

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang

BERLIN, 11. Oktober 1935

Heft 21

Alle Rechte vorbehalten.

Drei neue Straßenbrücken über den Rhein.

Von W. Rein, Breslau.

Im Gebiet des Mittelrheins befinden sich gegenwärtig drei neue Straßenbrücken im Bau, welche sowohl in technischer Hinsicht wie auch hinsichtlich ihrer äußeren Formen recht Bemerkenswertes bieten. Die Fortschritte der Brückenbaukunst der letzten Jahrzehnte gewinnen durch die sämtlichen drei Brücken eigenen großen Stützweiten hier sichtbaren Ausdruck. Damit war z. T. die Verwendung des hochwertigen Baustahls St 52 verbunden, zum anderen Teil bringt aber einer dieser Überbauten die durch geschickte Wahl der Stahlüberbauten gegebenen Möglichkeiten besonders deutlich und überzeugend zum Ausdruck: Die Überwindung so großer Spannweiten durch einen Balken wäre in diesem Falle nicht an die Verwendung hochwertigen Stahles gebunden, und gleichzeitig ist eine ungemein ansprechende Tragform gewonnen worden.

Die drei Straßenbrücken werden bei Neuwied¹⁾, Duisburg und Krefeld erbaut (Bild 1). Über die neue Rheinbrücke zwischen Neuwied und Weißenthurm und deren Bauausführung hat Dr.-Ing. Tils-Köln bereits einige wichtige Angaben veröffentlicht²⁾. Hier sei nur kurz wiederholt, daß sich die aus dem Bilde ersichtlichen Stützweiten von 178,75 — 66,0 — 212,16 m der Strombrücke durch die Ungleichmäßigkeit der durch eine Insel getrennten beiden Rheinnarme ergeben. Zwangsläufig führte die Beibehaltung dieser Stützweiten zur Wahl eines Balkens für die Überbauten und mit Rücksicht auf die möglichst weitgehende Beschränkung der Hauptträgerhöhe auf die Wahl eines durchlaufenden Balkens. Der in Höhe der oberen Gurtung angeordnete Windverband besteht aus einem Rautenfachwerk. Der untere in Untergurthöhe liegende Windverband ist ein Ständerfachwerk mit doppeltem Strebenzug.

Die 8,5 m breite Fahrbahn, deren Decke aus 6 cm Walzasphalt auf Füllbeton und Buckelplatten besteht, ist einschließlich der je 2 m breiten Gehwege innerhalb der Hauptträger angeordnet, um später die Möglichkeit der Verbreiterung der Fahrbahn und der Verlegung der Gehwege außerhalb der Hauptträger auf Konsole zu haben. Bild 1 (oben) vermittelt eine geometrische Ansicht der parallelgurtigen Überbauten mit Strebenfachwerk, und Bild 2 zeigt die Wirkung des Brückenzuges in der Landschaft nach einem Entwurfsbild.

Die Aufstellung der Stromüberbauten erfolgt zwischen Pfeiler 2 und 4 auf fester Rüstung und in der großen Schiffahrtöffnung zwischen den Pfeilern 1 und 2 unter Zuhilfenahme von zwei Pfahljochen im Freivorbau,

¹⁾ Ausführliche Abhandlung erscheint in Bautechn. 1935, Heft 45.
²⁾ Bauing. 1934, S. 439 bis 442.

wobei eine Öffnung von insgesamt 114,2 m geschlossen wird. Bild 3 vermittelt uns eine Übersicht über die Aufstellungsarbeiten.

Bei Duisburg befindet sich die Admiral-Graf-Spee-Brücke, eine Straßenbrücke, die Duisburg mit Rheinhausen verbindet, im Bau (Bild 1 Mitte). Auch bei diesen Überbauten waren unter Rücksichtnahme auf die Forderung der Strombauverwaltung zwei verschieden große Öffnungen von 153,45 und 255,75 m zu überspannen. Die Gründe für die Anordnung eines Balkens, und zwar eines durchlaufenden Balkens waren hier ungefähr die gleichen wie bei dem Brückenbau in Neuwied. Allerdings hat man sich hier der Möglichkeit der Beschränkung der Bauhöhe durch die Wahl eines weichen Rautenfachwerkes mit Zwischenpfosten z. T. wieder begeben. Während bei der neuen Straßenbrücke in Neuwied bei einem Verhältnis Hauptträgerhöhe zu Stützweite von etwa $\frac{1}{13,3}$ die Hauptträgerhöhe selbst nur 16 m beträgt, ist jenes Verhältnis bei der neuen Duisburger Straßen-

brücke $\frac{1}{10,6}$, und die Hauptträgerhöhe wird gar 24 m. Auch hier weist der gesamte Brückenzug im Bereiche des Stromes parallelgurtige Abgrenzung auf, und da Zwischenpfosten angeordnet sind, ergibt sich ein Querträgerabstand von 10,32 m. Die in Höhe der Gurtungen angeordneten Windverbände sind sowohl

oben wie auch unten Ständerfachwerke mit gekreuzten Streben. Die Endfelder sind durch Rhomben ausgefacht und münden beim oberen Windverband in der Endstrebe in die senkrechten Portale in der Ebene der Endpfosten ein. An die Strombrücke schließen auf der Rheinhausener Seite sieben Flutöffnungen von je 43,03 m Stützweite an, welche als geschweißte Blechträger ausgeführt werden.

Die mit Kleinpflaster eingedeckte Fahrbahn weist 12 m Breite auf. Beiderseits schließen sich in guter Ausnutzung des Schrammbordes zwei Radfahrwege von je 1,35 m Breite an. Die Fußwege liegen außerhalb der 15,8 m voneinander entfernt liegenden Hauptträger auf Konsolen von 3,15 m Ausladung, wobei sich nutzbare Fußwegbreiten von je 2,75 m ergeben. Wie in Neuwied liegt auch hier die Fahrbahn in Höhe des Untergurtes.

Da die Aufstellung während der Wintermonate erfolgte, mußten die gesamten Stromöffnungen mit Rücksicht auf den Eisgang von festen Rüstungsbauten möglichst frei bleiben. Mit der Aufstellung begann man bei der kleinen Stromöffnung mit dem Einbau einer festen Rüstung von etwa 41 m Stützweite mit Hilfe eines behelfsmäßigen Pfeilers und eines Behelfsjoches. Von hier aus wurde nach beiden Seiten bis zu den nächsten



Bild 2. Die neue Rheinbrücke bei Neuwied.

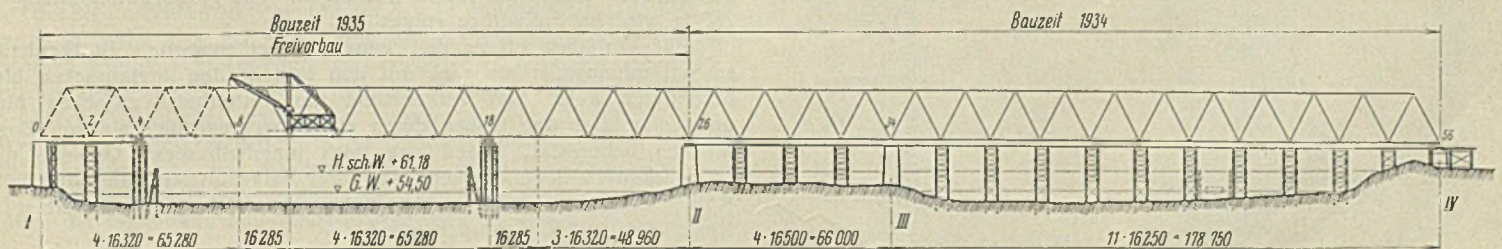


Bild 3. Aufstellung der Überbauten bei Neuwied.

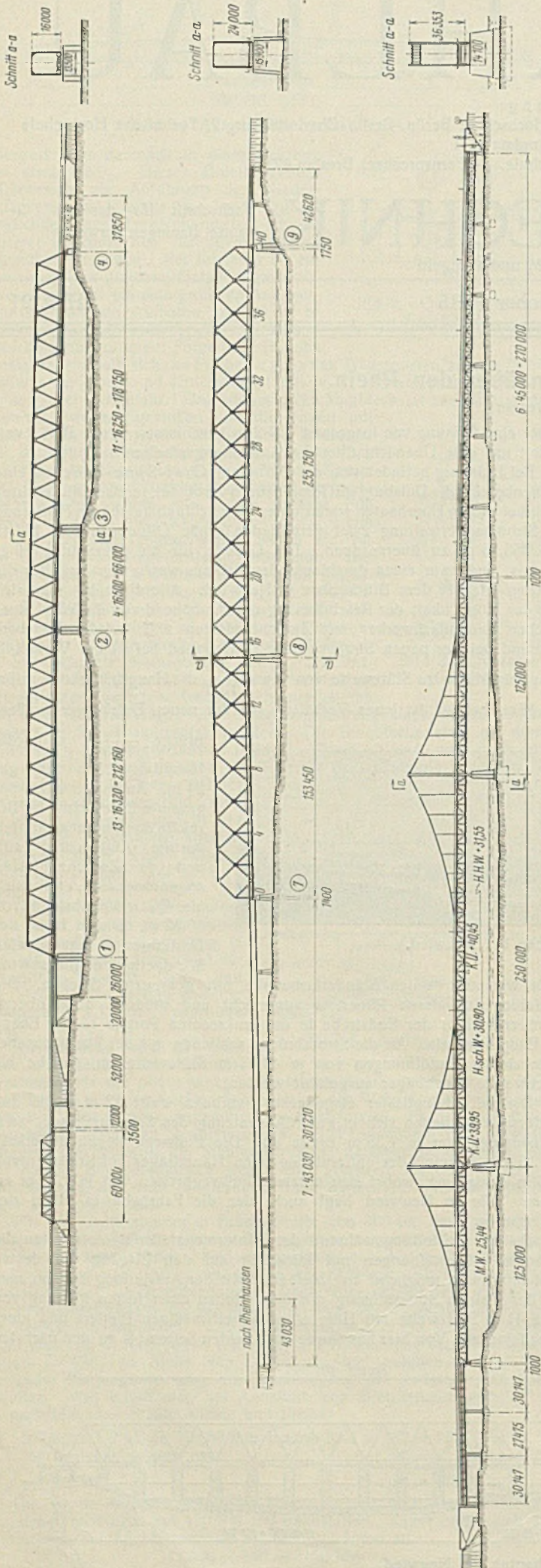
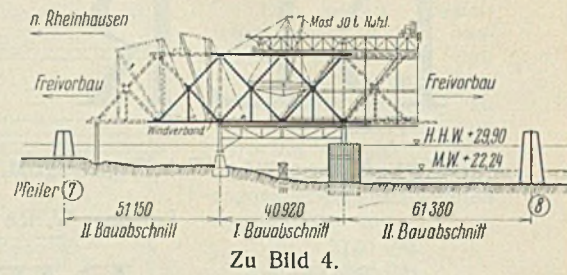


Bild 1. Gesamtübersichten der neuen Rheinbrücken bei Neuwied, Duisburg und Krefeld.

festen Pfeilern frei vorgebaut. In der großen Öffnung wurden ebenfalls zwei behelfsmäßige Stützoche gerammt und die dadurch entstehenden Einzelöffnungen von 102, 82 und 72 m im Freivorbau geschlossen. Die Aufstellungsarbeiten sind aus Bild 4 zu sehen.



Ein besonders bemerkenswertes Beispiel neuzeitlicher Brückenbaukunst verspricht die im Bau befindliche Adolf-Hitler-Rheinbrücke (Bild 1 unten) zu werden, eine Straßenbrücke, welche Krefeld und Ürdingen verbindet. Sie weist als Überbauten wohl ein Balkensystem auf; da aber die über die Außenöffnungen nach der Mitte zu vorkragenden Balken durch eine dritte Gurtung versteift sind, entsteht hier ein hängebrückenartiges System, welches wohl als Auslegerbrücke mit Zügelgurten bezeichnet werden kann. Die Stützweiten von 125 — 250 — 125 m wären bei gutem Baugrund für eine Bogenbrücke nicht ungünstig gewesen. Trotzdem hat sich der Verfasser des Brückenentwurfes, Reg.- und Baurat Dr.-Ing. Voß in Kiel, von der gewohnten Lösungsmöglichkeit freigemacht und nach seinem bereits für die Stadt Thorn gegen Kriegsende aufgestellten Brückenentwurf³⁾ ein neues Tragsystem mit wesentlichen Vorteilen zur Ausführung vorgeschlagen. In statischer Hinsicht ist insofern allerdings ein Unterschied vorhanden, als bei dem Thorner Entwurf ein Auslegerträger mit Mittelgelenk vorgesehen war, während hier in der Mitte ein Schwebeträger von 50 m Stützweite angeordnet ist. Infolgedessen treten auch die Einlaufstellen der Zügelgurte nach den Pfeilern zu mehr zurück. Der wesentliche Vorzug dieses neuartigen Überbaues liegt in der außerordentlichen Beschränkung der für den Fußgänger sichtbaren Konstruktionsmassen, der Anordnung eines durchlaufenden Hauptträgerbandes von außerordentlich bescheidener Höhe und der Unterordnung dieses Fachwerkträgers unter die Fahrbahn. Im Bereiche der Stromüberbauten liegen die oberen Gurtungen dieser Fachwerkträger allerdings rd. 1 m über den Fußwegen und trennen diese damit von der Fahrbahn und den am Schrammbord angeordneten Radfahrwegen. Die rechtsrheinischen Flutöffnungen sind durchlaufende Fachwerkbalken von etwas geringerer Höhe, so daß die Fahrbahn hier vollständig über den Hauptträgern liegt. Die in einer Krümmung liegende linksrheinische Anschlußbrücke besteht aus Blechbalken, welche über drei Öffnungen durchlaufen. Auch hier liegt die Fahrbahn vollständig über den Hauptträgern.

Baulich bemerkenswert und für deutsche Verhältnisse neu ist, daß die hohen Portalpfosten gefräste und geschlichtete Stöße aufweisen, und daß die durch Vernietung bewirkten Stoßdeckungen nur 50 % der Pfostenkraft übertragen.

Bei 15,1 m Hauptträgerentfernung im Bereiche der Strombrücken weist die Fahrbahn 11 m Breite auf. Beiderseits schließen sich noch 1 m breite Radfahrwege innerhalb der Hauptträger an, und die auf Konsolen außerhalb der Hauptträger angeordneten Fußwege sind je 2,15 m breit. Fahrbahnplatte und Fahrbahndecke sind im Bereiche der Mittelöffnung der Stromüberbauten wesentlich leichter gehalten als in den beiden Außenöffnungen, um negative Auflagerkräfte an den äußeren Pfeilern möglichst zu vermeiden. In der Mittelöffnung besteht die Fahrbahndecke aus 7/7 cm Kleinpflaster und in den Seitenöffnungen aus solchem von 10/10 cm. Die Fahrbahnplatte besteht in der Mittelöffnung aus einem Kruppischen Spezialbelagblech mit Betonausfüllung und in den Seitenöffnungen aus einer Eisenbetonplatte. Ähnliche Anordnungen sind früher schon vorgeschlagen worden, beispielsweise beim Wettbewerb um die zweite feste Neckarbrücke in Mannheim⁴⁾. Damals haben sie aber keinen Anklang gefunden im Hinblick auf die Gefahr der Nichtbeachtung des zu verfolgenden Zweckes bei Überholungsarbeiten.

Der Rhombenverband in der Höhe des Untergurtes der Hauptträger ist als Rhombenfachwerk ausgebildet.

Die Brücke ist so durchgebildet, daß später gegebenenfalls Schnellbahnen ohne Umbau- oder Verstärkungsarbeiten übergeführt werden können. Die Aufstellung der Flutbrücken und der beiden Seitenöffnungen der Strombrücke erfolgt auf festen Rüstungen. Die große Mittelöffnung von 250 m wird im Freivorbau aufgestellt.

Ein Vergleich dieser drei neuen bemerkenswerten Brückenbauten sowohl miteinander als auch mit den bestehenden Rheinbrücken bietet besonderen Reiz. Das Verkehrsbild des Mittelrheins zwischen Mainz und Düsseldorf war bisher durch eine überwiegende Zahl von Bogenbrücken beherrscht, finden sich doch innerhalb dieses Gebietes unter 18 Brücken 14 Bogenbrücken, nur zwei Balkenbrücken und die beiden Kölner Hängebrücken⁵⁾. Andererseits weisen Ober- und Unterlauf des Rheins fast nur Balkenbrücken auf.

³⁾ Bauing. 1922, S. 162 bis 166. — ⁴⁾ Z. d. VdI 1902, Band 46, S. 46. —

⁵⁾ Vgl. a. Straßenbrücke Köln—Mülheim 1927 bis 1929. Erweiterter Sonderdruck aus Bautechn. Berlin 1929, Wilh. Ernst & Sohn.

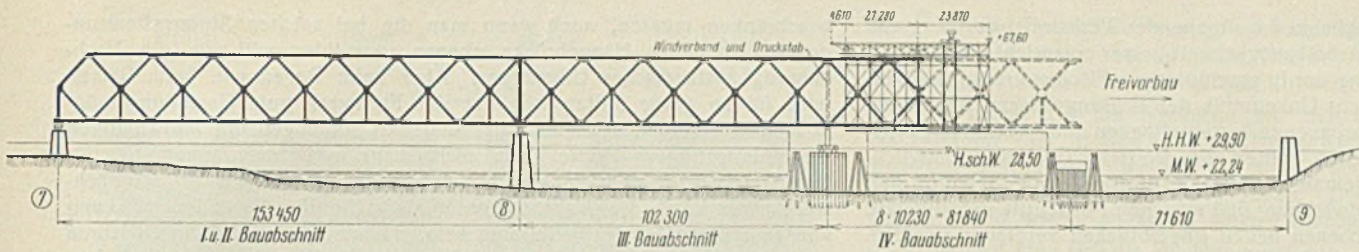


Bild 4. Aufstellung der Überbauten bei Duisburg.

Die drei neuen Straßenbrücken sind hinsichtlich ihrer Stützweiten und Formen so bemerkenswert, daß sie in starkem Maße die Aufmerksamkeit der Umgebung wie auch des über sie dahingleitenden Verkehrs fordern werden. Für die Brücken in Neuwied und Duisburg finden sich am Rhein bereits verschiedene Vorbilder. Während das überaus ruhige und ansprechende Strebenfachwerk der Stromüberbauten der Neuwieder Straßenbrücke bereits beim Kölner Wettbewerb 1927 von der MAN Werk Gustavsburg vorgeschlagen⁶⁾ und allgemein günstig beurteilt wurde, haben wir in den neuen Eisenbahnbrücken bei Maxau und Speyer bereits Vorläufer dieser Brückenform. Doch scheint hier das Verhältnis von Hauptträgerhöhe zu Stützweite größer und für den Gesamteindruck ungünstiger gewählt zu sein als in Neuwied. Zu berücksichtigen ist aber hierbei, daß es sich dort um Eisenbahnbrücken handelt, welche in nicht besiedelter Gegend aufgestellt sind, also das Urteil des Beschauers nicht so stark herausfordern können, wie dies bei einer Straßenbrücke der Fall ist. Dr.-Ing. Tils in Köln hebt in seinem bereits erwähnten Aufsatz im „Bauingenieur“ hervor, daß sich die äußeren Linien der Neuwieder Brücke möglichst zwanglos den beiderseitigen Rheinufern anpassen sollten, und daß die den straffen Uferformen angepaßte horizontale Brückenform als die beste Lösung erscheine. Diese Gesichtspunkte waren anscheinend für die Wahl des Überbausystems, ob Balken-, Bogen- oder Hängebrücke, maßgebend. Uns scheint aber dieser Überbau hinsichtlich seines Aussehens noch größere Vorzüge dadurch aufzuweisen, daß die Hauptträgerhöhe beschränkt ist und in Verbindung mit dem klaren und unaufdringlichen Strebenzug der Füllung eine Maßstab-einheit verkörpert, welche auch mit der lieblichen umgebenden Rheinlandschaft sehr gut zusammenklingt. Zudem wird der Blick des die Brücke als Verkehrsweg Benutzenden, der fast unmittelbar mit den Konstruktionsmassen in Berührung kommt, durch außerordentlich hoch aufragende und große Baumassen nicht gefangen und gestört.

Auch für die neue Duisburger Straßenbrücke bestanden bereits zwei Vorbilder in der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel⁷⁾ und der neuen Eisenbahnbrücke über den Rhein zwischen Mannheim und Ludwigshafen⁸⁾. Diese Brücken gehören, wie kürzlich auf einer Tagung ausgesprochen wurde, nicht zu den Lieblingen unserer Architekten. Doch scheint uns der in freiem, fast unbebautem Gelände errichtete Brücken-zug der Weseler Brücke durchaus ansprechend und gut zu wirken. Anders dagegen in Mannheim, wo man die Brückenform dem Zwang der unmittelbaren Nachbarschaft mit einer bestehenden engmaschigen Gitterbrücke unterordnen mußte. Diese Brücke befindet sich auch zwischen dichtbebauten Ufern. Auch mit ihr kommen die an dieser Stelle den Rhein kreuzenden Menschen zum großen Teil in sehr nahe Berührung, weil zwei Straßenbrücken unmittelbar benachbart sind. Dieser Brückenbau ist das Ergebnis eines öffentlichen Wettbewerbes, welcher für Ingenieure und Architekten ausgeschrieben war. Er zeigt, daß in solchen Zwangsfällen sogenannte schöne Lösungen ohne Anwendung ungeheurer Kosten nicht erreichbar sind.

Zweifellos wird die neue Krefelder Adolf-Hitler-Brücke einen starken Gegensatz zu der Graf-Spee-Brücke in Duisburg bilden. Auf einen wesentlichen Teil der Vorzüge dieser neuen Brückenform haben wir bereits hingewiesen. Im weiteren Sinne bestehen ja auch für diesen neuen Brückentyp, den Balken mit Hängegurten, bereits Vorbilder in der alten Straßenbrücke über den Neckar in Mannheim, der Donaubrücke bei Vohburg, der Neutorbrücke in Ulm und der Brücke über den Bahnhof Gesundbrunnen in Berlin u. a. m. Bei diesen Brücken handelt es sich aber um wesentlich geringere Stützweiten, und außerdem weisen die Balken ausnahmslos geschwungene Obergurtformen auf und entbehren dadurch der äußeren Ähnlichkeit mit dieser neuen straffen Überbauform von Dr.-Ing. Voß. Charakteristisch für diese ist auch das wesentlich kleinere Verhältnis der Höhe des Fachwerkbalkens zum Portalposten. Diese Form einer großen Brücke erfüllt alle Voraussetzungen, die man hinsichtlich der Gestaltung billigerweise von einem Brückenbauwerk fordern

das Bild 6 einen Durchblick durch die Brücke selbst.

Hinsichtlich ihrer äußeren Wirkung zeigt diese Brücke fast das gleiche gute Aussehen wie eine Hängebrücke, sie hat aber den Vorzug, wesentlich billiger zu sein. Auch verkehrstechnisch ist sie infolge ihrer größeren Steifigkeit der Hängebrücke überlegen.

Im Zuge der Reichsautobahnen sind und werden zur Zeit zahlreiche Stahlbrücken als vollwandige Überbauten auch mit größeren Stützweiten über Ströme und Taleinschnitte ausgeführt. Darunter befinden sich nur zwei Fachwerkbrücken über die Elbe, bei welchen die größeren Stützweiten der Schifffahrtöffnungen von 130 und 154 m die Ausführung von Vollwandbalken wegen ihrer wirtschaftlichen Unterlegenheit doch verbot. In beiden Fällen, sowohl bei der Brücke bei Dresden-Kemnitz⁹⁾ als auch der bei Hohenwarthe, wurde offenbar das Brückenbild der Landschaft be-

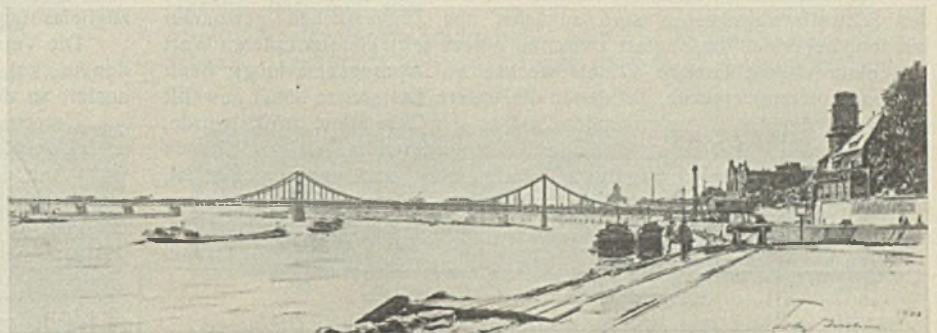


Bild 5. Die neue Adolf-Hitler-Brücke bei Krefeld.

wußt untergeordnet. Beide Überbauten konnten mit obenliegender Fahrbahn als bescheiden wirkende Ständerfachwerke mit steigenden und fallenden Streben ausgebildet werden. Neben den zahlreichen Eisenbetontragwerken der Reichsautobahnbrücken, welche hauptsächlich als Balken mit kleinen Stützweiten in Erscheinung treten, sind die vollwandigen Stahlbrücken, besonders auch die großen Strom- und Talbrücken mit Stützweiten bis etwa 100 m in jeder Umgebung und jedem Landschaftsbild zweifellos von ausgezeichneter Wirkung. Begünstigt und möglich wurde die Anwendung vollwandiger Stahlbalken hierbei stets durch die Unterordnung der Hauptträger unter die Fahrbahn und durch die Anordnung mehrerer Hauptträger. Wo diese Voraussetzungen nicht vollständig erfüllt sind, wie z. B. bei der Kaiserbergbrücke bei Duisburg mit 103 m Stützweite, kommt ein Stabbogen mit vollwandigem Versteifungsträger zur Ausführung. Allerdings werden auch hier für die beiden Fahrbahnen der Reichsautobahn vier Hauptträger angeordnet.

Diese neue starke Bevorzugung vollwandiger Balken bei den Reichsautobahnen begünstigt zugleich auch die Förderung und Anwendung der Schweißung im Stahlbau. Die Urform des Stahlbaues, das Fachwerk, welchem für die Entwicklung des Ingenieurbaues zweifellos ein überragendes Verdienst zukommt, wird dadurch stark in den Hintergrund gedrängt. Man muß sich aber vergegenwärtigen, daß gewisse Bauaufgaben und insbesondere solche des Großbrückenbaues allein nur mit dem Fachwerk zu meistern sind. Hinzu kommt, daß die Ausführung von Fachwerken der Wirtschaftsanforderung des nationalsozialistischen

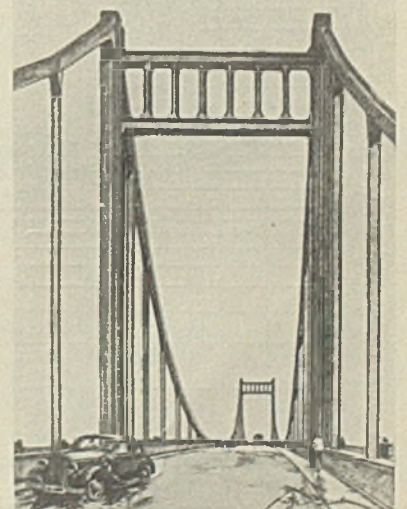


Bild 6. Durchblick durch die Adolf-Hitler-Brücke bei Krefeld.

⁶⁾ Baulng. 1927, S. 242 bis 247. — ⁷⁾ Bautechn. 1927, S. 662 u. 686. — ⁸⁾ Bautechn. 1931, S. 517; 1932, S. 61, 87 u. 595.

⁹⁾ Bautechn. 1935, S. 473.

Deutschlands durch die Möglichkeit weitgehender Werkstoffausnutzung und Schaffung von vermehrter Arbeitsmöglichkeit besser entspricht als der Vollwandträger. Urteile, welche nur in geschlossenen Flächen erträgliche Bauformen sehen wollen und aus Unkenntnis der richtungweisenden strengen Anforderungen des Ingenieurbaus an wirtschaftlichen und Zweckmäßigkeitsfragen nur zu gern vorbeigehen, sollten aber die freien Gestaltungsmöglichkeiten des Ingenieurbaus niemals einschränken dürfen. Zweifellos würde man sonst gar manche Weiterentwicklung und manchen Fortschritt unterbinden.

Die hier kurz besprochenen neuen Rheinbrücken verdienen im Hinblick darauf unsere besondere Beachtung. Unter den den mittleren Lauf des Rheinstromes bislang hauptsächlich beherrschenden Fachwerkbogen finden wir auch allgemein anerkannt schöne Beispiele. Wie die Überbauten der Rüdeshelmer Eisenbahnbrücke zeigen, ist auch vornehmlich die Wahl erträglicher Maßstäbe für die überaus gute Wirkung entscheidend. Um dies zu erkennen, braucht man noch nicht einmal auf die alten und ebenso schönen, wie verkehrlich unzureichenden Bogenbrücken bei Horchhelm und Koblenz zu verweisen. Die neuesten Rheinbrücken zeigen nun, daß wir uns bei Bewältigung von Bauaufgaben dieser Größe und besonders großen Stützweiten nicht mehr auf die Tragform des Bogens

beschränken müssen, auch wenn man die bei solchen Stützweiten ungewöhnlich teure Hängebrücke ebenso vermeiden will wie die Nachahmung ausländischer Ungeheuer. Aber beim Bogen wie beim Balken wird für so große Stützweiten nur das Fachwerk gute Gestaltungsmöglichkeiten ergeben, denn auch der schlanke Stabbogen mit vollwandigen Versteifungsträgern dürfte dann nicht mehr in Betracht kommen. Für jede Tragform, namentlich aber für den Fachwerkbogen wie für den Fachwerkbalken wird die Wahrung guter Maßstäbe für die äußere Wirkung von ausschlaggebender Bedeutung sein. Hierauf hat schon vor 15 Jahren sehr eindringlich in einem bemerkenswerten Aufsatz Architekt Dipl.-Ing. Wehner-Düsseldorf hingewiesen¹⁰⁾. Auch die drei neuen Rheinbrücken lassen die Bedeutung der Maßstäbe mit überzeugender Eindringlichkeit erkennen. Die für die neue Krefelder Rheinbrücke vom entwerfenden Ingenieur gewählte Tragform bringt uns eine neue und gute Gestaltung des Balkens für große Stützweiten und damit schließlich auch den erneuten Beweis dafür, daß die Gestaltungsmöglichkeiten im Stahlbau und namentlich bei der Stahlfachwerkbrücke noch lange nicht erschöpft sind.

¹⁰⁾ Der Eisenbau 1919, S. 183.

Alle Rechte vorbehalten.

Dauerversuche mit großen Schweißverbindungen bei oftmaligem Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung sowie bei oftmaliger Zugbelastung.

Von Otto Graf.

Die Erkenntnisse über den Einfluß der Beschaffenheit und der Bauart der Schweißverbindungen sind zunächst aus Zugversuchen gewonnen worden, bei denen die Zuglast zwischen einem sehr kleinen unteren Wert und einer oberen Grenze oftmals wechselte (Ursprungsbelastung); dann folgten Dauerzugversuche, bei denen die untere Lastgrenze höher gewählt und damit der Anteil der ruhenden Last an der Gesamlast größer wurde. Es zeigte sich dabei u. a., daß die Schwingungswerte, welche oftmals ertragen wird, bei Ursprungszugbelastung meist nur wenig größer ist, als wenn erhebliche ruhende Lasten neben den oftmals wiederkehrenden Lasten wirkten. Es erschien geboten, zu prüfen, ob diese geringe Ver-

belastung erheblich größere Schwingungswerte ertragen als bei Ursprungszugbelastung²⁾.

Die Versuche, über die im folgenden berichtet wird, sind im Auftrag des Ausschusses für Versuche im Stahlbau in der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart ausgeführt worden³⁾.

Untersucht wurden:

- a) Verbindungen mit Flankenkehlnähten nach Bild 1 bis 3, und zwar mit der Nahtlänge $l = 137$ mm, entsprechend $\rho : \sigma = 0,54$,
 $l = 176$ mm, „ $\rho : \sigma = 0,44$,
 $l = 227$ mm, „ $\rho : \sigma = 0,32$),

- b) Verbindungen mit Stumpfnähten, ausgeführt als X-Nähte in Blechen von rd. 180 mm Breite und 24 mm Dicke.

Die Zugfestigkeit der Werkstoffe wurde durch Kugeldruckversuche nach DIN 1605 II nachgeprüft. Dabei ergab sich

- a) für die \square -Stähle NP 12 zu den Verbindungen mit Flankenkehlnähten nach Bild 1 bis 3 (Mittelwerte von Steg und Flansch), die Kugeldruckhärte zu $H = 5/750/30 = 112$ bis 134 kg/mm² und daraus die Zugfestigkeit zu $\sigma_B = 0,36 H = 40$ bis 48 kg/mm², im Mittel 45 kg/mm²;

- b) für die Bleche 180×24 mm zu den Verbindungen mit Stumpfnähten die Kugeldruckhärte zu $H_n = 131$ bis 164 kg/mm² und daraus die Zugfestigkeit zu $\sigma_B = 0,36 H_n = 47$ bis 59 kg/mm², im Mittel 55 kg/mm².

Zerreißversuche mit Proben von b) aus dem Körper X 7 lieferten die obere Streckgrenze zu $\sigma_F = 30,7$ und $32,1$ kg/cm², die Zugfestigkeit zu $\sigma_B = 49,5$ und $50,5$ kg/mm².

Die Versuchskörper wurden von der Maschinenfabrik Eßlingen kostenlos geliefert.

Das Schweißen geschah gemäß Angabe mit stark ummantelten Elektroden Siemens K 160.

²⁾ Vgl. Versuche im Stahlbau, Heft B5, Verlag Julius Springer, Berlin 1935, S. 42 u. f.

³⁾ Die Ausführung der Versuche besorgten die Herren Dr.-Ing. Weil und Ingenieur Munzinger.

⁴⁾ Die Sollwerte waren $l = 137, 178$ und 232 mm, entsprechend $\rho : \sigma = 0,55$ und $0,42$ und $0,32$. Die wirklichen Werte sind nach dem Versuch durch Ermittlung der Abmessungen der Querschnitte der Profile und der Schweißnähte festgestellt worden.

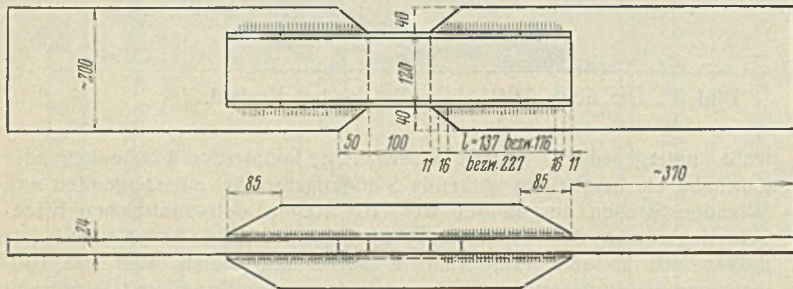


Bild 1 bis 3.

änderlichkeit der Schwingungswerte auch beim Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung auftritt¹⁾.

Zu solchen Versuchen war außerdem Anlaß gegeben durch die Feststellung, daß Nietverbindungen beim Wechsel zwischen Zug- und Druck-

¹⁾ Vgl. Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen, Bericht des Kuratoriums für Dauerfestigkeitsversuche, VDI-Verlag, 1935, S. 18 u. f.

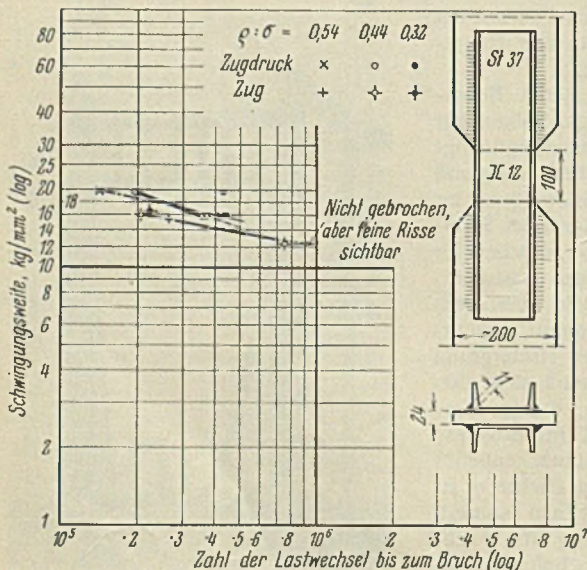


Bild 4.

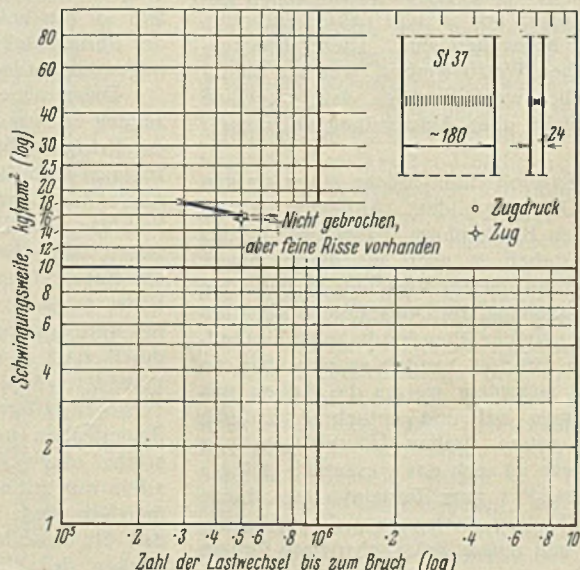


Bild 5.

Bruch nach	371 161	359 467	445 810	423 781
Lastwechseln zwischen $\sigma =$	± 8	± 8	± 8	$\pm 8 \text{ kg/mm}^2$
		(in den \square -Profilen)		

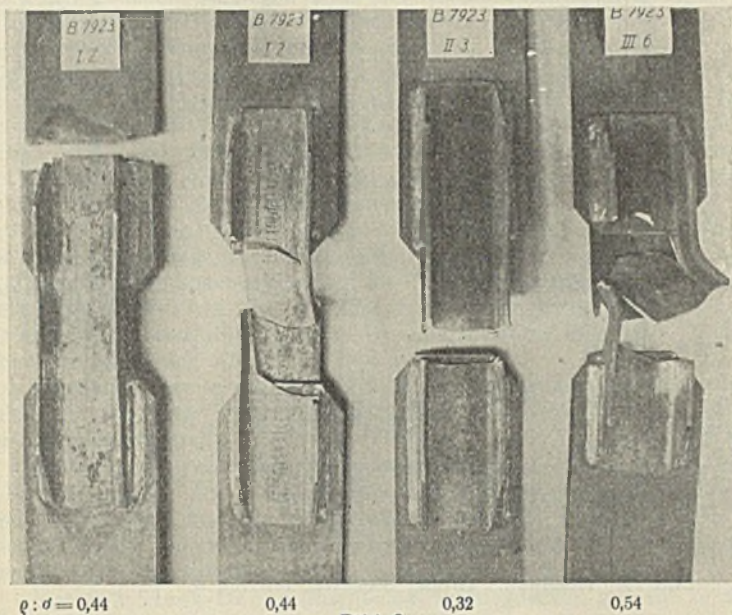


Bild 6.

Probekörper mit Bauart nach Bild 1 bis 3 nach dem Dauerversuch.

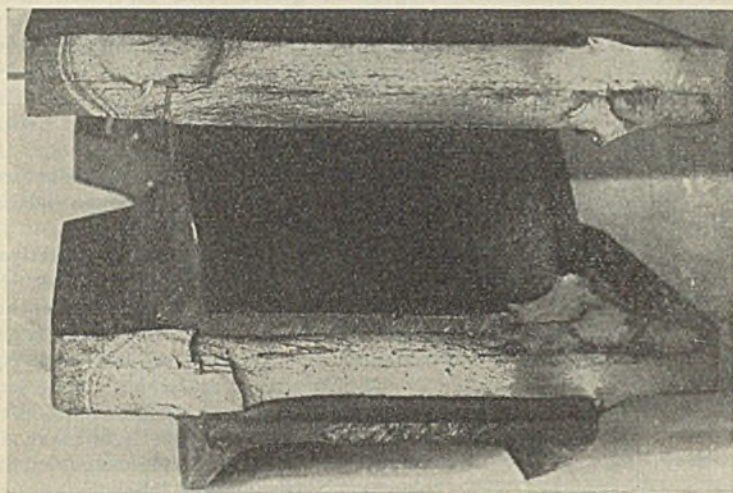


Bild 7. Bruchflächen des Körpers I 7 (vgl. Bild 6, links).

Die Flankenkehlnähte der Verbindungen nach Bild 1 bis 3 wurden in fünf bis sieben Lagen aufgebracht; die erste Lage mit 4 mm dicken Elektroden, die übrigen Lagen mit 5 mm dicken Elektroden. Die Schweißstromspannung betrug dabei 30 bis 34 V, die Schweißstromstärke 190 A für die 4-mm-Elektroden bzw. 235 A für die 5-mm-Elektroden. Die Stumpfnähte wurden in etwa zehn Schweißlagen mit 4 mm dicken Elektroden hergestellt; der Fugenwinkel betrug 60° , die Schweißstromspannung 25 V und die Schweißstromstärke 190 bis 200 A. Alle Nähte sind in waagerechter Lage geschweißt worden.

Die Prüfung erfolgte in den früher beschriebenen Einrichtungen⁵⁾.

Ermittelt wurde die Schwingungswerte, welche 500 000 mal ertragen wird, wenn gleich große Zug- und Druckkräfte abwechselnd wirken, sowie

⁵⁾ Vgl. Versuche im Stahlbau, Heft B 5, S. 44 u. f.

Alle Rechte vorbehalten.

Ein beachtenswerter Stahlskelett-Großbau.

Von Dipl.-Ing. Spatny, Mannheim/Rhein.

(Schluß aus Heft 19.)

Einzelheiten der Stahlkonstruktion selbst.

Da die Bauherrschaft den größten Wert auf mittige Aufhängung der Einschienenkatzen über den Gruben legte, waren von vornherein die Pfettenabstände der Grubenhalle und damit die Feldereinteilung der Binder gegeben, was zu dem wohl mittensymmetrischen, aber sonst in sich unregelmäßigen Fachwerkbindersystem mit einfachem Strebenzug führte. Bei dreimal 19,50 m Stützweite beträgt die Systemhöhe 1,80 m, die durchschnittliche Feldweite 2,30 m. Die Rücksicht auf die Bewegung der Laufkatzen zwang zur Anordnung der Mittelstützen in Feldmitte, weshalb an

wenn die Zugkraft zwischen $\sigma_{uz} = 0,5 \text{ kg/mm}^2$ und σ_{oz} wechselt. Die Zahl der Lastwechsel betrug beim Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung minutlich 7 bis 12, bei den Zugversuchen minutlich 7 bis 10.

Die Ergebnisse der Versuche mit den Verbindungen nach Bild 1 bis 3 finden sich in Bild 4. Zu den Schwingungswerten als Ordinaten sind die Lastwechsel, welche bis zum Bruch der Verbindungen ausgeführt wurden, als Abszissen aufgetragen. Die Werte, welche zusammengehören, sind, soweit zugänglich, durch Linienzüge verbunden.

Hiernach fand sich die Schwingungswerte, die 500 000 mal im Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung getragen wurde,

bei den Verbindungen mit $\rho : \sigma = 0,32$ zu rd. 16 kg/mm^2 ,

" " " " $\rho : \sigma = 0,44$ " " 15 " "

" " " " $\rho : \sigma = 0,54$ " " 15 " "

also so wenig verschieden, daß ein deutlicher Einfluß der Größe $\rho : \sigma$ nicht zu erkennen ist.

Die Schwingungswerte, welche bei Ursprungszugbelastung 500 000 mal getragen wurden, fanden sich nach Bild 4 etwas kleiner als beim Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung, nämlich zu rd. 14 kg/mm^2 . Die Widerstandsfähigkeit ist also beim Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung nur wenig höher ausgefallen als bei Ursprungsbelastung im Einklang mit dem, was nach früheren Dauerversuchen mit Schweißverbindungen zu erwarten war.

Die Ergebnisse der Versuche mit den Stumpfnahverbindungen sind in Bild 5 dargestellt. Auch diese Versuche geben an, daß die Schwingungswerte, welche 500 000 mal ertragen wird, von der Art der Belastung nicht erheblich beeinflußt wird.

Bild 6 zeigt vier Proben nach Bild 1 bis 3 im Zustand nach dem Dauerversuch. Der Bruch erfolgte hiernach stets beim Beginn der Flanken-

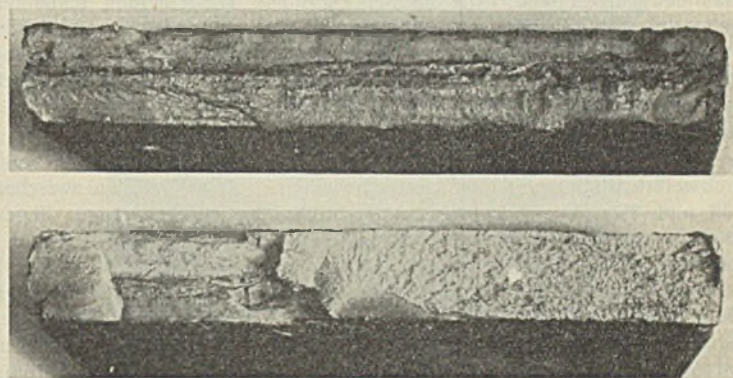


Bild 8.

Bruchflächen von Verbindungen mit Stumpfnähten.

Oben Probekörper X 7 nach 284 930 Lastwechseln zwischen $\sigma_d = -9 \text{ kg/mm}^2$ und $\sigma_z = +9 \text{ kg/mm}^2$, unten Probekörper X 6 nach 503 378 Lastwechseln zwischen $\sigma_{uz} = 0,5 \text{ kg/mm}^2$ und $\sigma_{oz} = 16 \text{ kg/mm}^2$ sowie 17 888 Lastwechseln zwischen $\sigma_{uz} = 0,5 \text{ kg/mm}^2$ und $\sigma_{oz} = 18,5 \text{ kg/mm}^2$.

nähte, in der Regel in den \square -Profilen, ausnahmsweise (nur einmal, und zwar bei dem Körper I 7 in Bild 6 links) im Blech.

Bild 7 zeigt die Bruchfläche des Körpers I 7. Die mittlere Anstrengung im Bruchquerschnitt wechselte zwischen + und $-5,3 \text{ kg/mm}^2$ gegenüber $\pm 8 \text{ kg/mm}^2$ in den \square -Profilen.

In Bild 8 sind die Bruchflächen von zwei Stumpfnähten dargestellt, oben vom Körper X 7 nach Lastwechseln zwischen $\sigma_d = -9$ und $\sigma_z = +9 \text{ kg/mm}^2$, unten vom Körper X 6 nach Lastwechseln zwischen

$\sigma_{uz} = 0,5$ und $\sigma_{oz} = 16 \text{ kg/mm}^2$

sowie zwischen $\sigma_{uz} = 0,5$ und $\sigma_{oz} = 18,5 \text{ kg/mm}^2$.

Der Bruch ging von Endkratern und vom Übergang zwischen zwei Schweißnähten bzw. vom Übergang der Schweißnähten zum Blech an der Oberfläche der Stumpfnah aus.

dieser Stelle ein Strebenkreuz mit Hilfspfosten eingebaut werden mußte (Bild 2). Die Pfetten, von Binder zu Binder ungestoßen durchlaufend, bestehen aus I 28 und sind mit Schrägstäben aus zwei L 60/60/6 bei einer Ausladung von je 1,80 m an den Binderpfosten aufgehängt. Die satteldachförmig mit 1% geneigten Binder selbst sind einwandig aus Knotenblechen und Winkeln zusammengefügt, bieten also hinsichtlich ihrer Konstruktion nichts Besonderes. Um die Dichtheit der durch die unteren Glasstaubdecken abgeschlossenen Oberlichter zu vervollkommen, wurden in den Binderuntergurten zwischen den einzelnen Knotenblechen durch-

gehende Futter eingemietet. Diese Glasstaubdecken liegen mit einfachen L-Sprossen einerseits auf den Binderuntergurtwinkeln auf, andererseits stützen sie sich an den Oberlichtfußpunkten auf quer zur Halle durchlaufende Winkel ab, die gleichzeitig als Pfettenaussteifung und als Abschluß der Bimsplatten-Dacheindeckung dienen (Bild 4). Besondere Dachverbände sind nicht vorgesehen worden, da der Bimsplattenbelag in Verbindung mit der schrägstabigen Pfettenaufhängung genügende Steifigkeit gewährleistet. Die im Fundament eingespannten Außenstützen sind IP 20, die mittleren Pendelstützen IP 26.

Die verhältnismäßig großen Rahmenabstände des Hochbaues und die weiter unten angegebenen schweren Deckenlasten veranlaßten trotz teilweise eingespannter Auflagerung die Wahl von breitflanschigen Profilen für die normalen Deckenträger, um an Deckenhöhe zu sparen. Diese wirtschaftlich nicht günstige Maßnahme wurde aber durch die Ausföhrung der Rahmenriegel in Normalprofilen wieder ausgeglichen, wie eingehende Kostenvergleichsberechnungen ergaben. Bezüglich der Durchbiegung der niederen breitflanschigen Deckenträger bestehen keine Bedenken, wie untenstehend näher erläutert wird. Die Deckenträger des Erd- und 3. Obergeschosses sind IP 24, die des 1. und 2. Stockwerks IP 28. Die Dachträger wurden in I 22 ausgeföhrt. Die Wand- und Brüstungsträger der beiden Langfronten sind I 36 bis 42 1/2.

Wie eingangs bereits angedeutet, erreichte man bei den normalen Stockwerkrahmen die allseitige Steifigkeit der Knoten mittels Hindurchstecken der einwandigen schmalen I-Riegel durch die doppelwandigen Stützen, die ebenfalls aus I-Trägern zusammengenietet sind. Die hierbei allerdings entstehenden schlanken Deckenrippen mußte man in Kauf nehmen, wozu man sich um so leichter entschloß, als diese in einem derartig langen Industriehochbau eine gewisse Belebung hervorrufen, ganz abgesehen von der architektonisch nicht ansprechenden Durchdringung eventuell glatter Decken mit den mächtigen doppelwandigen Stützen.

Die Riegel sind dem Momentenverlauf entsprechend durch aufgeschweißte Platten verstärkt und schwanken in ihren Profilen zwischen I 38 und 45. Die biegesteifen Stöße der Riegelstränge liegen sämtlich in dem kleinen 5,50 m weiten Mittelfeld. Die Stützen der Stockwerkrahmen 2 bis 13 bestehen aus einem Doppelprofil II 34 bis 45 entsprechend den verschiedenen Rahmenabständen nach Bild 1 und sind in jedem Strang nur einmal, in der Mitte des 2. Obergeschosses biegesicher gestoßen. In Knotennähe passen sie sich durch aufgenietete Einzelplatten dem Momentenverlauf an. Bild 10 zeigt die grundsätzliche Durchbildung eines äußeren und mittleren Steifknotens in Verbindung mit den teilweise eingespannten Deckenträgeranschlüssen und der Stützenfußausbildung.

Die starre Einspannung der Riegel in den doppelwandigen Stützen wird durch 20 mm starke Scherplatten, die auf die Stielflansche aufgenietet sind, und durch die eingeschweißte 25 mm-Doppelverkeilung erzielt. Diese Steifknotenausbildung stellt wohl die zuverlässigste Lösung zur Übertragung bedeutender Riegeleinspannmomente auf die Stützen bei derartigen Stockwerkrahmenkonstruktionen dar. Zudem ist sie wirtschaftlich und montagetechnisch günstig. Zur einwandfreien Übertragung der großen Keildrücke sind auf die Scherplatten 20 mm starke Beibleche zwischen den Stützenprofilen aufgenietet. Die Riegelstege sind an den Knoten durch eingebaute Anschlußwinkel zur Aufnahme der bedeutenden Scherkräfte besonders aussteift, nachdem die Überschreitung der reduzierten Hauptspannung aus Biegemoment und Querkraft an den Knoten durch eingebaute, eingeschweißte Stegkanten bereits verhindert wird. Da aus architektonischen Gründen senkrechte Stützenrippen an den Außenfronten nicht in Frage kamen, mußten die Brüstungsträger an den Außenstützen außermittig angeschlossen werden, so daß die teilweise eingespannte Auflagerung nicht möglich war (Bild 10). Dagegen gewährleisteten bei den Deckenträgersträngen der Mittelstützen durch diese hindurchgesteckte Zuglaschen auch hier die Kontinuität. Die dabei an den Unterflanschen auftretenden Druckkräfte werden durch eingeschweißte Druckstücke übertragen.

Die kräftigen Stützenfüße gewährleisteten eine gute Druckverteilung auf die Eisenbetonfundamente bei ausreichender Einspannung. Der Maximalbreite der durchgehenden Fundamentgurträger von 60 cm entsprechend durfte die Breite der Fußplatte 57 cm nicht überschreiten. Zur leichten Aufstellung und Zentrierung der Stahlkonstruktion dienten Flachstahlnaggen in Verbindung mit Kranbahnschienenstücken, welche in die Fundamente einbetoniert sind und deren gegenseitiger Abstand auf das genaueste festgelegt werden kann. Mit Rücksicht auf betriebstechnische Forderungen mußten die Erdgeschoß-Fensterbrüstungen durch eigene Wandträger, die an den Füßen der Außenstützen angeschlossen sind, abgefangen werden.

Die Steifknoten der Dachriegel sind ähnlich, aber einfacher und ohne Keile ausgeföhrt.

Die beiden Endrahmen 1 und 14 der Giebelseiten wurden einwandig aus IP-Profilen zusammengesetzt, da ihre Belastung wesent-

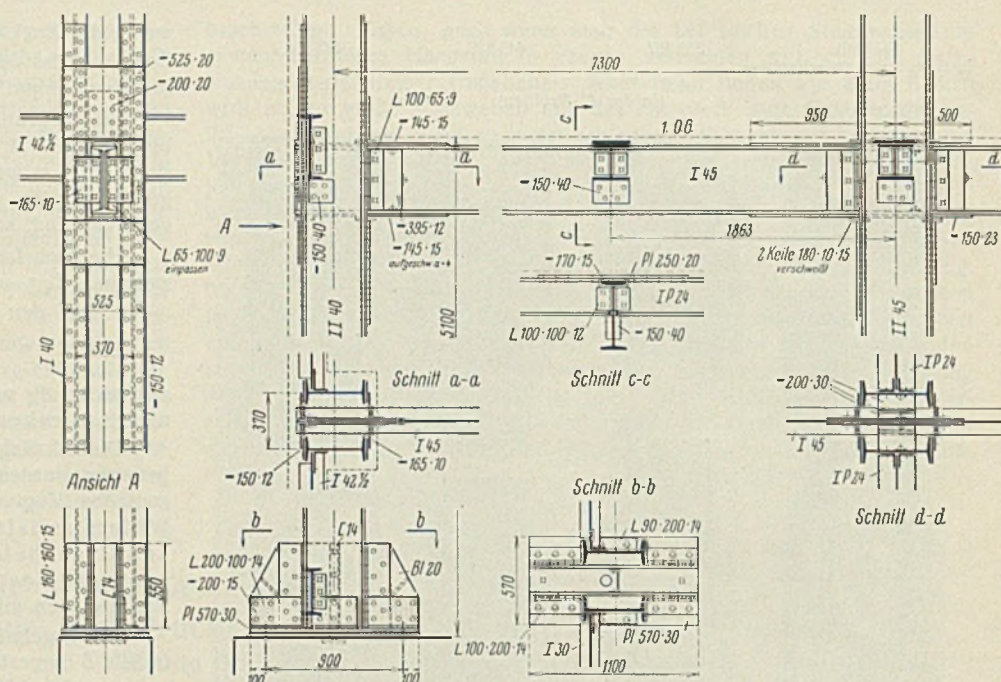


Bild 10. Hochbau. Großer Stockwerkrahmen 3.

lich kleiner ist und da sie in den Giebelwänden verschwinden mußten. Ihre Profile liegen zwischen IP 30 und 40. Die steifen Riegelanschlüsse sind elektrisch geschweißt vorgesehen gemäß Bild 11. Die dabei auftretenden Stützenscherkräfte werden durch eingeschweißte Aussteifungsfachstähe in die Stützenstege übergeleitet. Die Fußausbildung ist ähnlich derjenigen bei den normalen Stockwerkrahmen.

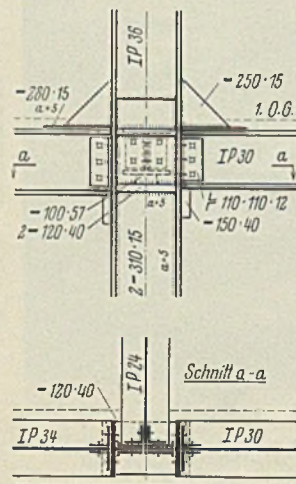


Bild 11. Hochbau. Geschweißter Giebelwand-Rahmenknoten 1.

Der nördliche Endrahmen 14 besitzt im Erdgeschoß mit Rücksicht auf eine im Altbau vorhandene Türöffnung insgesamt fünf Stützen, wie bereits eingangs hervorgehoben wurde.

Die Anordnung und die konstruktiven Einzelheiten der durch die beiden Treppenhäuser und Aufzugsschächte bedingten Wechsel- und Entlastungsträger entbehren eines besonderen Interesses.

Als wirksamer Feuerschutz mußte laut Anordnung der Baupolizeibehörde bei allen Trägerkonstruktionen des Hochbaues ein Mindestüberstand der Kiesbetonummantelung von 3 cm über die äußersten Flächen der Träger, bei den Stützen sogar eine Betondeckung von mindestens 5 cm eingehalten werden. Bei der hölzernen Dachausbildung gewährleisteten die Welleternit-Dachhaut und die Heraklith-Staubabdeckung einen ausreichenden Schutz gegen Feuersgefahr.

Belastungen und statische Bearbeitung.

Für die in Bild 4 dargestellte Dachdecke der Grubenhalle wurde eine Gesamtbelastung von 230 kg/m² der statischen Berechnung zugrunde gelegt, für die Oberlichter eine solche von 210 kg/m², bezogen auf den Oberlichtgrundriß. Ferner ist an jedem Pfettenstrang je eine Laufkatze mit 2 t Gesamtlast berücksichtigt. Die Pfetten selbst, die bei jedem Binder gestoßen sind, wurden der gewählten Hängebauweise entsprechend als durchlaufende Träger behandelt. Da die beiden Endfelder eines solchen Pfettenstückes im Vergleich zum Mittelfeld aber sehr klein und praktisch nicht belastet sind, war die Annahme einer teilweisen Einspannung im Sinne der Hochbauvorschriften nicht statthaft. Nach eingehenden Voruntersuchungen wurde vielmehr das Biegemoment in dem theoretisch 8 m weit gestützten Mittelfeld nach den Formeln 1/12 Ql bzw. 1/6 Pl bestimmt, wofür sich das Pfettenprofil I 28 ergab, wie früher bereits angedeutet. Eine angenäherte Durchbiegungsberechnung für dieses Profil zeigte, daß die Maximaleinsenkung in Feldmitte bei 1,01 cm gegenüber 1,60 cm noch innerhalb der behördlich zugelassenen Grenze blieb. Jedoch besteht zu dem Hinweis Veranlassung, daß bei einer derartigen Dachkonstruktion eine weitere Vergrößerung der Binderabstände nicht ratsam erscheint, da, ganz abgesehen von der in Frage gestellten Wirtschaftlichkeit, ein sichtbares Durchhängen der Pfetten zu erwarten wäre.

Die im Osten um 2 m vorkragenden Pfettenstränge konnten auch hier statisch als „Mittelfeld“ behandelt werden, wodurch mit Rücksicht auf den einwandfreien ungestörten Lauf der Katzen Verstärkungen des Pfetten-

profils entbehrlich wurden, ganz abgesehen von der ungehinderten Verlängerungsmöglichkeit der Grubenhalle.

Die parallelgurtigen Fachwerkbinder sind als durchlaufende Träger über drei gleichen Öffnungen unter der Annahme konstanten Trägheitsmoments berechnet worden. Während die Dach- und Oberlichtlast für die Binder eine ruhende Vollbelastung darstellt, hat man die beweglichen Katzlasten öfFnungswise als gleichmäßig verteilt wirkend bei den Momenten und Querkräften berücksichtigt. Die Obergurtungen der Binder haben außerdem die von den Oberlichtern herrührenden zusätzlichen Biegungsspannungen aufzunehmen. Eine Verdrehungsberechnung der Binder infolge einseitiger Schneelast wurde nicht aufgestellt, da eine solche Belastung sehr unwahrscheinlich ist.

Wie früher bereits bemerkt, sind die Außenstützen unten eingespannt, die Innenstützen dagegen als Pendelstützen berechnet worden.

Die zulässige Spannung beträgt für die Stahlkonstruktion 1400 kg/cm^2 bei Flußstahl St 37.12, für die Eisenbetonpressungen der Fundamente 70 kg/cm^2 , da sämtliche Fundamente stark bewehrt sind, und für die Bodenbeanspruchung $1,5 \text{ kg/cm}^2$.

Die Lasten der in den Bildern 6 bis 8 dargestellten Hochbaudecken seien des besseren Verständnisses der Stahlkonstruktion wegen hier kurz zusammengestellt.

Erdgeschoßdecke (Eisenbeton-Voutenplattendecke): $g = 500 \text{ kg/m}^2$, $p = 1000 \text{ kg/m}^2 + 20\%$ Erschütterungszuschlag für die im 1. Stock untergebrachten, stoßweise arbeitenden Maschinen, zusammen also $q = 1700 \text{ kg/m}^2$. Hinzu kommen noch teilweise die von der Grubenhalle herrührenden Einschienenkatzlasten, je Pfettenstrang 2 t.

1. und 2. Stock-Decke (Eisenbeton-Hohlstegdecke): $g = 450 \text{ kg/m}^2$, $p = 1000 \text{ kg/m}^2$, also zusammen $q = 1450 \text{ kg/m}^2$.

3. Stock-Decke (ebenfalls Eisenbeton-Hohlstegdecke): $g = 410 \text{ kg/m}^2$, $p = 600 \text{ kg/m}^2$, somit $q = 1010 \text{ kg/m}^2$.

4. Stock-Dachdecke (Well eternit-Dach mit untergehängter Staubdecke): $g = 90 \text{ kg/m}^2$, $p = 80 \text{ kg/m}^2$ (Schnee), zusammen $q = 170 \text{ kg/m}^2$.

Durch diese bedeutenden Deckenlasten finden die eingangs dargelegten technisch-wirtschaftlichen Betrachtungen, die zur Anordnung der beiden Mittelstützenreihen führten, ihre Begründung.

Mit Ausnahme der Dach- und Wandträger sind sämtliche übrigen Deckenträger als teilweise eingespannt gemäß den behördlichen Vorschriften gerechnet und in breitflanschigen Profilen ausgeführt worden. Sie nehmen die gesamten auf sie entfallenden Deckenlasten ohne Rücksicht auf die zusätzliche Tragfähigkeit der Betonummantelung allein auf. Dagegen war der Verfasser durch die teilweise großen Deckenträger-spannweiten von 7,30 m gezwungen, bei der Durchbiegungsberechnung die zusätzliche Steifheit der mit Querbügeln gut armierten Ummantelungsrippen in Anspruch zu nehmen. Es ist sehr zu begrüßen, daß gerade diese Erkenntnis auch in den neuesten Bestimmungen der DIN 1050 eine entsprechende Würdigung gefunden hat, wodurch größere Abstände der Haupttragwerke wirtschaftlich überhaupt erst anwendbar sind. Im vorliegenden Fall bewegen sich die rechnerischen Einsenkungen zwischen $1/400$ und $1/500$ der Stützweiten. Die oberen Kontinuitäts-Zugkräfte werden ganz durch die aufgenieteten Zuglaschen aufgenommen. Die symmetrischen Stockwerkrahmen mit allseitigen Steifknoten und eingespannten Stützenfüßen sind unter Vernachlässigung des Einflusses der Normal- und Querkräfte auf die Formänderungsarbeit nach einer theoretisch genauen Deformationsmethode nur für lotrechte Lasten berechnet worden. Diese Berechnungsweise, die im wesentlichen mit den von Dr. Ing. Unold in seiner Broschüre „Die praktische Berechnung der Stahlskelett-Rahmen“ (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1933) entwickelten Theorien übereinstimmt, setzt zur bedeutenden Vereinfachung der Rechenarbeit die waagerechte Unverschieblichkeit aller Rahmenknoten voraus und führt über die als statisch Unbekannte gewählten Knotendrehwinkel rasch und sicher zur Bestimmung der Knotenmomente. Die hierbei nach einem äußerst einfachen Schema aufstellbaren linearen Gleichungstafeln weisen selbstverständlich die allen Elastizitätsgleichungen charakteristische Diagonalsymmetrie der Beiwerte auf und können mit Hilfe der Rechenmaschine durch Probieren nach ganz wenigen Rechnungsgängen aufgelöst werden.

Hinsichtlich der umstrittenen Frage der Windberücksichtigung bei Hochbauten ist zu bemerken, daß bei einem derartig schweren Baukörper mit so vielen Versteifungsgliedern (vollkommen starre Massivdecken, betonierte Längs- und Giebelwände, mit Beton ummantelte Stützen, Treppenhäuser in Beton und Aufzugsschächte in Ziegelmauerwerk) eingehende Winduntersuchungen sich erübrigen. Bei solchen Großbauten wird dem Windeinfluß immer noch zu viel Bedeutung beigemessen, ganz abgesehen von der Tatsache, daß der Winddruck in unseren Zonen ja nur eine zeitlich sehr beschränkte Belastung darstellt. Selbstverständlich muß es in jedem Einzelfall der praktisch-gesunden Beurteilung des Ingenieurs überlassen bleiben, ob mit oder ohne Wind zu rechnen ist, und es wäre sehr wünschenswert, wenn sich auch die behördlichen Stellen in richtiger Erkenntnis der Sachlage eine einsichtigeren, vom Paragraphen losgelöste Einstellung zu eigen machten und damit dem entwerfenden Ingenieur die Arbeit etwas erleichterten.

Entsprechend der geringen Momentenfortpflanzungsfähigkeit der Stockwerksteifrahmen wurde der Einfluß der riegelweise beweglichen Nutz-

last jeweils nur bis zu den unmittelbar benachbarten Knoten verfolgt. Die Stützendruckkräfte sind für Vollbelastung sämtlicher Decken ohne die behördlich zugelassene Nutzlastenabnahme bestimmt und betragen bei den Außenstützen der großen Rahmen im Erdgeschoß 220 t, bei den Mittelstützen 310 t. Die größten Riegelknotenmomente bewegen sich zwischen 47 und 56 tm (bezogen auf den theoretischen Mittelpunkt der Knoten). Die baupolizeilich geforderte Höchstdurchbiegung der Riegel von $1/300$ der Stützweite konnte bei sämtlichen Riegeln ohne Schwierigkeit eingehalten werden. Ganz besondere Aufmerksamkeit schenkte man den reduzierten Hauptspannungen der Riegel in Knotennähe. Der Schweißnahtberechnung der beiden Giebelwandrahmen 1 und 14 wurde die Schweißvorschrift vom Jahre 1933 zugrunde gelegt und der Vermeidung von Überkopfschweißungen besondere Beachtung bei der konstruktiven Durchbildung zugewendet. Die Stegansaufsteifung der Walzprofile wurde an Stellen mit großen Querkräften überall gewissenhaft durchgeführt. Die Treppenarme sind bei einem Eigengewicht von 800 kg/m^2 Grundrißfläche für Nutzlasten von 500 kg/m^2 berechnet.

Aufstellung der Stahlkonstruktion.

Abgesehen von einer längeren Unterbrechung, die durch die unvorhergesehene Verzögerung anderer an der Baustelle auszuführender Arbeiten bedingt war, konnte die gesamte Stahlkonstruktion der Grubenhalle und des Hochbaues in knapp 13 Arbeitswochen mittels zweier

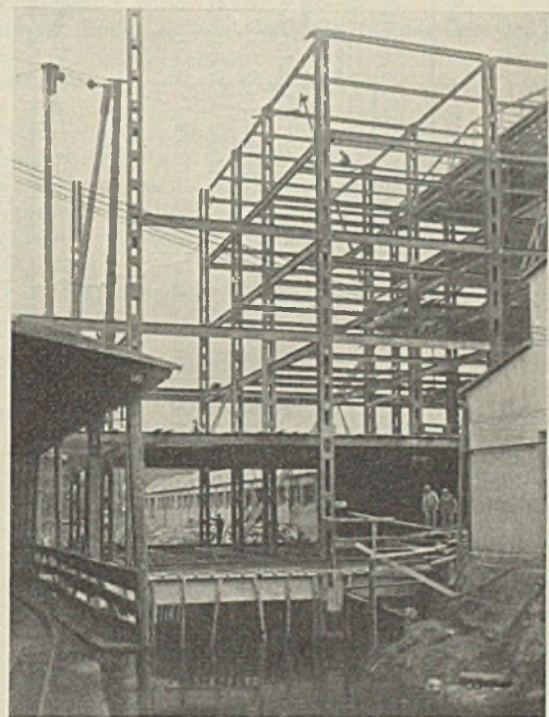


Bild 12. Hochbau. Rahmen 11 u. 12.

Schwenkmaste aufgestellt werden. Begonnen wurde mit dem südlichen Hochbauteil, Rahmen 10 bis 1, an den zwecks größerer Sicherheit die Konstruktion der Grubenhalle angehängt wurde. Die oberen Stockwerke des Hochbaues wurden von der fertig betonierten Erdgeschoßdecke aus aufgestellt, da das Erdgeschoß so schnell wie möglich mit der Halle bezugsreif gemacht werden mußte. Der Aufbau der nördlichen Rahmen 11 bis 14 mitsamt den Deckenträgern beendigte die Montage (Bild 12).

Stahlgewichte und Ausklang.

Die Planung und Entwurfsbearbeitung der gesamten baulichen Anlage, sowie die büro-, werkstatt- und baustellenmäßige Bearbeitung der Stahlkonstruktion lagen in den Händen der Firma Wilhelm Luig, Fabrik für Eisenbauten, Illingen (Wttbg.).

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt etwa 1030 t, wovon auf die Grubenhalle 230 t, auf den Hochbau 800 t entfallen. Anschließend seien noch zwei für die Entwurfsbearbeitung derartiger Bauten interessierende Einzelgewichte bekanntgegeben: ein Hallenbinder 10 t, ein großer Stockwerkrahmen rd. 21 t.

Bild 5 zeigt das Innere der geräumigen, gleichmäßig hellen Grubenhalle mit den Einschienenkatzträgern und mit Blick gegen den Hochbau. Links im Hintergrund sind die immerhin schlanken Erdgeschoßstützen des Hochbaues zu sehen.

Bild 9 gibt einen Überblick über die vorläufige Gesamtanlage. Man beachte die harmonische Linienführung und die beruhigende Gesamtwirkung.

Damit ist Württemberg um einen schönen, modernen und imposanten Industriebau reicher, und Deutschland kann sich eines weiteren sichtbaren Beweises seiner hervorragenden Stahlbautechnik rühmen.

Die neuen zulässigen Tragkräfte für Schrauben¹⁾ nach DIN 1050, Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau.

Eingeäßte Schrauben $\sigma_s = 960 \text{ kg/cm}^2$
 St 00; Belastungsfall 1 u. 2 $\sigma_l = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Rohe Schrauben $\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$
 St 00, Handelsbaustahl u. St 37; Belastungsfall 1 $\sigma_l = 1600 \text{ kg/cm}^2$

Ø	Abscheren		Lochleibung																
	ein-schnitt	zwei-schnitt	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
11	0,91	1,82	1,32	1,58	1,85	2,11	2,37	2,64	2,90	3,16	3,43	3,69	3,96	4,21	4,47	4,74	5,00	5,28	
14	1,48	2,96	1,68	2,01	2,35	2,69	3,02	3,36	3,70	4,03	4,37	4,70	5,04	5,35	5,71	6,04	6,37	6,72	
17	2,18	4,36	2,04	2,45	2,85	3,26	3,67	4,08	4,48	4,90	5,30	5,72	6,12	6,53	6,95	7,34	7,75	8,16	
20	3,02	6,04	2,40	2,88	3,36	3,85	4,32	4,80	5,28	5,70	6,24	6,72	7,20	7,70	8,16	8,64	9,12	9,60	
23	3,99	7,98	2,76	3,31	3,87	4,42	4,96	5,52	6,08	6,62	7,15	7,74	8,28	8,84	9,38	9,93	10,50	11,04	
26	5,10	10,20	3,12	3,74	4,37	5,00	5,61	6,24	6,86	7,48	8,11	8,74	9,36	10,00	10,61	11,22	11,85	12,48	
29	6,35	12,70	3,48	4,18	4,88	5,57	6,27	6,96	7,66	8,36	9,06	9,76	10,44	11,14	11,84	12,54	13,23	13,92	

Ø	Abscheren		Lochleibung																
	ein-schnitt	zwei-schnitt	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
3/8	0,71	1,42	0,76	0,91	1,07	1,22	1,37	1,52	1,68	1,83	1,98	2,13	2,29	2,44	2,59	2,74	2,90	3,05	
1/2	1,27	2,54	1,02	1,22	1,42	1,63	1,83	2,03	2,24	2,44	2,64	2,84	3,05	3,25	3,45	3,66	3,86	4,06	
5/8	1,98	3,96	1,27	1,53	1,78	2,04	2,29	2,54	2,80	3,05	3,31	3,56	3,82	4,05	4,32	4,58	4,83	5,09	
3/4	2,85	5,70	1,53	1,83	2,14	2,44	2,75	3,06	3,36	3,67	3,97	4,28	4,58	4,89	5,20	5,50	5,81	6,11	
7/8	3,88	7,76	1,78	2,13	2,49	2,84	3,20	3,55	3,91	4,26	4,62	4,97	5,33	5,68	6,04	6,39	6,75	7,10	
1	5,07	10,14	2,03	2,44	2,84	3,25	3,66	4,06	4,47	4,88	5,28	5,69	6,10	6,50	6,91	7,32	7,72	8,13	
1 1/8	6,41	12,82	2,29	2,75	3,20	3,66	4,12	4,58	5,03	5,49	5,95	6,41	6,86	7,32	7,78	8,24	8,69	9,15	

Eingeäßte Schrauben $\sigma_s = 1120 \text{ kg/cm}^2$
 Handelsbaustahl; Belastungsfall 1 u. 2. St 37; Belastungsfall 1 $\sigma_l = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Rohe Schrauben $\sigma_s = 1100 \text{ kg/cm}^2$
 St 00, Handelsbaustahl u. St 37; Belastungsfall 2 $\sigma_l = 1800 \text{ kg/cm}^2$

Ø	Abscheren		Lochleibung																
	ein-schnitt	zwei-schnitt	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
11	1,07	2,14	1,54	1,85	2,16	2,46	2,77	3,08	3,39	3,70	4,01	4,32	4,62	4,92	5,23	5,54	5,87	6,16	
14	1,73	3,46	1,96	2,35	2,74	3,14	3,53	3,92	4,31	4,70	5,09	5,48	5,88	6,28	6,67	7,06	7,45	7,84	
17	2,55	5,10	2,38	2,86	3,33	3,81	4,28	4,76	5,24	5,72	6,19	6,66	7,14	7,62	8,09	8,56	9,04	9,52	
20	3,52	7,04	2,80	3,36	3,92	4,48	5,04	5,60	6,16	6,72	7,28	7,84	8,40	8,96	9,52	10,08	10,64	11,20	
23	4,65	9,30	3,22	3,86	4,51	5,15	5,80	6,44	7,08	7,72	8,37	9,02	9,66	10,30	10,95	11,60	12,24	12,88	
26	5,95	11,90	3,64	4,37	5,10	5,82	6,55	7,28	8,01	8,74	9,47	10,20	10,92	11,64	12,37	13,10	13,83	14,56	
29	7,41	14,82	4,06	4,87	5,68	6,50	7,31	8,12	8,93	9,74	10,55	11,36	12,18	13,00	13,81	14,62	15,43	16,24	

Ø	Abscheren		Lochleibung																
	ein-schnitt	zwei-schnitt	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
3/8	0,78	1,56	0,86	1,03	1,20	1,37	1,54	1,71	1,89	2,06	2,23	2,40	2,57	2,74	2,91	3,08	3,25	3,42	
1/2	1,40	2,80	1,14	1,37	1,60	1,82	2,05	2,28	2,51	2,74	2,97	3,20	3,42	3,64	3,87	4,10	4,33	4,56	
5/8	2,18	4,36	1,43	1,72	2,00	2,29	2,57	2,85	3,15	3,43	3,72	4,00	4,28	4,57	4,86	5,14	5,42	5,70	
3/4	3,14	6,27	1,72	2,06	2,41	2,75	3,10	3,44	3,78	4,13	4,47	4,82	5,16	5,50	5,85	6,19	6,54	6,88	
7/8	4,28	8,55	2,00	2,40	2,80	3,20	3,60	4,00	4,40	4,80	5,20	5,60	6,00	6,40	6,80	7,20	7,60	8,00	
1	5,58	11,15	2,28	2,74	3,19	3,65	4,10	4,56	5,02	5,48	5,93	6,38	6,84	7,30	7,75	8,20	8,66	9,12	
1 1/8	7,05	14,10	2,58	3,10	3,61	4,13	4,64	5,15	5,68	6,20	6,71	7,22	7,74	8,26	8,77	9,28	9,79	10,30	

Eingeäßte Schrauben $\sigma_s = 1280 \text{ kg/cm}^2$
 St 37; Belastungsfall 2 $\sigma_l = 3200 \text{ kg/cm}^2$

Schrauben auf Zug $\sigma_{zul} = 850 \text{ kg/cm}^2$
 St 00; Belastungsfall 1 u. 2

Ø	Abscheren		Lochleibung																
	ein-schnitt	zwei-schnitt	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
11	1,22	2,44	1,76	2,11	2,46	2,82	3,17	3,52	3,87	4,22	4,57	4,92	5,28	5,64	5,99	6,34	6,69	7,04	
14	1,97	3,94	2,24	2,69	3,14	3,58	4,03	4,48	4,93	5,38	5,83	6,28	6,72	7,16	7,61	8,06	8,51	8,96	
17	2,91	5,82	2,72	3,26	3,81	4,35	4,90	5,44	5,98	6,52	7,07	7,62	8,16	8,70	9,25	9,80	10,34	10,88	
20	4,02	8,04	3,20	3,84	4,48	5,12	5,76	6,40	7,04	7,68	8,32	8,96	9,60	10,24	10,88	11,52	12,16	12,80	
23	5,32	10,64	3,68	4,42	5,15	5,89	6,62	7,32	8,10	8,84	9,57	10,30	11,04	11,78	12,51	13,24	13,98	14,72	
26	6,80	13,60	4,16	4,99	5,82	6,66	7,49	8,32	9,15	9,98	10,81	11,64	12,48	13,32	14,15	14,98	15,81	16,64	
29	8,47	16,94	4,64	5,57	6,50	7,42	8,35	9,28	10,21	11,14	12,07	13,00	13,92	14,84	15,77	16,70	17,63	18,56	

3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4	1 3/8	1 1/2	1 5/8	1 3/4	1 7/8	2	2 1/4	2 1/2	2 3/4	3
0,38	0,67	1,12	1,67	2,31	3,04	3,83	4,90	5,82	7,13	8,08	9,62	10,9	12,7	16,1	20,5	24,5	29,9
Handelsbaustahl u. St 37; Belastungsfall 1 Belastungsfall 2																	
3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4	1 3/8	1 1/2	1 5/8	1 3/4	1 7/8	2	2 1/4	2 1/2	2 3/4	3
0,44	0,78	1,31	1,96	2,72	3,57	4,50	5,77	6,84	8,34	9,5	11,3	12,8	14,9	18,9	24,1	28,8	35,2
0,48	0,86	1,44	2,16	3,00	3,94	4,95	6,34	7,53	9,23	10,5	12,5	14,1	16,4	20,7	26,5	31,7	38,7
																	Fall 1
																	Fall 2

Dipl.-Ing. W. Marx, München.

¹⁾ Aus drucktechnischen Gründen kann der Abdruck der praktisch wichtigeren Tabellen über die zulässigen Tragkräfte für Niete erst im nächsten Heft erfolgen. Die Schriftleitung.

INHALT: Drei neue Strahlentabellen über den Reith. — Dauerprobe mit großen Schweißverbindungen bei oftmaligem Wechsel zwischen Zug- und Druckbelastung sowie bei oftmaliger Zugbelastung. — Ein beachtenswerter Stahlwert-Großbau. (Schluß) — Die neuen zulässigen Tragkräfte für Schrauben nach DIN 1050, Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau. — Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W.9. — Druck Buchdruckerei Gebroder Ernst, Berlin SW 68.