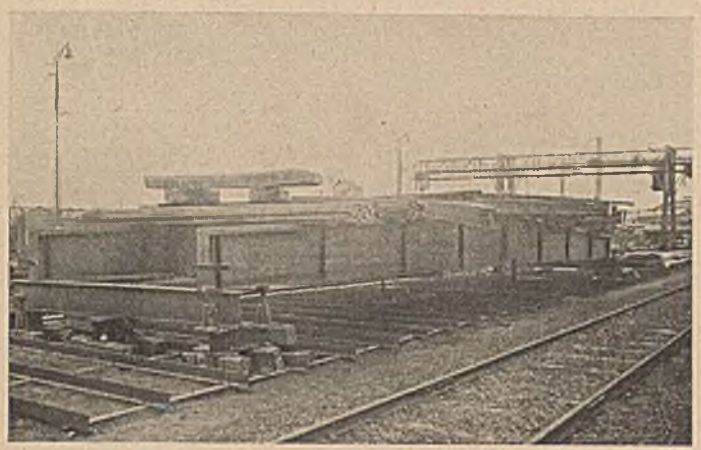


Abb. 4.

Abb. 5.

aus einem Flacheisen 200/14, der Obergurt aus einem waagerecht liegenden ⊏ 20. Die Gurtungen sind des guten Aussehens halber durchlaufend mit dem Stegblech verschweißt, obwohl auch eine unterbrochene Schweißung statisch vollauf genügt hätte. Die Aussteifungen, vom Stegblech abstehende Flacheisen, fassen auch die Gurtungen und sind mit dem Stegblech durch unterbrochene Kehlnähte verbunden. Dieser Binderquerschnitt zeigt ohne weiteres die Verbesserungen gegenüber einem ähnlichen genieteten Träger. Der Querschnitt ist statisch schärfer ausgenützt; durch das ⊏-Eisen wird eine vorzügliche Knickaussteifung erzielt; die Anbringung der Aussteifungen ist wesentlich vereinfacht und verbessert. Der Mittelstoß der etwa 18 m langen Binder ist auf Montage geschraubt. Abb. 2 zeigt einige Binderhälften vor dem Versand im Werk.

Abb. 6.

Die Stützen — siehe Abb. 3 — bestehen aus 60er Peinerträgern unten und 20er Peinerträgern oben, die Überführung der Querschnitte erfolgt am Kranbahnauflager. Sämtliche Verbindungen sind geschweißt. Der Säulenfuß zeigt eine einfache klare Durchbildung, die dem Wesen der Schweißung gerecht wird. So sind die großen Fußbleche nicht, wie bisher üblich, vor der Stütze durchgeführt, sondern außen auf den Flansch stumpf aufgesetzt und verschweißt. Für das zu übertragende Moment ist oben gewissermaßen ein Gurt durchgeführt durch einen Winkel innerhalb des Peinerträgers, der neben der indirekten Verbindung durch den Stützenflansch mittels Stirnkehlnähten mit dem Fußblech noch durch eine Scherlasche verbunden ist. Diese Lasche besteht wiederum aus zwei Hälften, um auf diese Weise noch die Nahtlänge für zwei Stirnnähte zu gewinnen. Die Aussteifung der Fußplatte und die Anordnung der Anker gestaltete sich ebenfalls sehr einfach. Die Kranbahnen bestehen aus Breitflanschträgern mit aufgeschweißter Flacheisenschiene.

Hervorgehoben zu werden verdient das entgegenkommende und verständnisvolle Verhalten der Augsburger Baupolizeibehörde — vertreten durch Herrn Oberbaurat Adam — in den Fragen der Schweißung zu einer Zeit, als noch nicht einmal der Entwurf für Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten vorlag. Ihr Wunsch auf Belastungsprobe der Binder deckte sich mit der bereits im Werk getroffenen Anordnung hierzu. Zwei Binder wurden bei provisorischer Verbolzung des Mittelstoßes etwa der 1½fachen Last, insgesamt 36,5 t, unterworfen, so daß die Beanspruchung im Versuch etwa 1800 kg/cm² betrug. Abb. 4 gibt diese Belastungsprobe wieder.

Die Montage bot keine Schwierigkeiten und verlief reibungslos. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt 110 t. Die Werkarbeit nahm etwa vier, die Montage drei Wochen in Anspruch. In Abb. 5 ist die fertig montierte Konstruktion bei Beginn der Ausmauerung zu sehen. Noch im Frühjahr konnte die Halle ihrer Bestimmung übergeben werden. Abb. 6 zeigt eine Innenansicht der fertigen Halle. — Der Versuch, ein Bauwerk vom Umfang des vorliegenden in geschweißter Konstruktion auszuführen, kann in jeder Hinsicht als gelungen betrachtet werden.

INTERESSANTES VOM BAU DES HOCHHAUSES DER SALAMANDER A.-G., BERLIN.

Von Direktor Dipl.-Ing. Adolf Stawski, Berlin.

Gegenüber dem Berliner Rathaus, an der Ecke Königstraße — Hoher Steinweg geht das Verwaltungsgebäude der Salamander A.-G., das erste Berliner Hochhaus in der City, seiner Vollendung entgegen. Es ist ein Werk des bekannten Berliner Architekten Johann Emil Schaudt. Das Gerippe des Bauwerks ist als Stahlskelett-Konstruktion ausgeführt, deren Berechnung von dem Ingenieurbüro Kuhn & Schaim aufgestellt wurde.

Es soll in folgendem nur auf die eigenartige Eckausbildung der Windrahmen und auf den interessanten Montagevorgang hingewiesen werden.

Aus der Systemzeichnung Abb. 1 ist ersichtlich, wie die Windkräfte geführt und aufgenommen werden. Die am meisten beanspruchten Windrahmen liegen zwischen den Stützen S_7, S_8, S_{14}, S_{13}. Das größte aufzunehmende Windmoment beträgt 35 mt.

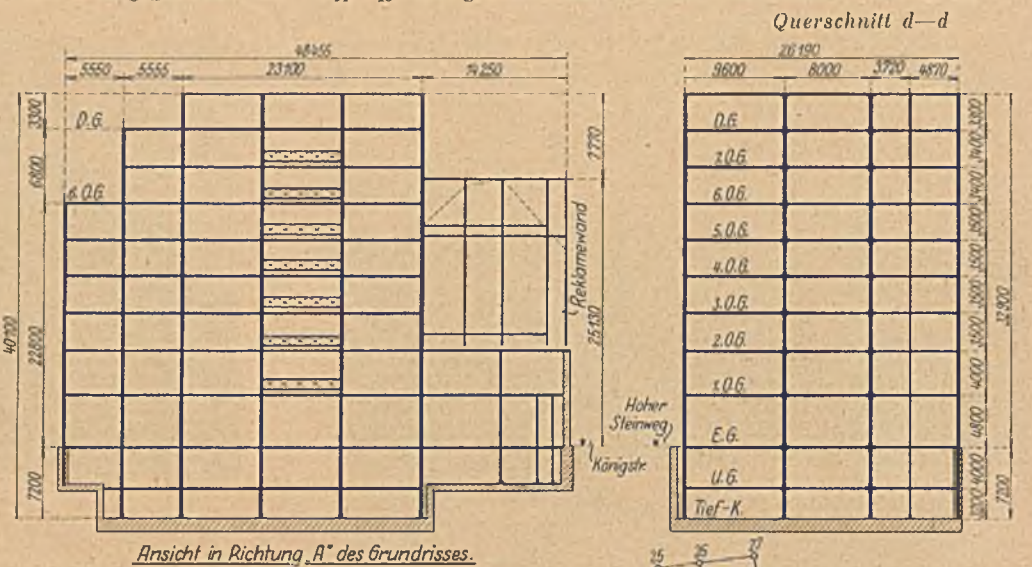
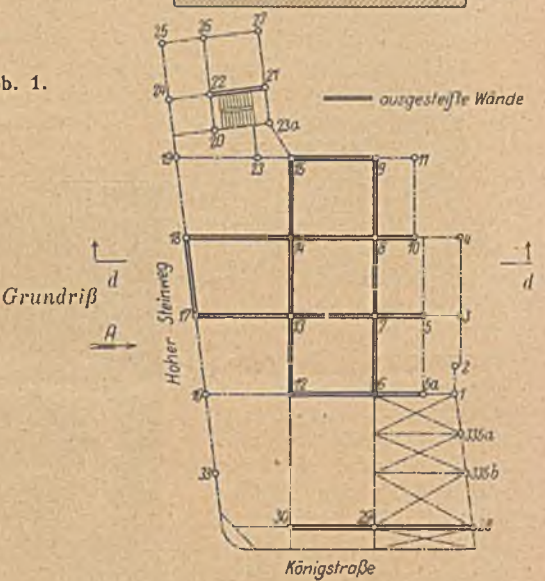


Abb. 1.



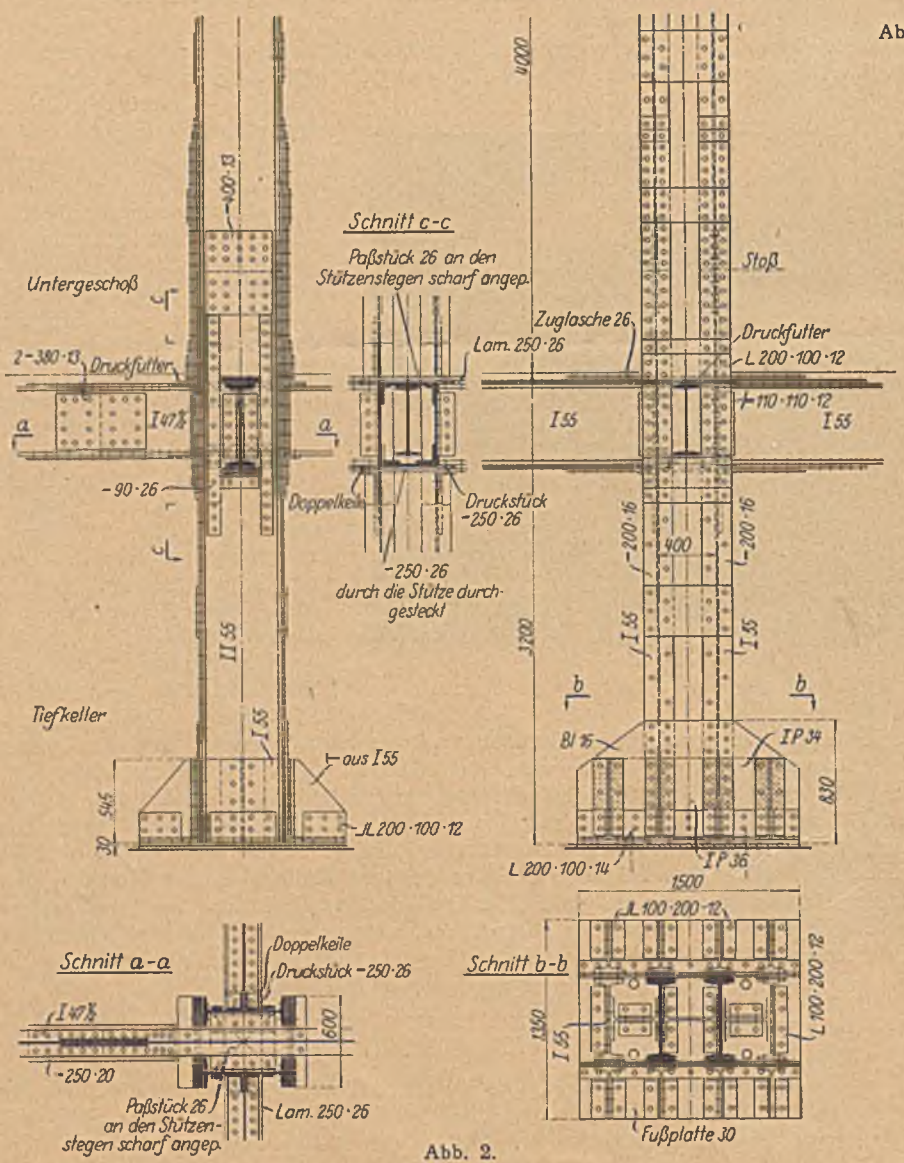


Abb. 2.

Der Architekt stellte die Forderung, daß jede Eckausbildung, welche aus der Decke hervorstehe, und dadurch die architektonische Ausbildung störe, vermieden werden müsse. Die Lösung dieser Aufgabe wurde noch dadurch erschwert, daß an jeder der vorgenannten Stützen Windmomente von erheblicher Größe nach beiden Richtungen aufgenommen werden mußten. Die gewählte konstruktive Anordnung geht aus der Abb. 2 hervor. In der einen Richtung ist der Rahmenriegel (Normalprofil 47½) durch die aus zwei Profilen bestehende Stütze durchgesteckt. Die aus dem Windmoment herrührenden Kräfte werden auf die unter und über dem Träger an der Stütze befestigten Quertraversen, die durch hochstegige Winkel verstärkt sind, übertragen. Dabei mußte beachtet werden, daß zwischen dem oberen Flansch des Trägers Normalprofil 47½ und der Quertraverse ein so reichlicher Zwischenraum bestand, daß der Träger durchgesteckt

werden konnte. Dieser Zwischenraum ist nachher auf der Baustelle durch scharf eingepaßte Druckfutter ausgefüllt worden. Der zweite Rahmenriegel — ein durch aufgenietete Platten verstärkter I-Träger Normalprofil 55 — ist mittels Winkeln zur Übertragung der Querkräfte in üblicher Weise an die Stützen angeschlossen. Die Platten des Riegels hören vor der Stütze auf und werden mit dieser beiderseitig oben und unten durch je einen Keil in Verbindung gebracht. Die Stützenstege sind an den Auflagerflächen der Keile durch gut eingepaßte Paßstücke ausgesteift. Um den Keil auf der Baustelle eintreiben zu können, ist zwischen diesem und dem ausgesteiften Stützensteg ein Druckstück, welches über die Flansche der Stützenstiele I 55 vorspringt, eingeschaltet. Die Zuglasche des Rahmenriegels ist durch die geschlitzten Stege der Stützenstiele durchgeführt. Die Windmomente werden also durch Kräftepaare aufgenommen, die bei dem einen Rahmenriegel (Normalprofil 47½) senkrecht, bei dem anderen Riegel waagerecht gerichtete Kräfte aufweisen. Die Anordnung bedingt eine saubere Werkstattarbeit. Sie hat aber auf der Baustelle, trotzdem sie auf den ersten Augenblick etwas kompliziert aussieht, keine besonderen Schwierigkeiten bereitet.

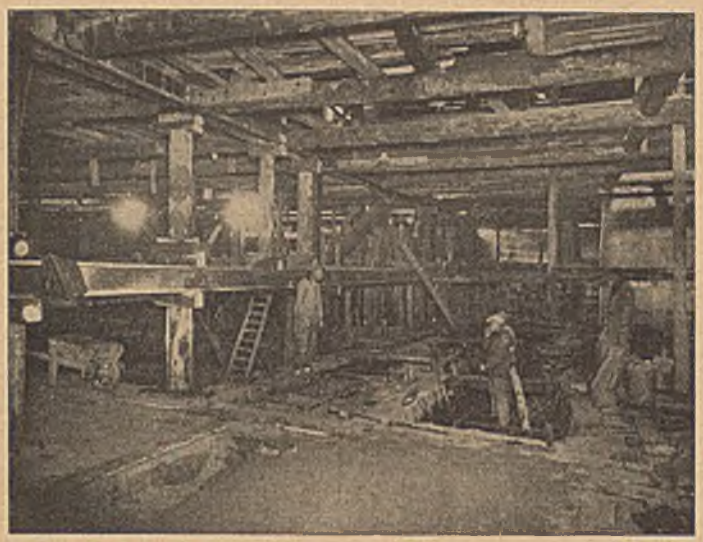


Abb. 3.

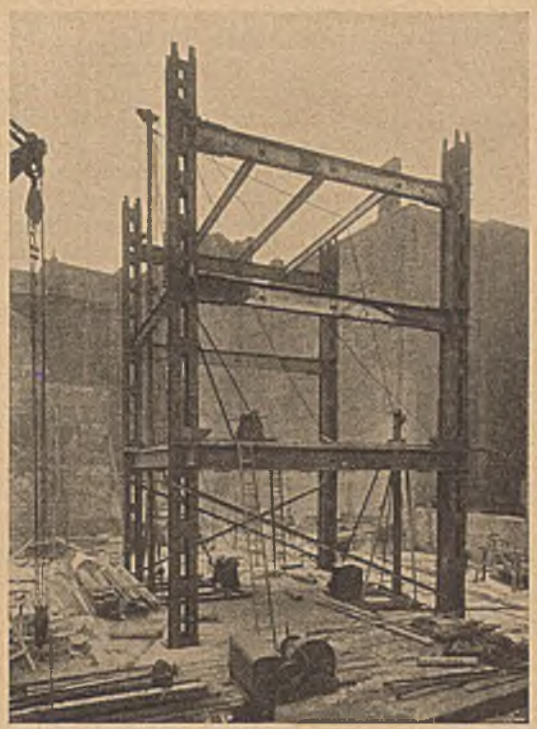


Abb. 4.

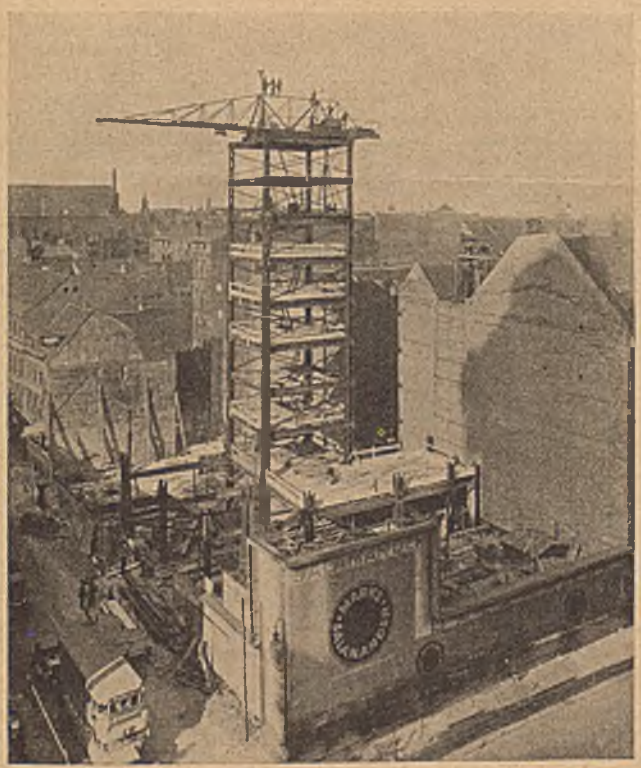


Abb. 5. Zustand vom 3. 3. 30.

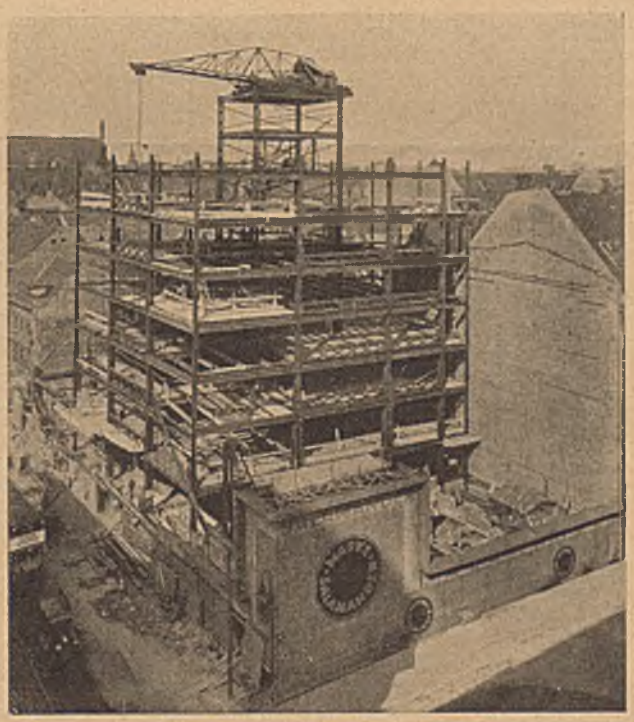


Abb. 6. Zustand vom 29. 3. 30.

Es sei noch nachgetragen, daß der größte, von einer Stütze auf das Fundament übertragene, Auflagerdruck etwa 700 Tonnen beträgt. Das Stahlmaterial ist bei gleichzeitiger Belastung durch Eigengewicht, Nutzlast und Wind bis zu 1600 kg/cm² ausgenutzt.

Wie aus dem Querschnitt der Systemskizze Abb. 1 hervorgeht, besitzt der hohe Teil des Gebäudes, das eigentliche Hochhaus, einen Tiefkeller und ein darüberliegendes Untergeschoß. Für den Erdaushub und die Herstellung der Futtermauern hatte die Baufirma etwa in Höhe der Decken des Untergeschosses und des Erdgeschosses waagerecht liegende Aussteifungen eingebaut, die in vertikaler Richtung abgesteift waren. Diese Aussteifungen konnten naturgemäß erst dann entfernt werden, als die Trägerlagen der Decken über Tiefkeller und Untergeschoß fertiggestellt waren. Abb. 3 zeigt den Zustand der Baugrube. In diesem Wald von Steifen mußte nun montiert werden, eine gefährliche, zeitraubende und daher sehr langsam fortschreitende Arbeit. Es lag nun der Gedanke nahe, während des Einbaues der Stahlkonstruktion in den beiden Kellergeschossen die vier Stützenzüge S_7, S_8, S_{14} und S_{13} mit den dazwischenliegenden Trägerlagen bis zum obersten Geschoß vorweg hochzuführen und auf der obersten Trägerlage einen Drehkran aufzubauen. Aus den Abb. 4 und 5 erkennen wir die Verwirklichung dieses Gedankens. Die vier Gebäudestützen mit den aussteifenden Riegeln und Trägern dienen also als Turmkonstruktion für den Drehkran, der mit seinem Ausleger die Fläche des eigentlichen Hochhauses bestreicht, und mit dem nun die gesamten übrigen Stahlkonstruktionen aufgestellt werden konnten. Das Hubwerk des Krans, für eine Nutzlast von 5 Tonnen eingerichtet, ist elektrisch betrieben, während das Fahrwerk der Katze und die Drehbewegung des Auslegers mit Handwinden betätigt wurden. Das Hebezeug, welches im eigenen Betrieb unter Verwendung von vorhandenen Winden hergestellt wurde, hat außerordentlich gute Dienste geleistet und zu einer schnellen Ausführung der Aufstellungsarbeiten wesentlich beigetragen.

Abb. 6 zeigt die bis zu den letzten Geschossen bereits hochgeführte Stahlkonstruktion, und aus den auf den Abbildungen angegebenen Zeiten ist zu ersehen, wie schnell der Bau emporwuchs. Durch Verwendung des Drehkrans ist die Montage außerdem noch um etwa 20% gegenüber der Verwendung üblicher Hebezeuge verbilligt worden. Nicht unerwähnt möchte ich noch lassen, daß in den Etagen des Hochhauses selbst keine weiteren Hebezeuge zur Verwendung gelangten, und daß dadurch das Verschieben der sonst angewandten Standmaste, wegfiel.

Der Umfang der Lieferung der gesamten Stahlkonstruktion betrug etwa 1000 Tonnen; das ergibt für den Kubikmeter umbauten Raum einen Verbrauch an Stahl von etwa 30 kg, und für den Quadratmeter nutzbarer Deckenfläche etwa 100 kg.

Die Stahlkonstruktion wurde in den Werkstätten der Firma G. E. Dellschau G. m. b. H. ausgeführt und auch von ihr aufgestellt.

DAS SCHWEISSEN VON STAHLHOCHBAUTEN UND VON STAHLBRÜCKEN.

Von Baurat Dr.-Ing., Dr.-Ing. h. c. F. Bohny, Sterkrade.

Die vom preuß. Wohlfahrtsministerium ausgearbeiteten Vorschriften sind nunmehr — Datum 10. Juni 1930 — herausgegeben worden und alle Ämter, Polizeiverwaltungen der Stadtkreise usw. sind aufgefordert, die Vorschriften bei geschweißten Stahlhochbauten der Genehmigung zugrunde zu legen. Es wird dazu gesagt:

„Die Ausführung geschweißter Stahlbauten setzt im besonderen Maße gründliche Kenntnisse und praktische Erfahrungen in dieser Bauweise voraus. Sie darf daher nur zuverlässigen Unternehmern übertragen werden. Die Durchführung der vorgeschriebenen Prüfungen und der Bauüberwachung muß durch einen für die Schweißtechnik geeigneten Ingenieur, dem nur fachkundige Hilfskräfte beigegeben werden dürfen, erfolgen".

Im einzelnen folgen die Vorschriften den bekannten „Richtlinien" vom VDI. Die zulässigen Grundspannungen in der Schweiße sind wie folgt festgesetzt:

auf Zug	720 kg/cm²
auf Druck	900 „
auf Biegung	— wie Zug und Druck
auf Abscheren	600 kg/cm².

Das ist eine Ermäßigung gegenüber den Grundspannungen bei genieteten Konstruktionen auf

0,6 σ_{zul}	bei Zug
0,75 „	„ Druck
0,5 „	„ Abscheren.

Eine noch größere Abminderung ist gewählt bei Wechselbeanspruchung, Stoßwirkung, Kränen aller Art, sowie allgemein bei Überkopfschweißen, und zwar auf

0,5 σ_{zul}	bei Zug
0,625 „	„ Druck
0,417 „	„ Abscheren.

Damit ergeben sich folgende Tabellen für die zulässigen Beanspruchungen:

Tabelle I.

a) bei ruhender Belastung oder unerheblicher Stoßwirkung.

	σ_{zul} in kg/cm²	1200	1400	1600	
Beanspruchung der Schweißnaht auf	Zug	720	840	960	(also 0,6 σ_{zul})
	Druck	900	1050	1200	(„ 0,75 „)
	Abscheren . . .	600	700	800	(„ 0,5 „)

b) bei Wechselbeanspruchung, Stoßwirkung, Kränen aller Art, sowie allgemein bei Überkopfschweißungen.

	σ_{zul} in kg/cm²	1200	1400	1600	
Beanspruchung der Schweißnaht auf:	Zug	600	700	800	(also 0,5 σ_{zul})
	Druck	700	875	1000	(„ 0,625 „)
	Abscheren . . .	500	584	667	(„ 0,417 „) ($^1/_8$ weniger als oben)

Wir haben also nunmehr in Deutschland folgende Vorschriften für das Schweißen von Stahlhochbauten zu verzeichnen:

die Deutschen Richtlinien, veranlaßt vom VDI,
„ Vorschriften der Stadt Leipzig,
„ „ von Preußen.

Für Brücken liegen die Vorschriften der Deutschen Reichsbahn vor. In der folgenden Tabelle II sind die Hauptwerte der vier Vorschriften einander gegenübergestellt. Irgendwelche Bemerkungen dazu erübrigen sich.

Tabelle II.

Vorschriften in Deutschland für das Schweißen von Stahlbauten.

Vorschriften für:

	a. Hochbauten			b. Brücken	
				Deutsche Reichsbahn*	
	Deutsche Richtlinien vom VDI	Stadt Leipzig	Preußen	bei Hauptkräften	bei Haupt-, Wind-u. Zusatzkräften
	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
Zug.....	850	600	0,6 σ_{zul}	0,8 σ_{zul} = 1120	= 1280
Druck	1100	600	0,75 „	0,8 „ = 1120	= 1280
Biegung...	850	600	—	—	—
Abscherung	750	500	0,5 σ „	0,5 σ „ = 700	= 800

* wobei die Stabkräfte, Momente und Scherkräften je nach den Spannungsgrenzen vom einfachen bis zum doppelten Werte einzusetzen sind.

Ich habe nur den einen Wunsch, daß damit der „Vorschriften" in Deutschland Genüge getan sei und daß keine weiteren folgen, daß vielmehr baldigst eine Einigung auf der ganzen Linie erfolgt. Ich schlage vor, daß man die neuen Vorschriften von Preußen durchwegs für Stahlhochbauten und die Vorschriften der Reichsbahn durchwegs für alle Brücken vorschreibt und gelten läßt.

Zu den neuen preußischen Vorschriften ist nur noch zu erwähnen, daß sie vorerst die Art der Schweißung, d. h. das Schweißverfahren, wie die Wahl der Schweißdrähte völlig offen lassen und daß sie für Flußstahl St 37 gelten.

Bemerkung: Es sind bereits Verhandlungen im Gange, für ganz Deutschland einheitliche Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten aufzustellen, die später an Stelle der Richtlinien vom VDI, der Sondervorschriften der Stadt Leipzig und der neuen Vorschriften von Preußen treten sollen und denen sich auch die Reichsbahn anschließen wird. Über diese Bestrebungen ist gelegentlich weiter zu berichten.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Amerikanische Stimmen über die Schweißung im Stahlbau.

Es wird für die deutschen Kreise von Interesse sein, die Auffassung zweier hervorragender amerikanischer Fachleute über die Einführung der Schweißtechnik im Stahlbau kennenzulernen, die von Direktor Jensen, Leiter der Hanna-Werke, der größten Werkstatt in den Vereinigten Staaten für Nietmaschinen und von dem beratenden Ingenieur Gilbert D. Fisch, New York, vor kurzem in der Zeitschrift „The Pure Iron Era" veröffentlicht worden sind.

Herr Jensen schreibt:

In der letzten Zeit ist viel über die wunderbare Entwicklung der Schweißtechnik geschrieben worden; die Verfechter der verhältnismäßig jungen Technik sind von ihren großartigen Erfolgen sehr begeistert.

Man hört so wenig von der schon veralteten Niettechnik, daß der Laie leicht zur Überzeugung kommen kann, die Nietung sei durch den Siegeszug der Schweißung zum Absterben verurteilt, das letzte Wort über diese greise Technik sei gesprochen. Man kann zustimmen, daß die Nietverbindungen und ihre Ausführung während der letzten 15 Jahre keine Verbesserungen aufweisen. Die Nietung wird als etwas Gegebenes hingenommen, sie ist allseitig bekannt, ihr fehlt der Zauber und die Romantik des wissenschaftlichen Fortschrittes.

Aber die Nietung hat sich gleichzeitig mit der Schweißung weiterentwickelt; der Verbrauch von monatlich 35 Millionen Nieten in den Stahlbauwerkstätten gibt einen Begriff von der wichtigen Stellung der Nietung in der Technik. Vor einem Menschenalter noch mußte der Nieter den Hammer zu schwingen verstehen; sein handwerkliches Können ist jetzt aber ebenso veraltet wie die Feuerschweißung.

Wir besitzen heute kleine bewegliche Nietmaschinen, die 700 Nieten von ¾" Dmr. in der Stunde leisten und Riesenmaschinen von 30 t Gewicht, die mit elektro-hydraulischer Betätigung in jeder Minute einen Niet von 1¼" Dmr. und 6¾" Länge pressen.

Den Anforderungen der noch stetig wachsenden Drücke in den Dampfkesseln tragen hydraulische Nietmaschinen mit 250 t Schließdruck Rechnung.

Auch beim Vernieten geringerer Materialstärken zeigen sich Fortschritte; in einer Werkstatt, welche in Fließarbeit 360 Autorahmen stündlich herstellt, fallen 700000 Nieten am Tag.

Die Nietung hat sich durch ihre Leistungsfähigkeit ihren Platz in der Luftfahrt bei Flugzeugen und Luftschiffen erobert. Die Flügel der neuen Ganzmetallriesen, der größten in U.S.A. gebauten Flugzeuge, werden genietet und nicht geschweißt. Die gasdichte Hülle des Ganzmetall-Luftschiffes Z. M. C. 2 enthält über 3200000 Nieten, die mit 8100 Stück in der Stunde, also mit 135 Stück in der Minute, geschlagen wurden. Die gesamte Arbeit wurde mit einer Maschine, die 128 Arbeiter ersetzte, erledigt. Drei Drähte werden wie Nähfäden in Zubringern geführt, drei Nieten werden gleichzeitig „genäht", zwölf Stück auf den Zoll. Die Maschine schneidet die Drähte auf Länge, stößt die Abschnitte durch die mit ½" Überlappung gelegten Bleche; Döpper in sich drehenden Haltern bilden die Köpfe.

Weitere Verbesserungen geben dem Gedanken Raum, daß die Nietung mit der Zeit Schritt hält, und daß noch Fortschritte zu erwarten sind. In Kürze dürften Bügelnietmaschinen, die leichter und handlicher als die heutigen sind, auf den Markt kommen; die Kaltnietung gewinnt rasch an Boden.

Die fortschreitende Standardisierung der Stahlkonstruktionen rechtfertigt mehr und mehr die Entwicklung mechanisch betätigter Nietanlagen für fließende Arbeit. Der Vorhälter in der Nietkolonne wird überflüssig; der Nieter bedient mit dem Steuerhebel zwei oder mehr Nietmaschinen, eine Mannschaft von vier Köpfen steckt die Nieten ein; so kommt man zu einer Minutenleistung von mindestens 50 Nieten. Die Mehrfachnietmaschinen stellen ein Dutzend Nieten in einem Arbeitsgang her; ähnliche Maschinen für die Massenerzeugung im Verein mit Schablonenarbeit, selbsttätigem Stanzen usw. setzen die Lohnkosten dauernd herab. Die früheren Arbeitsweisen in den Stahlbauwerkstätten werden durch eine Präzisionsarbeit, die mit dem Maschinenbau wetteifert, abgelöst.

In der 50 km langen Rohrleitung der Wasserversorgung von Sao Paulo in Brasilien wurden vor einigen Jahren über 1000 Tonnen ¾" Nieten, 52 mm lang, und ⅞" Nieten, 65 mm lang, verarbeitet; die Nieten und Bleche der Rohre von 2,60 m und 1,90 m Durchmesser sind aus dem gleichen Werkstoff hergestellt. In der Werkstatt und auf der Baustelle (das Rohr lag in dem dasselbe aufnehmenden Graben) wurde mit der Nietmaschine gearbeitet; die Zahl der Fehlnieten bei der Druckprobe war unwesentlich.

Das Schweißen mag in manchem Falle Vorteile gegenüber dem Nieten bieten; im großen und ganzen bleibt es aber wirtschaftlich, den größten Teil der Konstruktion zu nieten. Der in der Zeitschrift „The Pure Iron Era" beschriebene fünfstöckige geschweißte Stahlskelettbau, der in Sharon, Pa., durch die American Bridge Co. für die Westinghouse Co. errichtet wurde, kostete $ 5800,00 mehr als in genieteter Ausführung. Das gleiche gilt für das in derselben Veröffentlichung behandelte zwölfstöckige Homestead Hotel, das in Hot Springs, Virginia, gleichfalls durch die American Bridge Co. erbaut wurde; dasselbe wurde mit einem Aufschlag von $ 8,00 gegenüber der genieteten Ausführung vergeben. Die tatsächlichen Kosten ergaben eine starke Überschreitung bei der geschweißten Konstruktion.

Obwohl der Nachweis, daß bei Stahlbauten und Stahlschiffen mit dem Schweißen die gleiche Sicherheit wie mit dem Druckluft-hammer erreicht wird, nur langsam fortschreitet, haben die in die breite Öffentlichkeit gelangten Nachrichten den Ruf nach Ausschaltung des Lärms beim Nieten ausgelöst, unbekümmert darum, ob die Möglichkeit hierzu vorliegt. Vielleicht hat Donald A. Laird, Direktor des Psychologischen Instituts der Colgate Universität, vorausgesehen, was für künftige Bauten not tut. Dr. Laird führt aus:

> „Baut Häuser mit schalldichten Wänden, es wird noch Lärm genug durch die Schlüssellöcher eindringen und, durch die Wände zurückgeworfen, Geräusch verursachen. Was den neuen Gebäuden not tut, sind Wandverkleidungen, die den Schall aufsaugen. Dann können die Fenster offen stehen, selbst wenn auf der anderen Seite der Straße die Niethämmer arbeiten."

Das Betätigungsfeld liegt für das Schweißen und Nieten offen, sie sollten sich nicht bekämpfen, sondern ergänzen; hier einige Beispiele:

Die 11 km lange Leitung der Wasserversorgung in Springfields, Massachusetts, besitzt geschweißte Längsnähte; die Rundnähte sind auf der Baustelle genietet. Die Rohrabschnitte des Unterwassertunnels zwischen Detroit und Windsor erhalten geschweißte Längsnähte und genietete Rundnähte, die dicht geschweißt werden. Die geplante Rohrleitung der Wasserwerke Dakland, California, wird in gleicher Weise ausgeführt wie die Leitung in Springfields. Die Stützen des Kraftwerkes von Haddon Hall und des Chalforte Hotels in Atlantic City, N. Y., wurden in der Werkstatt geschweißt, die Träger und Unterzüge genietet, während die Anschlüsse auf der Baustelle zum

Teil geschweißt, zum Teil genietet wurden. Das gleiche gilt für die Erweiterung des Ohio Valley General Hospital in Wheeling, West Virginia: in der Werkstatt Nietung, auf der Baustelle Nietung und Schweißung.

Das Schweißen wird das Nieten ersetzen, sobald es wirtschaftlicher ist und sobald es von der Geschicklichkeit des Schweißers weniger abhängig wird. Wirkliche Ersparnisse werden ausschlaggebend sein, sobald die Sicherheit der genieteten Konstruktion erreicht ist.

Wenn die Versuche, die als Unterlagen für den Entwurf genieteter Konstruktionen dienen, unserer heutigen Kenntnis der Baustoffe und den bewährten Rechnungsmethoden nicht mehr entsprechen, so enthalten deren Ungenauigkeiten eine zusätzliche Sicherheit; sie ergeben sichere Anschlüsse, die jederzeit geprüft werden können. Aber in welch hohem Maße liegen sie nach der sicheren Seite?

Die Zeit ist gekommen, das Verhalten und die Stärke der Nietverbindungen von neuem zu untersuchen; die American Society of Mechanical Engineers hat es übernommen, den Stand unserer Kenntnisse nachzuprüfen. Der Arbeitsplan umschließt das Studium der Kraftverteilung, der außermittigen Belastung, der Nietentfernung von der Stemmkante bei dichter Nietung, des Einflusses des Schweißens an genieteten Stemmkanten, der Toleranz zwischen Loch- und Nietdurchmesser, der verschiedenen Nietbilder, des Nietkopfes und Schaftes, des Einflusses der Höhe des Nietdruckes, des Anwachsens und Abnehmens des Druckes während des Nietens.

Die chemische Zusammensetzung des Nietenmaterials ist die gleiche, ob warm oder kalt genietet wird; das Material wird durch die Formung in kaltem Zustande nicht beeinträchtigt. Praktisch werden alle Nietungen von $^7/_8$" Dmr. und niedriger kalt hergestellt, d. h. der Kopf wird von der Nietmaschine in kaltem Zustande gepreßt.

Die Festigkeit des kalten Nietes ist wahrscheinlich größer als die des warmen, weil die Stauchung unter dem Kopf ebenfalls erzielt wird, und zwar in höherem Maße. Weiter ist die Oberfläche des kaltgepreßten Nietes nicht verzundert und rostet weniger als beim warmgepreßten Niet. Es steht fest, daß eine verzunderte und verrostete Oberfläche bei Werkstücken aus Stahl, die vielen Beanspruchungen unterworfen werden, die Festigkeit beeinträchtigt.

Das Formen des Kopfes erfordert den höchsten Druck beim Herstellen des Nietes. Bei Gasbehältern wurden Nieten von 3" Durchmesser mit flachem Kopf verwendet. Die Löcher waren gut ausgestaucht, Verquetschungen zeigten sich nicht, bei den Schaftlängen ergab sich eine Ersparnis.

Hohe Türme, die zum Himmel wachsen, Untergrundstraßen, die sich gleich Höhlen durch den Boden hinziehen, sind nur einige der machtvollen Bauten, die uns die Zukunft bescheren wird. Wir lesen in „The Pure Iron Era", daß Bauten von über 600 m Höhe ausführbar sind, wir hören von hundertstöckigen Häusern, die zum Himmel steigend den Horizont von New York beherrschen werden. Nur der Stahl zeitigt solche Wunderwerke und die Nietung ist das Mittel dazu.

Herr Gilbert D. Fisch schreibt:

Herr Direktor Jensen hat sich in interessanter und anschaulicher Weise über die Entwicklung des Nietens und die neueren Arbeitsweisen geäußert. Er ist eine anerkannte Autorität auf dem Gebiete des Nietens und der Nietmaschinen. Ich würdige seine Ausführungen, daß die Niettechnik nicht stillsteht, während das Schweißen sich entwickelt und in der Öffentlichkeit bekannt wird.

Ich bin jedoch der Ansicht, daß Herr Jensen die Entwicklung des Schweißens an Stahlbauten nicht ernst genug nimmt. Er deutet an, daß das Schweißen der Bauten als Versuch und eher als unsicher wie als praktisch und endgültig anzusehen ist, und daß das Schweißen noch nicht in solchem Umfange angewendet wurde, daß von einer vollen Sicherheit, die nachprüfbar ist, gesprochen werden kann.

Die Veröffentlichung kann beim Leser den Eindruck erwecken, daß die Verfechter des Schweißens von Ersparnissen sprechen, die in der Wirklichkeit noch nicht erzielt werden.

Ich habe nicht die Absicht, die Behauptungen des Herrn Jensen zu widerlegen oder die Fortschritte des Nietens, die er so geschickt geschildert hat, anzuzweifeln, ich will nur ins Gedächtnis zurückrufen, daß die Schweißung sich bei mehr als hundert ganz oder teilweise geschweißten Hochbauten, bei zwei vollständig geschweißten Brücken und bei zahlreichen Brückenverstärkungen als sicheres Mittel zur Herstellung der Anschlüsse erwiesen hat.

Ich möchte darauf hinweisen, daß die sich widersprechenden Meinungen der entwerfenden und ausführenden Ingenieure über den Kostenvergleich bei genieteten und geschweißten Konstruktionen nicht von der bemerkenswerten Tatsache ablenken soll, daß die Schweißung schon von ihren Anfängen an ein Konkurrent des Nietens ist.

Man braucht nur eine allgemeine Kenntnis der neuen Technik zu besitzen, um zu sehen, daß das neue Verfahren sich in einer großen Anzahl von Fällen als wirtschaftlich erweist, sobald man lernt, den Entwurf wirtschaftlich zu gestalten.

Herr Jensen spricht vom Sharon-Gebäude der Westinghouse Co., dem ersten größeren Bau in geschweißter Ausführung als Beispiel dafür, daß eine geschweißte Konstruktion teurer ist als eine genietete. Man muß sich vor Augen halten, daß der Entwurf ohne Erfahrungen aufgestellt wurde, und daß die große Verschwendung von Schweißmaterial bei der Ausführung der durchlaufenden Deckenträger und Unterzüge die Kostenüberschreitung verursacht hat. Es ist gewiß bemerkenswert, daß bei der Größe des ersten geschweißten Baues eine solche Annäherung an die Kosten der genieteten Ausführung erreicht wurde. Der nächste geschweißte Bau, der gleichfalls der Westinghouse Co. gehört, wurde durch die Jones and Laughlin Corporation errichtet; die Ersparnis gegenüber der genieteten Ausführung betrug 13 v. H., sie wurde durch das Lieferwerk nach der Fertigstellung ermittelt.

Obwohl Kostenvergleiche sehr schwierig sind und sich häufig als täuschend erweisen, so liegen doch genügende Erfahrungen vor, die die Ansicht rechtfertigen, daß geschweißte Bauwerke, die wirtschaftlich entworfen und ausgeführt sind, eher billiger ausfallen als genietete; dies gilt vor allem für Fachwerkträger und Verstärkungen. Man darf erwarten, daß in einigen Jahren das Schweißen seiner Ersparnisse wegen bei einem großen Teil von Stahlbauten aller Art Anwendung finden wird.

Die Veröffentlichungen lassen erkennen, daß in den Vereinigten Staaten das Schweißen im Stahlbau noch nicht in jenem Umfange Anwendung findet, den manche Kreise in Deutschland anzunehmen geneigt sind, und daß die Frage der Wirtschaftlichkeit und Sicherheit der geschweißten Bauten noch heiß umstritten wird.

Sehr beachtenswert sind die Ausführungen des Herrn Jensen über die Herstellung der Nietung in Feinblechen und über die Kaltnietung bei Baukonstruktionen. Die in den Vereinigten Staaten erzielten Fortschritte dürften in Deutschland noch ziemlich unbekannt sein. Die Einführung der Kaltnietung im Stahlbau wird fraglos eine erhebliche Senkung der Nietkosten gegenüber dem heute in Deutschland gebräuchlichen Verfahren herbeiführen.

Von Interesse ist auch die Nachricht, daß die Nietmaschinen leichter und handlicher als bisher durchgebildet werden sollen; vielleicht ergibt sich damit die Möglichkeit, die Maschinennietung auf der Baustelle anzuwenden. Schellewald.

Fortschreitende Anwendung der Schweißung im amerikanischen Stahlbau.

(Nach Engineering News-Record, Vol. 105, Nr. 12, vom 18. September 1930.)

Die ersten geschweißten Stahlbauten wurden in den Vereinigten Staaten von den Erzeugern von Schweißapparaten errichtet. Inzwischen sind verschiedene ansehnliche geschweißte Stahlbauten — hauptsächlich Stahlskelettbauten — auch von anderen Gesellschaften errichtet worden. Diese Bauten werden in der amerikanischen Fachzeitschrift unter Hinweis auf die Tagung der amerikanischen Schweißgesellschaft, welche in der letzten Septemberwoche in Chikago stattfand, in 6 besonderen Aufsätzen eingehend behandelt. Darunter befinden sich Stahlskelettbauten für Geschäftsunternehmungen, Verwaltungen und Behörden von 14 und 19 Stockwerken bis zu 75 m Höhe, deren Bauteile und Verbindungen teils vollständig geschweißt, teils geschweißt und genietet sind.

Bei dem größten dieser Bauten, dem Bürogebäude der Dallas Power & Light Comp. in Dallas, Tex. (Abb. 1), sind nur drei schwere Blechträger genietet und sämtliche übrigen Konstruktionen, welche bei der Aufstellung zunächst behelfsmäßig durch Bolzen verbunden wurden, geschweißt.

Höchst merkwürdig mutet im Gegensatz hierzu die Tatsache an, daß bei einem 14stöckigen Stahlskelett-Geschäftshaus der Edison Electric Illumination Comp. in Boston sämtliche Werkstattverbindungen genietet und sämtliche Baustellenverbindungen geschweißt wurden. Man wollte dadurch möglichst vielen Werken, auch wenn sie nicht auf Schweißungen eingerichtet sind, Gelegenheit zur Bewerbung und Lieferung der Konstruktion geben. Mit der Ausschaltung der Nietarbeit

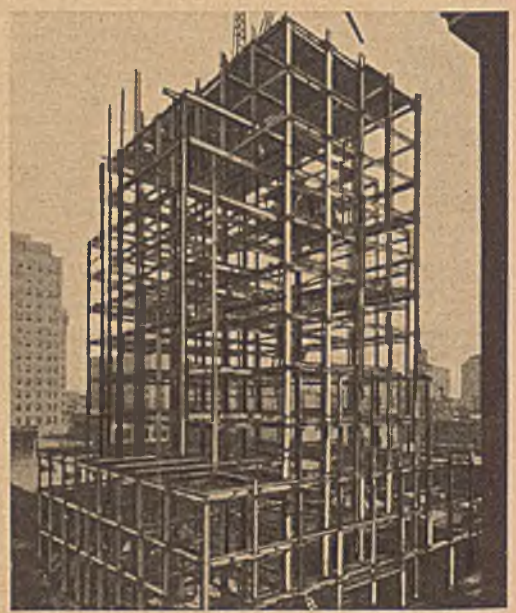


Abb. 1. Stahlskelett für das 19stöckige Bürogebäude der Dallas Power & Light Comp. in Dallas, Tex.

auf der Baustelle wollte man die Vermeidung störender Geräusche und die Verminderung der Unfalls- und Feuersgefahr durch herabfallende warme Niete und schließlich die Verkleinerung von Verbindungsteilen und Vereinfachung der Arbeitsgerüste erzielen. Die gleichzeitig damit angestrebte Möglichkeit leichter Änderungen dürfte nur insoweit erzielt sein, als die einzelnen Teile auf der Baustelle noch nicht verschweißt waren.

Bei der Erweiterung des Gerichtsgebäudes in Montgomery County wurden die Baustellenschweißungen durch einen Zivilingenieur überwacht. Hier, wie auch bei dem Geschäftshaus der Edison Electric Illumination Comp., mußten die Schweißer, bevor sie zur Arbeit zugelassen wurden, ihre Befähigung durch eine Reihe von Schweißproben nachweisen und auch während des Baues Probeschweißungen ausführen.

Um jederzeit die Hersteller von mangelhaften und versagenden Schweißungen feststellen zu können, mußten die Schweißer bzw. besondere Aufsichtspersonen täglich genaue Berichte über die einzelnen ausgeführten Schweißungen aufstellen. Hierbei ergaben sich auch interessante Daten über Einzelleistungen, z. B. bei einem Bau etwa 1,12 m Schweißnaht von 9,5 mm Stärke als Durchschnittsstundenleistung eines Schweißers; ferner über den Bedarf an Schweißnaht je Tonne Stahlkonstruktion, welcher sich in einem Falle auf 0,68 m und in einem zweiten Fall auf 1,46 m stellte.

Eine Reihe konstruktiver Einzelausbildungen der Stahlkonstruktion und Trägeranschlüsse ist leider nicht als vorbildlich anzusprechen und kann zur Nachahmung nicht empfohlen werden. Wahrscheinlich sind hierbei die Auffassungen der Schweißfirmen, wie ja auch anderwärts beobachtet werden kann, zu stark hervorgetreten.

In einem der Aufsätze wird eine besondere Berechnungsmethode für die Verbindung von Deckenträgern und Stützen von Stahlskelettbauten entwickelt. Hierbei wird auch auf das durch die außermittige

Abb. 2. Schweißung eines Stahlblechbodens.

Lage des Auflagerdruckes der Träger entstehende Moment Rücksicht genommen. Der entwickelte Rechnungsgang kann aber nicht als einwandfrei bezeichnet werden. Zudem liefert die übliche konstruktive Ausbildung des Trägeranschlusses, welche zwischen einem oberen und unteren Winkel je einen waagerechten, geschweißten Flanschenanschluß vorsieht, eine wesentlich günstigere und auch einwandfreie Grundlage für derartige Berechnungen.

Neben diesen geschweißten Stahlskelettbauten wird auch die Schweißung eines Stahlblechbodens einer etwa 800 m² großen Autogarage beschrieben (Abb. 2). Die etwas über 6 mm dicken rechteckigen Stahlbleche lagen auf einem Trägerrost und ließen ringsum etwa 6,4 mm breite Schweißfugen frei. Nachdem die Platten zunächst in etwa 60 cm Abstand durch 2 cm lange Heftschweißungen verbunden waren, wurden die Fugen durch eine automatische Schweißmaschine vollständig zugeschweißt. Hierbei zeigte sich, daß infolge der Wärmeeinflüsse einige Heftschweißen aufrissen und daß die Verringerung ihres Abstandes auf 45 cm geboten war. Die Schweißung vollzog sich sonst ohne Schwierigkeiten, ausgenommen dort, wo die Breite der Schweißfuge, d. h. der Abstand zwischen den Blechen, geringer als 6 mm war. Die Arbeitsgeschwindigkeit dieser automatischen Schweißmaschine betrug etwa 15—30 cm in der Minute.

In einem abschließenden Aufsatz werden einige beim Schweißen zu beachtende Regeln aufgestellt. Besonders bemerkenswert sind hierbei folgende Forderungen:

Der Schweißer soll jede von ihm hergestellte Schweißung mit einem bestimmten eigenen Arbeitszeichen versehen, damit man später erkennen kann, daß die Schweißung von ihm hergestellt war.

Jeder Schweißer soll vor Beginn jeder Arbeit eine Eignungsprüfung ablegen und auch im Verlauf der Arbeit weiter geprüft werden.

Die Schweißarbeiten müssen ständig beaufsichtigt werden, damit gute und zuverlässige Arbeit geleistet wird. R.

Brückeneinsturz in den Vereinigten Staaten.

(Nach Engineering News-Record Vol. 105, Nr. 4, vom 24. Juli 1930.)

Am 19. Juni d. J. stürzte in der Nähe von Frederick, Md., in den Vereinigten Staaten eine 41 Jahre alte schmiedeeiserne Straßenbrücke von 46,4 m Stützweite über den Monocacy infolge vorausgegangener schwerer Beschädigungen ein.

Der eingestürzte Überbau war die westliche Hälfte eines Brückenzuges mit zwei Öffnungen. Die trapezförmigen Hauptträger bestanden aus einer Gelenkbolzen-Fachwerkskonstruktion über der Fahrbahn mit steifen Pfosten und gekreuzten Rundeisendiagonalen. Diese leichte Konstruktion befand sich z. Z. des Unfalls in gutem Zustande und hatte durch Rost kaum gelitten. Durch einen einige Zeit vor dem Einsturz erfolgten Zusammenstoß von Fahrzeugen auf der Brücke waren zwei gegenüberliegende Pfosten beider Hauptträger in Höhe des Geländerholmes um 1" bis 3" verbogen worden, und eines der die Pfosten bildenden vergitterten U-Eisen wies in einem Flansch bereits einen Anriß auf.

Sowohl der Fahrbahnrost als auch die Pfosten der Hauptträger sollten verstärkt werden. Die Verstärkung der Fahrbahn war in vollem Gange, als der Einsturz erfolgte. Zu dieser Zeit befand sich auf der Brücke ein für die Verstärkungsarbeiten benötigter, auf einem Motorschlepper montierter Kompressor im Gesamtgewicht von 5,8 t, ferner ein weiterer Schlepper von 2,1 t Gewicht. Schließlich fuhr noch ein mit Kies beladener Schlepper im Gesamtgewicht von 12 t über die Brücke. Dieser Schlepper hatte das Brückenende noch nicht erreicht, als der Einsturz erfolgte. Schilder, welche an jedem Brückenende angebracht waren, sollten die Höchstbelastung auf 7 t und die Höchstgeschwindigkeit der Fahrzeuge auf 15 Meilen/h beschränken. Die Höchstbelastung der Brücke war durch diese auf ihr befindlichen Fahrzeuge weit überschritten worden, und wenn man die vorausgegangene Beschädigung der beiden Pfosten berücksichtigt, ist der Einsturz dieses alten und schlecht konstruierten Bauwerkes nicht verwunderlich.

Zu dem Einsturz mag auch die mangelhafte Bauart beigetragen haben, denn infolge des Ausknickens der Pfosten war die Tragfähigkeit der beiden Hauptträger sofort erschöpft, während Fachwerke mit steif vernieteten Knoten und steifen Füllungsgliedern, wie die Erfahrung lehrt, gegen derartige Überlastungen wesentlich widerstandsfähiger sind. R.

Bemerkenswerte Vermehrung der Brücken über den Mississippi.

(Nach Engineering News-Record Vol. 105, Nr. 5, vom 31. Juli 1930.)

Neben den Hochhäusern sind es hauptsächlich die vielen Brückenbauten, welche der amerikanischen Stahlbauindustrie alljährlich Aufträge von Millionen von Tonnen verschaffen, und welche den Auftragsumfang der deutschen Stahlbauindustrie mengenmäßig weit in den Schatten stellen.

In den letzten beiden Jahren wurden allein über den Mississippi sieben neue Brücken, darunter sechs Straßenbrücken und eine für Straßen- und Eisenbahnverkehr, errichtet. Sechs weitere Mississippi-Brücken sind geplant und zum Teil nur noch nicht in Ausführung, weil die Wirtschaftslage Schwierigkeiten bei der Bereitstellung des Baukapitals verursacht. Für sämtliche ausgeführten und geplanten Brücken kommen naturgemäß nur Stahlkonstruktionen in Betracht.

Einschließlich der Flutöffnungen betragen die Gesamtlängen der ausgeführten sieben Brückenzüge, mit Ausnahme eines 510 m langen, über 1000 m und erreichen eine Höchstlänge von 2280 m bei einer Auslegerbrücke in Vicksburg, Miss. Die Stromüberbauten umfassen Längen von etwa 400 bis 1000 m. Abgesehen von wenigen kleineren Flutöffnungen, liegen sämtliche Tragwerke über der Fahrbahn, und die Hauptträger der Stromöffnungen entsprechen im wesentlichen gewohnten amerikanischen Konstruktionsbildern. Drei der ausgeführten Brücken in Quincy Ill., St. Louis Mo. und Cape Girardeau Mo. weisen über zwei Öffnungen durchlaufende Fachwerkträger auf mit größten Stützweiten von 192 bis 213 m. Zwei weitere Brücken in Cairo Ill. und Vicksburg Miss. haben Gerberträger mit 213 und 252 m großen Mittelöffnungen, und schließlich bestehen die Stromöffnungen der neuen Mississippibrücken in Louisiana Mo. und Alton Ill. aus Fachwerksbalken auf zwei Stützen in Halbparabelform mit 128 bis 135 m großen Mittelöffnungen. Von diesen sieben Brücken weisen nur die über zwei Öffnungen durchlaufenden Hauptträger der neuen Mississippibrücke in Quincy Ill. und die Auslegerbrücke in Cairo Ill. — wenigstens im Bereich der Stromöffnungen — einen geschlossenen Brückenzug auf. Erstere ähnelt unserer neuen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld, die letztere etwa der Straßenbrücke Ruhrort-Homberg. Allerdings sind hierbei die Trägerhöhen, den einzelnen seitlichen kleineren Stützweiten entsprechend, nicht abgestuft. Alle übrigen ausgeführten neuen Mississippibrücken zeigen das unruhige und unschöne Bild einzelner nebeneinander gesetzter Fachwerksüberbauten mit abgeschrägten Enden. Von den erst genannten Beispielen abgesehen, dürften diese Brückenbilder hinsichtlich ihrer Gestaltung europäischen und besonders deutschen Geschmacksrichtungen nicht entsprechen.

Von den sechs in Vorbereitung befindlichen Brücken sind zwei als Auslegerbrücken und eine als Hängebrücke geplant, während für die übrigen die Tragformen noch nicht feststehen. Der bei Prairie du Chien Wis. geplante Brückenzug besteht aus zwei durch eine Strominsel getrennten fast gleichen Hängebrücken mit verhältnismäßig kleinen Mittelöffnungen von 145 m. Bemerkenswert ist dagegen die in New Orleans La. geplante Auslegerbrücke, welche eine Mittelöffnung von 546 m und zwei Seitenöffnungen von 147 m aufweisen soll. R.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Berechnung, bauliche Durchbildung und Ausführung geschweißter Eisenbahnbrücken. Von Dr.-Ing. O. Kommerell, Direktor bei der Reichsbahn. Berlin 1930. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geheftet RM 1,30.

Ein an Umfang zwar bescheidener aber höchst wichtiger und willkommener Sonderdruck aus Heft 30 und 31 der „Bautechnik", welcher für Entwurfsarbeiten eine fast lückenlose und sehr sachgemäße Anleitung zur Ausbildung und Berechnung von Schweißungen bei Brücken gibt. Vielleicht wäre noch ein Hinweis auf die Ausbildung von Schweißstößen mehrerer aufeinanderliegender Gurtplatten angebracht gewesen, zumal u. E. hier nur der Schwedler-Stoß unter Zuhilfenahme von Schlitzschweißungen möglich sein dürfte. Sonst aber sind die Kommerellschen Angaben umfassend und sorgfältig durchgearbeitet.

Wesentliche Vorzüge der Arbeit bestehen darin, daß der Verfasser unter Umgehung der zwischen dem Normenblatt DIN 1912 und zwischen den „Richtlinien für die Ausführung geschweißter Stahlbauten" bestehenden Widersprüche eindeutige und wirklich brauchbare ergänzende Bezeichnungen einführt, und daß auch die Normal- und Tangential-Spannungen der Schweißungen mit der Grundspannung des Baustoffes (σ_{zul} = 1400 kg/cm² für St 37) in Beziehung gebracht werden. Damit ist ohne weiteres die Übereinstimmung mit den Reichsbahnvorschriften (BE) erzielt. Allerdings hält sich Kommerell hierbei nicht an die nach den „Richtlinien" vorgeschriebenen Werte. Er setzt die Normalspannungen sowohl für Zug als auch für Druck gleich 0,8 σ_{zul} und die Schubspannung gleich 0,5 σ_{zul}. Auch mit den vereinfachten Spannungsermittlungen des Verfassers wird man sich ohne weiteres einverstanden erklären können. Mit der den „Richtlinien" gegenüber erhöhten zulässigen Zugspannungen nach den Vorschlägen des Verfassers kann man bei Stumpfschweißung von Stößen geringer beanspruchter Stehbleche Vorteile gewinnen. Bei der praktischen Entwurfsarbeit ergibt sich nämlich der Unterschied zwischen den zulässigen Spannungen des Baustoffes und der Schweißung als recht unbequemer Nachteil, d. h. man kommt mit Stumpfschweißungen nicht aus und muß Laschen zu Hilfe nehmen. Dies bedingt das Abhobeln der Stumpfschweißungen und die der Anwendung der Schweißung vielfach nachgerühmte Ersparnis an Arbeit und Baustoff dürfte sich hier, wenn man die aufzuwendenden Gesamtsummen berücksichtigt, in das Gegenteil verwandeln. Zudem sollte, wie es Kommerell auch fordert, die Übertragung von Zugkräften und Biegemomenten durch Stumpfnähte allein, im Hinblick auf die Schrumfspannungen, unzulässig sein. Auch aus diesem Grunde ist die Beigabe von Laschen mit Flankenschweißungen unerläßlich. In Abb. 11 gibt der Verfasser eine sehr glückliche und wirtschaftliche Lösung eines Stehblechstoßes an, indem die Verbindung der beiden Stehblechhälften vermittels 4 Kehlnähten zwischen ihnen und einem quer durchgesteckten Flachstab, welcher gleichzeitig eine willkommene Aussteifung ergibt, hergestellt ist.

Unter den im einzelnen behandelten praktischen Fällen wäre besonders bei dem Anschluß breiter Platten das Beispiel einer Schlitzschweißung zweckmäßig gewesen, zumal im ersten Teil unter „Allgemeines" die Schlitzschweißung auch besonders angeführt ist. Bei den Angaben über Schwellenbefestigung beobachtet der Verfasser eine u. E. nicht angebrachte Vorsicht und kommt dadurch zu verhältnismäßig teuren Befestigungsmaßnahmen. Wenn sich auch die Brems- und Anfahrkräfte auf die Schwellen in beiden Richtungen äußern, so handelt es sich hierbei keinesfalls aber um Schwingungsbeanspruchungen und die Ermittlung der größten zu übertragenden waagerechten Kraft ergibt sich einfach als die auf die einzelnen Schwellen verteilte einfache Brems- oder Anfahrkraft und nicht nach der Formel für Wechselstäbe. U. E. genügt hier zweifellos eine senkrecht gestellte und mit ein- oder doppelseitiger Kehlnaht auf den Schwellenträgern befestigte Platte. Diese Platte wird am Fuße nicht ungünstiger beansprucht als der sonst übliche Schwellenwinkel in der Kehle, der sich ja durchaus bewährt hat. Die Schwellenreibung bringt hier u. E. eine wesentliche Entlastung.

In allen Teilen des Schriftchens, welches auch allgemeine Angaben über die Ausführung von Schweißungen, die Bauüberwachung und Abnahme enthält, findet sich die sorgfältige und gewissenhafte Arbeit des erfahrenen und das Kräftespiel richtig beurteilenden Fachmannes wieder. Dem Verfasser gebührt dafür besondere Anerkennung und dem Entwerfenden ist mit dem Schriftchen endlich das gegeben, was er für die sachgemäße Ausbildung verschweißter Ingenieurkonstruktionen benötigt. R.

Ausgewählte Schweißkonstruktionen. Bd. 1: Stahlbau von Dipl.-Ing. O. Bondy, Berlin 1930, VDI-Verlag G. m. b. H., DIN A 4, 16 Seiten Text und 100 Blatt Abbildungen. Gebunden RM 12,—. (VDI-Mitglieder RM 10,80.)

Das Werk enthält eine mit sehr spärlichem beschreibenden Text versehene Sammlung von Bildern ausgeführter Schweißkonstruktionen und konstruktiver Vorschläge. Nach dem Vorwort des Herausgebers und des Verfassers soll das Werk dem Statiker, dem Konstrukteur und dem Betriebsmann Anregung zu neuen und besseren Lösungen geben, und insbesondere soll es den Konstrukteur anregen, sich in stärkerem Maße von der Anlehnung an genietete Ausführungen frei zu machen und den Anforderungen des Schweißverfahrens Rechnung tragende Querschnitts- und Verbindungsformen zu wählen.

Die ausgewählten Beispiele, namentlich einige ausländische, werden in Fachkreisen kaum ungeteilten Beifall finden. Aber auch der auf Seite 8 behandelte Vorschlag des Verfassers darf nicht unwidersprochen bleiben. Die Füllstäbe eines dort als Musterkonstruktion behandelten Fachwerksbinders bestehen aus einfachen Winkelprofilen (bis zu L 100 × 150 × 12 für einen Druckstab), welche einseitig an einem als Gurtung gewählten T-Querschnitt angeschlossen sind. Der Vorschlag entsprang wahrscheinlich dem Bestreben nach einfachen Konstruktionsformen und nach Baustoffersparnis, welche offenbar in der Vermeidung von Knotenblechen und Stabbindungen gesucht wird. Derartige Konstruktionen sind naturgemäß abzulehnen.

Auf Seite 54—58 zeigt der Verfasser auch einige geschweißte Rohrkonstruktionen. Das Rohr ist als der vollkommenste Querschnitt für Druckstäbe anzusprechen und gewährleistet zweifellos Baustoffersparnisse. Als Verwendungsgebiet wird vorläufig aber weit mehr der Fahrzeugbau — insbesondere der Luftfahrzeugbau — in Betracht kommen als der Stahlbau, da hier die Baustoffersparnis heute in den meisten Fällen gegen die Arbeitsersparnis zurücktreten muß. Nicht ungefährlich dünkt uns die in den Beispielen behandelte Verwendung kleiner Rohrquerschnitte. Sofern diese Rohrkonstruktionen im Freien zur Aufstellung gelangen und Witterungseinflüssen zugänglich sind, bleibt, selbst bei vollständigem Abschluß der Rohre, die Unmöglichkeit der Überwachung und Unterhaltung der inneren Rohrwandungen sehr bedenklich.

Wenngleich ein großer Teil der in dem Werk wiedergegebenen Beispiele Wiederholungen von Veröffentlichungen in der Fachpresse verkörpert, so ist die Sammlung aber sehr reichhaltig und vermag dem Stahlkonstrukteur mancherlei Anregung zu geben, namentlich da, wo die Niet- oder Schraubenverbindungen unbequem und teuer sind. Diese Fälle finden sich besonders im Hochbau recht oft, und die Anwendung der Schweißung wird hierbei zweifellos namhafte Vorteile bieten. Als Anregungsmittel dürfte das Werk seine Aufgabe schon erfüllen. Seine Mängel wären leicht vermeidbar gewesen. In vielen Fällen hätten kritische Hinweise, deren sich der Verfasser vollkommen enthalten hat, genügt. Ungeachtet dieser Vorbehalte hat sich der Fachausschuß für Schweißtechnik mit der Herausgabe dieses Werkes ein Verdienst erworben. Das sich in neuester Zeit schnell verbreiternde Anwendungsgebiet der Schweißung im Stahlbau wird dem Fachausschuß sicherlich in kurzer Zeit die Herausgabe einer entsprechend ergänzten und verbesserten Neuauflage ermöglichen. R.

Bautechnische Mitteilungen aus dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues im Hoch-, Tief-, Wasser- und Bergbau der Firma Heinrich Butzer, mit dem Hauptsitz in Dortmund.

Heft 1/2 des 6. Jahrganges der Bautechnischen Mitteilungen der Firma Heinrich Butzer ist soeben in hübscher Ausstattung der Öffentlichkeit übergeben worden. Dieses Heft umfaßt eine Beschreibung der neuen Anlagen der Mannesmann-Röhrenwerke Abteilung Schultz-Knaudt in Huckingen und eine Kohlenmisch- und Verladeanlage im Duisburg-Ruhrorter Hafen für das Kohlenkontor Weihenmeyer & Co. in Mannheim.

Es ist sehr dankenswert, daß derartige Beschreibungen von ausgeführten Bauwerken der Allgemeinheit zur Verfügung gestellt werden. E. P.

Fabrikbau. Mit Beiträgen von Geh.-Rat Prof. Dr. M. Hahn, Privatdozent Dr. K. B. Eisenberg, O.-Reg.-Rat E. Emele, Prof. Dr.-Ing. H. Poelzig (18. Beiheft zum Zentralblatt für Gewerbehygiene und Unfallverhütung.) Mit 10 Textabbildungen. IV, 40 Seiten. Berlin, Julius Springer, 1930. Preis RM 2.80.

Die Deutsche Gesellschaft für Gewerbehygiene gibt drei Hauptvorträge, die auf der letzten Tagung in Heidelberg gehalten wurden, unter dem Titel Fabrikbau heraus. Als Wissenschaftler bieten der bekannte Berliner Hygieniker Hahn und sein Mitarbeiter Eisenberg eine leicht verständliche allgemeine Übersicht über die ärztlich-hygienischen Grundsätze. Ein Gewerbeaufsichtsbeamter, Oberregierungsrat Emele, gibt seine Gedankengänge über Werkstattneubau und Gewerbeaufsicht wieder, aus denen hervorgeht, daß die vorbeugende Tätigkeit des Arbeiterschutzes schon bei der Planung einsetzen muß. Es ist für den Verwaltungsrechtler interessant, zu verfolgen, wie diese Forderung im Amtsbetrieb erfüllt wird und welche Schäden entstehen können, wenn das nicht geschieht. Poelzig gibt zum Schluß in lockerem Zusammenhang mit dem Gesamtthema einen klaren Überblick über die Entwicklung der Fabrikarchitektur mit einer Reihe von Bildern, die das Interesse besonders steigern. Die Schrift regt an und will, wie es auch die Vorträge bezweckten, nichts mehr als das. Dr. Waffenschmidt.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. — Verlag von Julius Springer in Berlin W
Druck von H. S. Hermann G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.