

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

26. JAHRGANG

JUNI 1951

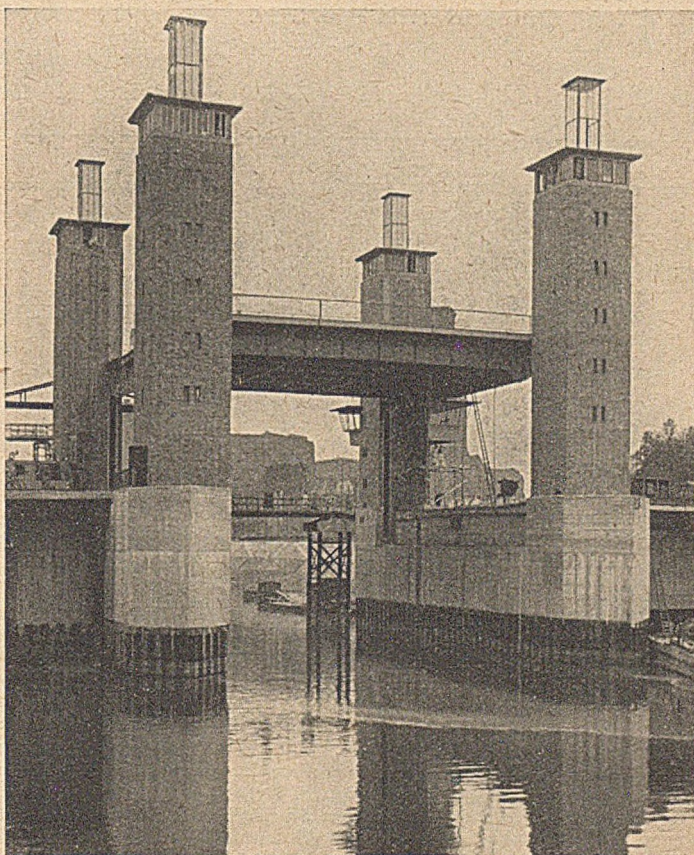
HEFT 6

INHALT:

| | | | |
|---|-----|--|-----|
| Lastverteilung in Behelfsbrücken mit hölzernem Querbelag. Von Prof. Dr.-Ing. Ferdinand Schleicher, Dortmund | 161 | Kurze Technische Berichte: | |
| Untersuchungen über den Knickwiderstand von einteiligen Stützen aus Holz. Von Otto Graf, Stuttgart | 169 | Schalenbauten System Zeiss-Dywidag im Ausland .. | 181 |
| Die neue Ruhrbrücke Herdecke, eine durchlaufende Verbundträgerbrücke mit Vorspannung. Von Dr.-Ing. H. Homburg, Hagen/Westf., Prov.-Baurat E. Köhling, Münster/Westf. und Dr.-Ing. D. Fuchs, Dortmund .. | 172 | Weitgespannte Flugzeughallen aus Spannbeton ... | 184 |
| Bemessung einer Stahlbetonkonstruktion mit Hilfe der Spannungsoptik. Von Dr.-Ing. Rudolf Kuhn, München | 177 | Kernbohrung an der Fahrbahnplatte der Köln-Deutzer Rheinbrücke | 187 |
| | | Die Verankerung von geraden Stahlstäben im Beton | 188 |
| | | Turmdrehkrane und Leichtbaukrane | 188 |
| | | Rammen von 104 km Spundbohlen in 9 Monaten .. | 190 |
| | | Buchbesprechungen und Neuerscheinungen | 191 |
| | | Verschiedenes | 192 |

Unser Fertigungsprogramm:

- Stahl-Brückenbau
- Stahl-Hochbau
- Stahl-Wohnungsbau
- Stahl-Wasserbau
- Apparate- und Behälterbau
- Industriebau
- Bergbauzulieferungen
- Weichenbau
- Großfördergeräte
- Aufbereitung für Kohle und Erze
- Zerkleinerung
- Kabel- und Verseilmaschinen
- Maschinen und Einrichtungen für Zement-, Kalk-, Gipswerke und verwandte Industrien



Neue Hubbrücke Schwanentor Duisburg
mit Parallelführung und einseitigem Antrieb, erstmalig in Deutschland ausgeführt. Hubhöhe 9,2 m, Hubdauer 1 Minute

 **STAHLBAU RHEINHAUSEN** 

Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen · Fernschreiber: Aml Duisburg 036 838 · Fernsprech-Anschlüsse: Duisburg 343 41, Rheinhausen 741 Moers 27 42

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung und Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(21b) Dortmund, Plauener Str. 44,

Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

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

Schriftleitung

„DER BAUINGENIEUR“,

Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher,
(21b) Dortmund,
Plauener Str. 44.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf be-

sonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von mindestens 32 Seiten.

Bezugspreis:

Vierteljährlich DM 9,—, für das Einzelheft DM 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen

nimmt der Verlag und jede Buchhandlung, in den Westzonen auch jedes Postamt, entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernsprecher Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 24,
Fernsprecher: 24 40 u. 54 30.

Berlin-Charlottenburg 2, Jebensstraße 1,
Fernsprecher: 32 20 70 u. 32 64 46.

Vertriebs-Vertretung im Ausland:

Lange, Maxwell & Springer, Ltd., 41—45 Neal Street, London, W. C. 2.


Praktische Spannungsoptik. Von Dr. phil. Ludwig Föppl, o. Professor an der Technischen Hochschule München, und Dr.-Ing. Ernst Mönch, a. o. Professor an der Universität Tucuman/Argentinien. Mit 135 Abbildungen. VII, 162 Seiten. 1950.

Ganzleinen DM 21,—.

Inhaltsübersicht: Erster Abschnitt: Die experimentellen und theoretischen Grundlagen der Spannungsoptik: I. Teil: Die ebene Spannungsoptik. 1. Der ebene Spannungszustand. 2. Die einfache spannungsoptische Apparatur. 3. Die polarisationsoptischen Grundvorgänge. 4. Die Aufnahme und Auswertung des Isochromatenbildes. 5. Ermittlung der Hauptspannungslinien aus den Isoklinen. 6. Der Modellwerkstoff. 7. Die vollständige Auswertung des ebenen Spannungszustandes. 8. Die Nagelprobe. 9. Momentennullpunkte bei Biegung von Stäben. — II. Teil: Räumliche Spannungsoptik: 1. Die Grundlagen des Erstarrungsverfahrens. 2. Die Materialeigenschaften der Phenolkunstharze beim Erstarrungsverfahren. 3. Durchführung des Erstarrungsversuches. 4. Die Herstellung der räumlichen Modelle. 5. Auswertung. — III. Teil: Die Übertragung der Ergebnisse: 1. Strenge, erweiterte und angenäherte Ähnlichkeit. 2. Erweitertes statisches Ähnlichkeitsgesetz für den allgemeinen räumlichen Spannungszustand. 3. Erweitertes statisches Ähnlichkeitsgesetz für den ebenen Spannungszustand. 4. Erweiterte Ähnlichkeitsgesetze für Sonderprobleme. 5. Die Wahl der Maßstäbe. 6. Abschätzung der Maßstabfehler. — IV. Teil: Ergänzungen zu Teil I: 1. Vollständige Auswertung des ebenen Spannungszustandes mit Hilfe schiefer Durchstrahlung. 2. Das Verfahren der Schubspannungsdifferenz. 3. Überlagerung zweier ebener Spannungszustände in der gleichen Ebene. 4. Der Strahlengang bei Hintereinanderschaltung zweier ebener Spannungszustände. 5. Spannungsoptische Untersuchungen mittelstarker Platten. — Zweiter Abschnitt: Praktische Anwendungen der Spannungsoptik: 1. Der Spannungszustand in Zahnrädern. 2. Spannungen in Fundamenten. 3. Spannungen in den Bandagen der Räder von Raupenfahrzeugen. 4. Ventilgehäuse unter Innendruck. 5. Untersuchung einer Gurtlasche. 6. Plexiglashaube unter äußerem Überdruck. 7. Der Spannungszustand in der Umgebung des Aschenloches eines Lokomotivkessels. 8. Zeitlupen-Aufnahmen von Schlagversuchen. — Literatur-, Namen- und Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

*In allen
Schmierungs-
fragen:*




SHELL TECHNISCHER DIENST

DEUTSCHE SHELL AKTIENGESELLSCHAFT

• ZWEIGNIEDERLASSUNGEN IN BERLIN, BREMEN, DUSSELDORF, FRANKFURT/M.
HAMBURG, HANNOVER, KÖLN, LUDWIGSHAFEN, MÜNCHEN, NÜRNBERG, STUTTGART

BAUSTAHLGEWEBE

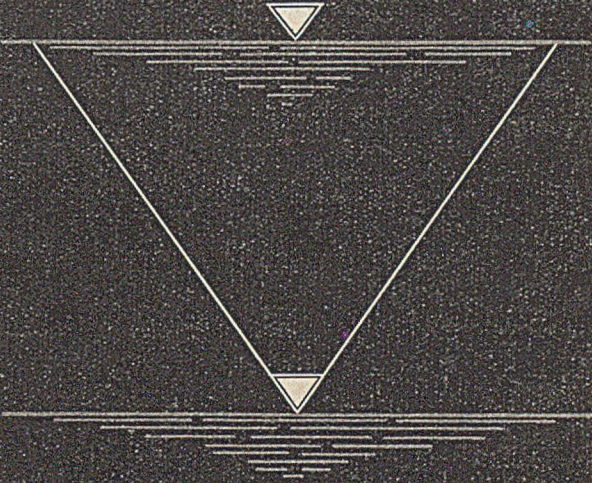


Nur ein paar Männer haben mit wenigen Handgriffen Matte neben Matte gelegt und so in kurzer Zeit die ganze Decke mit einbaufertigem Baustahlgewebe armiert. Mit jeder Matte bewehrten sie 12—15 m² Fläche auf einmal und konnten noch am selben Tage betonieren.

Baustahlgewebe spart Zeit und Stahl. BSIG-armierte Decken baut man schneller!

BAUSTAHLGEWEBE GMBH
DUSSELDORF Sammelruf 533 56

**GRUNDWASSER
ABSENKUNG**



JOHANN KELLER
GEGR. 1860

RENCHEN-BD. FRANKFURT-MAIN HAMBURG

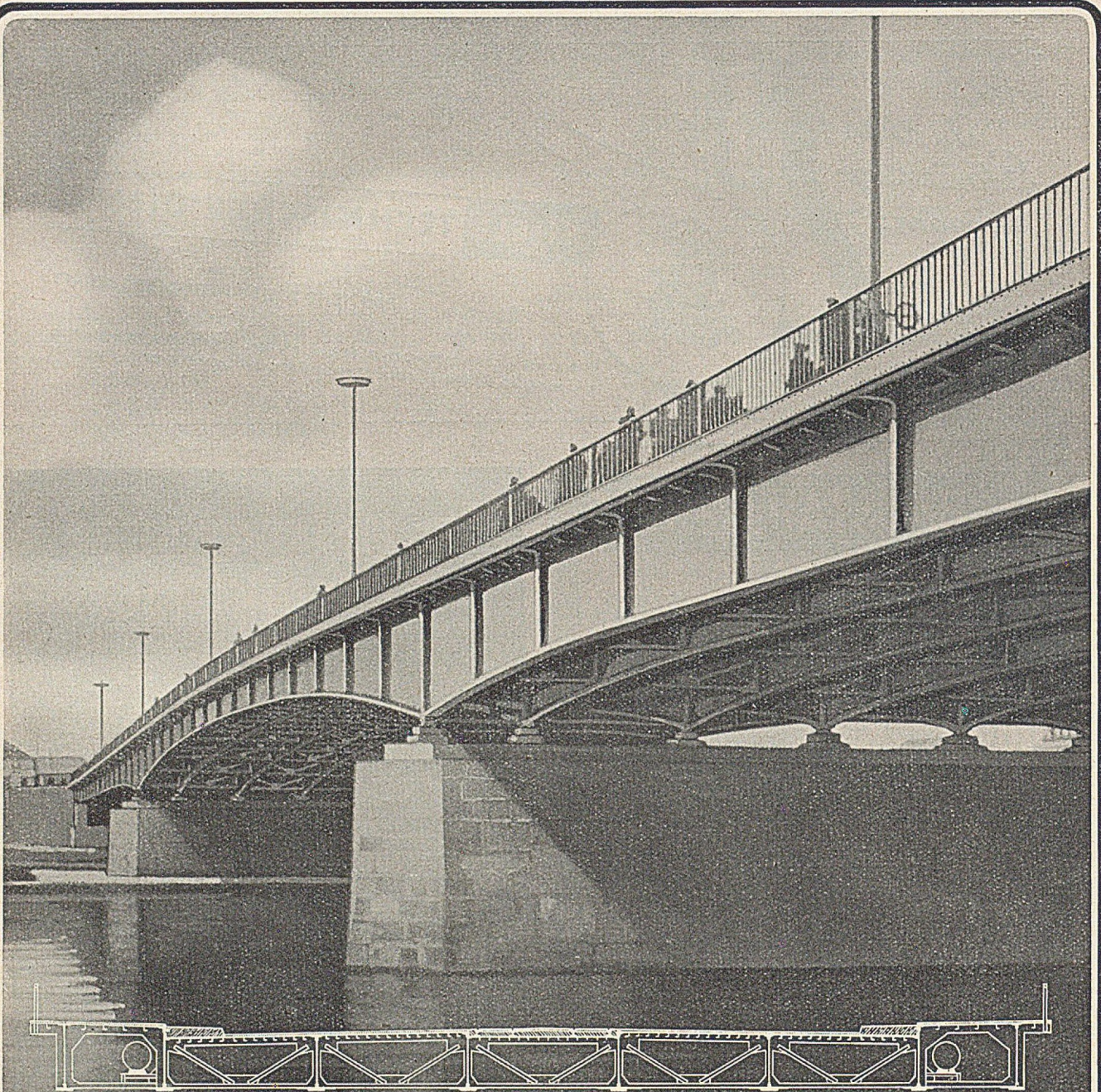
Dyckerhoff & Widmann
K O M M A N D I T G E S E L L S C H A F T

SCHALENBAUWEISE SYSTEM ZEISS-DYWIDAG

HAUPTVERWALTUNG MÜNCHEN



Niederlassungen in Berlin, Bielefeld, Braunschweig, Bremen, Essen, Düsseldorf, Frankfurt, Hamburg, Hannover, Karlsruhe, Kiel, Bad Kissingen, Köln, Konstanz, Mainz, Münster, Nürnberg, Stuttgart, Wiesbaden



Wirtschaftliche M·A·N-Stahlplatten-Fahrbahnen

M·A·N

BRÜCKEN-UND STAHLHOCHBAU
NEUZEITLICHE BAUFORMEN - FORTSCHRITTLICHE BAUWEISEN

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.G. WERK GUSTAVSBURG

Lastverteilung in Behelfsbrücken mit hölzernem Querbelag.

Vereinfachte Berechnung und Modellversuche.

Von Prof. Dr.-Ing. Ferdinand Schleicher, Dortmund.

1. Einleitung.

Die hier betrachteten behelfsmäßigen Straßenbrücken bestehen aus mehreren gleichen Längsträgern und querliegenden Holzbohlen. Eine Befestigung des Querbelages auf jedem der einzelnen Tragbalken ist oft, wie z. B. bei stählernen Längsträgern, auf einfache Weise gar nicht möglich. Bei hölzernen Längsträgern ist eine Nagelung in vielen Fällen (z. B. bei Bauten von kurzer Lebensdauer und geplanter Wiederverwendung des Holzes) unerwünscht; bei den deutschen Behelfsbrücken der Kriegszeit ist die Nagelung m. W. sogar grundsätzlich unterblieben, die Querbohlen wurden nur an ihren Enden durch die sog. Rödellung gehalten.

Wir betrachten im folgenden lediglich die Behelfsbrücken mit einfachem Querbelag, wofür die statischen Zusammenhänge noch verhältnismäßig einfach sind. Wenn der Belag aus zwei Lagen von Querbohlen besteht, können die Ergebnisse noch sinngemäß Anwendung finden, falls die Summe der Biegesteifigkeiten eingesetzt wird; bei Achslasten (d. h. bei kleinen Belastungslängen b) ist dann jedoch eine Korrektur der „mitwirkenden Breite“ erforderlich.

Der Fall eines besonderen, schrägliegenden Verschleißbelages wird nicht berücksichtigt. Nach meinen Modellversuchen wird die Lastverteilung durch schrägen Belag stärker verändert; der Einfluß ist besonders bei Radlasten erheblich, so daß er dafür unbedingt berücksichtigt werden muß, wenn man zu zutreffenden Ergebnissen kommen will.

Über die Bauweise der Tragbalken wird keine Voraussetzung gemacht außer der, daß ihr Verhalten durch die (konstante) Biegesteifigkeit EJ gekennzeichnet werden kann.

In statischer Hinsicht sind die Behelfsbrücken mit Querbohlen zu betrachten als Trägerroste mit vielen Querträgern. Gegenüber den in Stahl- und Stahlbetonbrücken vorliegenden Trägerrosten mit zug- und druckfesten Verbindungen an allen Kreuzungsstellen zwischen Längs- und Querträgern sind allerdings mehrere wichtige Unterschiede vorhanden:

a) Das jeweils wirksame statische System ändert sich mit der Verteilung der Fahrbahnbelastung, aber auch mit deren Größe. Da Zugkräfte an den Kreuzungsstellen nicht übertragen werden können, heben sich die Bohlen ab, soweit nicht die ständige Belastung zur Kompensation der negativen Auflagerkräfte ausreicht. Da aber das Eigengewicht des Holzbelages gering ist, können nennenswerte „Zugkräfte“ nur an den äußersten Tragbalken aufgenommen werden, wo die Verrödellung wirksam wird.

b) Bei der Querverteilung der Nutzlast wirken deshalb praktisch nur die unmittelbar belasteten Bohlen mit. Die Mitwirkung der unbelasteten Bohlen ist im allgemeinen belanglos. Die in diesem Zusammenhang mögliche Umlagerung des Eigengewichtes des Belages ist bei bekannter Querbiegelinie leicht abzuschätzen.

Eine ausreichende Übereinstimmung zwischen einer stark vereinfachten Berechnung und der Wirklichkeit wird man nur erwarten dürfen, wenn sich die Bohlen innerhalb der belasteten Strecke nirgends von den

Längsträgern abheben. Die Erfüllung dieser Voraussetzung hängt außer von den Steifigkeitsverhältnissen auch von der Längsverteilung der Lasten und deren Stellung im Brückenquerschnitt ab.

c) Die Verdrehungssteifigkeit, die bei der Berechnung von stählernen Trägerrosten meist vernachlässigt wird, kann z. B. bei Tragbalken aus Holz größere Bedeutung besitzen.

d) Die Biegemomente in den Bohlen, damit auch deren Formänderungen, sowie die Kräfteverteilung im ganzen System, können merklich durch die Auflagerbreite beeinflusst werden. Für unsere Berechnungen wird Schneiderlagerung der Bohlen auf den Längsträgern vorausgesetzt.

e) Bei Behelfsbrücken ist es noch weniger zu erreichen als bei den untersuchten Modellen, daß alle Bohlen vom Anfang an gleichmäßig auf allen Längsträgern aufliegen. Abweichungen ergeben sich nicht nur aus der mit dem Feuchtigkeitsgrad veränderlichen Krümmung der einzelnen Bohlen, sondern auch aus Unregelmäßigkeiten in der Form der Tragbalken (ungleichmäßige Höhe, gebogene Achse, nicht winkelrechte Flansche) und verschiedener Nachgiebigkeit der Auflagerschwellen.

Diese Abweichungen machen sich bei kleineren Belastungen am meisten bemerkbar; ihr Einfluß auf die Lastverteilung hängt davon ab, welche Formänderungen erst erzwungen werden müssen, bis überall Kontakt vorhanden ist (genügend hohe Vorbelastung bei Versuchen).

f) Es sei erinnert an die unvermeidlichen Schwankungen in den Querschnittabmessungen von Längsträgern und Bohlen; bei den Holzbohlen ist auch mit einer erheblichen Streuung im Elastizitätsmodul E zu rechnen. Die Unterschiede in den Biegesteifigkeiten EJ der Holzbohlen erreichten selbst für das „ausgesuchte“ Material der Modellversuche noch + 20 bzw. - 35 %. Bei den Versuchen wurden die einzelnen Bohlen daher immer so verlegt, daß die Größen von EJ etwa gleichmäßig um den Durchschnittswert schwankten. Von Bedeutung sind ferner die Veränderlichkeit von E mit dem Feuchtigkeitszustand sowie die Schwankungen in der Längsrichtung der einzelnen Bohlen.

Die Unterschiede zwischen Messungen und Rechnung sind teilweise systematischer Art (d. h. durch die stark vereinfachte Berechnung bedingt), und teilweise durch die Streuung in Abmessungen und elastischen Eigenschaften der Bauelemente sowie durch Meßfehler usw. verursacht. Die vorstehenden Bemerkungen lassen zugleich die Grenzen erkennen, die bei der theoretischen Berechnung von Brücken derart primitiver Bauart gesetzt sind, und die Einschränkungen, die beim Vergleich von derartigen Versuchen mit der Theorie immer zu machen sein werden.

2. Angenäherte Berechnung des Trägerrostes.

Von den Näherungsberechnungen für Trägerroste sind jene am häufigsten angewendet worden, bei denen ein Rost mit mehreren Querträgern auf den Rost mit einem einzigen Querträger „zurückgeführt“ wird, unter Vernachlässigung der Verdrillungsmomente. Für die Biegesteifigkeit EJ des Ersatzquerträgers wird ein ideeller

Wert eingesetzt, z. B. in Anlehnung an die Modellmessungen von F. Leonhardt [1].

Es ist bekannt, daß die obige Näherung nicht immer befriedigt. Es war mit der Zweck der vorliegenden Untersuchung, zu klären, ob und wie weit sie für die Bemessung von Behelfsbrücken einfachster Bauart brauchbar ist.

Die genauere Berechnung der Trägerroste ist (auch ohne Berücksichtigung der Verdrillungssteifigkeit) für

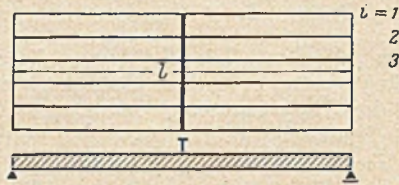


Abb. 1. Vereinfachtes System.

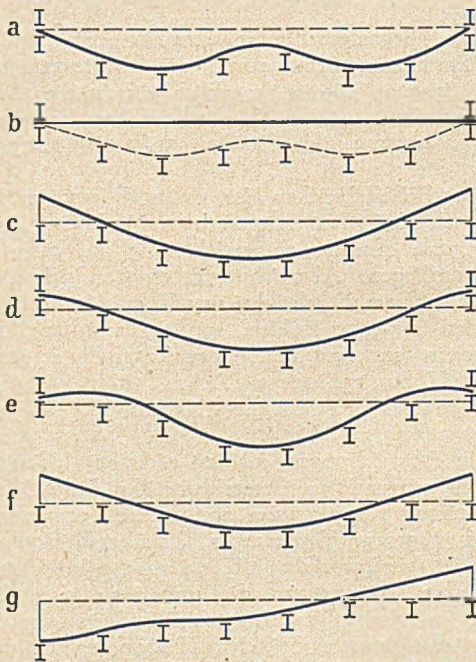


Abb. 2. Querbiegelinien (schematisch).

allgemeinere Systeme und Belastungsfälle nicht gerade bequem. Für idealisierte Roste mit zug- und druckfesten Verbindungen gelten folgende Feststellungen (vgl. E. Melan—R. Schindler [2] S. 75 bis 77, sowie F. Leonhardt [1]):

a) Die Querverteilung ist für eine Belastung in der Mitte der Längsträgerstützweite eine andere als bei Belastung näher am Auflager. Sie hängt von der Stellung der Belastung im Grundriß der Brücke ab.

b) Es kommt nicht so sehr auf die Aufteilung der Querträger an als auf deren gesamte Biegesteifigkeit.

Es liegt deshalb nahe, auch die beschriebenen Behelfsbrücken in erster Näherung so zu berechnen, als ob nur ein einziger Querträger vorhanden wäre, d. h. das Tragwerk wird gemäß Abb. 1 vereinfacht. Für die angenäherte Berechnung des Trägerrostes wurde vorausgesetzt, daß alle Längsträger mitwirken und daß im belasteten Bereich kein Abheben der Querbohlen eintritt (Abb. 2 a). Diese Voraussetzung ist nicht in allen Fällen erfüllt; sie trifft jedoch zu, wenn die Brückenbreite nicht zu groß ist im Verhältnis zur Spurweite der Fahrzeuge, und wenn die Bohlen eine gewisse Mindeststeifigkeit besitzen. Außerhalb der Belastungsstrecke haben die Bohlen i. allg. keinen Anlaß, sich zu verbiegen; sie bleiben gerade, wenn die Querbiegelinie nach unten hohl ist (Abb. 2 b).

Bei Behelfsbrücken ohne Verrödclung kann bei symmetrischer Belastung eine Querbiegung nach Abb. 2 c eintreten. Falls die Bohlen verrödelt sind, können an den Randträgern auch negative Auflagerkräfte übertragen werden (Abb. 2 d). Bei meinen Modellversuchen sind dort bei unsymmetrischer Laststellung Entlastungskräfte bis etwa 0,02 P festgestellt worden. An den mittleren Längsträgern sind in dem untersuchten Bereich keine negativen Auflagerkräfte bzw. Abhebungen beobachtet worden.

Bei den Behelfsbrücken mit lose aufgelegten Bohlen (durch die Verrödclung wird daran nichts Grundsätzliches geändert) hängt die Lastverteilung von der Belastungslänge $b = l\varphi$ ab. Wir rechnen deshalb für die Federkonstante mit dem Durchschnittswert f_m der Durchbiegungen des Längsträgers über die belastete Strecke. Die wirksame Biegesteifigkeit der Bohlen (Dicke t) ist $(EJ)_B = E_B \cdot b^3/12$; die außerhalb der Belastungslänge b liegenden Bohlen, die nur beschränkt nach Maßgabe ihres Eigengewichtes mitwirken können, bleiben unberücksichtigt. Würde man den ganzen Belag rechnen, so würde die Steifigkeit um so mehr überschätzt, je kleiner φ ist.

Die durchschnittliche Senkung f_m (bzw. $P \cdot f_m$) des Längsträgers im Lastbereich ist (vgl. Abb. 3) für eine gleichmäßig über die Länge b verteilte Belastung $P = 1$ (bzw. $P = p b$)

$$f_m = P f_0 \left(1 - \varphi^2 + \frac{2}{5} \varphi^3 \right). \quad (1)$$

Darin bezeichnet

$$f_0 = \frac{1}{48} \cdot \left(\frac{l^3}{EJ} \right)_L \quad (1a)$$

die Durchbiegung unter einer konzentrierten Mittellast $P = 1$.

Wir betrachten den Fall von Längsträgern mit gleicher Stützweite l und konstanten Biegesteifigkeiten $(EJ)_L$. Die Belastung wirkt nur auf den Querträger. Die einzelnen Längsträger i sind dann nur durch Mittellasten $P_i = \nu_i P$ belastet und ihre Biegelinien unterscheiden sich nur durch einen Maßstabfaktor) sog. affine Verbiegung, Abb. 4).

Bei unseren zahlreichen Modellmessungen blieben die Abweichungen von

$$y_i(x) = \frac{f_i}{f_1} \cdot y_1(x) \quad (2)$$

für die untersuchten Laststellungen immer in den Grenzen der Meßgenauigkeit.

Bei endlicher Belastungslänge b kann aber die Querverteilung in der Mitte und am Anfang der Belastung wegen der veränderlichen Durchbiegungen gar nicht genau gleich sein. Es schwanken also auch die auf die einzelnen Längsträger entfallenden Lastanteile $p_i(x)$, woraus folgt daß völlig affine Biegelinien gar nicht möglich sind. Man muß diesen Widerspruch in Kauf nehmen, wenn man den Querbelag von der Breite b durch einen einzigen Querträger ersetzt.

Die Berechnung des vereinfachten Rostes (Abb. 1) wurde zunächst allgemein durchgeführt und dann erst für bestimmte Fahrzeuge und Laststellungen spezialisiert. Die zahlenmäßige Auswertung wurde sehr weit geführt, um

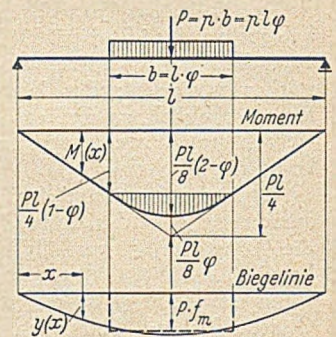


Abb. 3.

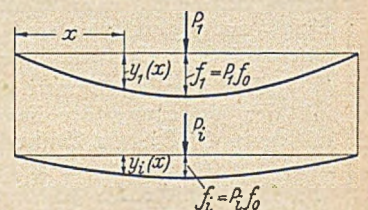


Abb. 4. Affine Biegelinien.

Richtlinien zur Ordnung der Versuchsergebnisse zu gewinnen und eine übersichtliche Darstellung der Abhängigkeit von den Biegesteifigkeiten zu ermöglichen. Die Auflagerung der Bohlen über den Längsträgern ist dabei schneidenförmig angenommen, der Torsionswiderstand der Längsträger ist also vernachlässigt.

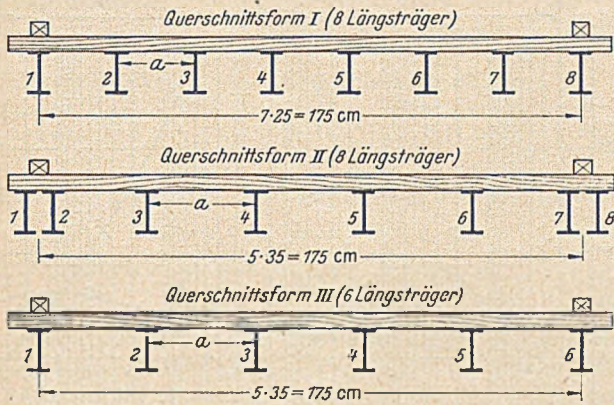


Abb. 5. Querschnitt der untersuchten Modelle (schematisch).

3. Modelle, Belastung und Berechnung.

Es wurden drei Grundformen des Brückenquerschnitts untersucht, bei denen die Fahrbahnbreite immer die gleiche war, nämlich 5,25 m, während $(EJ)_L$ sowie l in weiten Grenzen variierten. Der Querbelag wurde in drei Typen geprüft. Die größte Stützweite der Behelfsbrücken betrug 20 m. Der Modellmaßstab war 1:3; die untersuchten Modelle hatten also bis rd. 7 m Länge und eine Fahrbahnbreite von 1,75 m, vgl. Abb. 5.

Belastungen. Es wird zunächst der Fall des Raupenfahrzeuges in Brückenmitte (ohne gleichzeitige Belastung durch Ersatzlast) behandelt.

A. Querschnittsform I (Abb. 5 a). Für die Auswertung erwies sich die dimensionslose Kennzahl α als zweckmäßig.

$$\alpha = \frac{1}{8} \cdot \frac{\left(\frac{EJ}{a^3}\right)_R}{\left(\frac{EJ}{l^3}\right)_L} \left\{1 - \varphi^2 + \frac{2}{5} \varphi^3\right\}. \quad (3)$$

α entspricht der von H. Müller-Breslau [3] bei der Berechnung von Pontonbrücken benutzten Größe. Man kann sich leicht davon überzeugen, daß die Formänderungen von zwei Trägerrosten affin sind, wenn die Kennzahlen α übereinstimmen.

Man beachte, daß die Belastungslänge b doppelten Einfluß auf α hat, nämlich über die mitwirkende Bohlenbreite bzw. J_B und über die mittlere Federkonstante. Der $\{\}$ -Ausdruck in Gl. (3) wird für $\varphi = 0,5$ erst gleich 0,80.

Die folgenden Werte und Kurven gelten, soweit nicht anderes gesagt ist, für die Modellabmessungen. Zur Umrechnung dieser Modellgrößen sei bemerkt: Wir bezeichnen die Werte für natürliche Größe mit $*$. Dann gilt, jeweils für die gleiche Größe der Kennzahl α ,

$$M_i^* = \frac{q^*}{q} \left(\frac{a^*}{a}\right)^2 M_i \quad \text{bzw.} \quad \frac{P^*}{P} \left(\frac{a^*}{a}\right) M_i \quad \text{usw.} \quad (4)$$

Da sich beide Formänderungsanteile (aus der Verbiegung der Querbohlen wie aus den Stützensenkungen) dabei im

¹⁾ H. Homburg [4] gibt Tabellen der fertig ausgerechneten Lastanteile v_i für 3 bis 8 gleiche Längsträger. Die Belastung ist als Punktlast in den Kreuzungspunkten angenommen. Die dort benutzte „Kreuzsteifigkeit“ z stimmt in der Hauptsache mit unserer Kennzahl α überein, es fehlt lediglich der $\{\}$ -Ausdruck in Gl. (3), außerdem ist dort $E_B = E_L$ gesetzt

$$\alpha = z \cdot \frac{E_B}{E_L} \left\{1 - \varphi^2 + \frac{2}{5} \varphi^3\right\}. \quad (3a)$$

Unsere Werte für die Lastanteile sind unter Berücksichtigung der angegebenen Belastungsflächen berechnet. Die Werte v_i sind deshalb nicht unmittelbar vergleichbar.

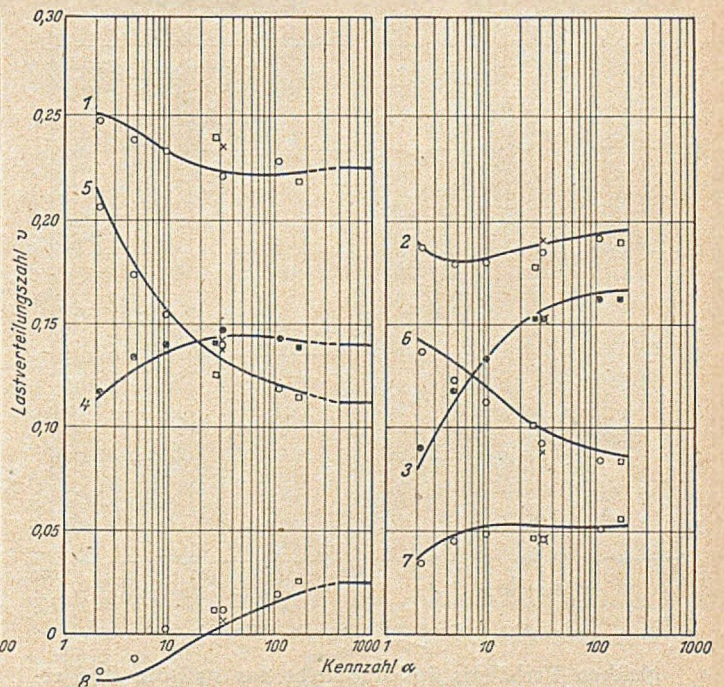
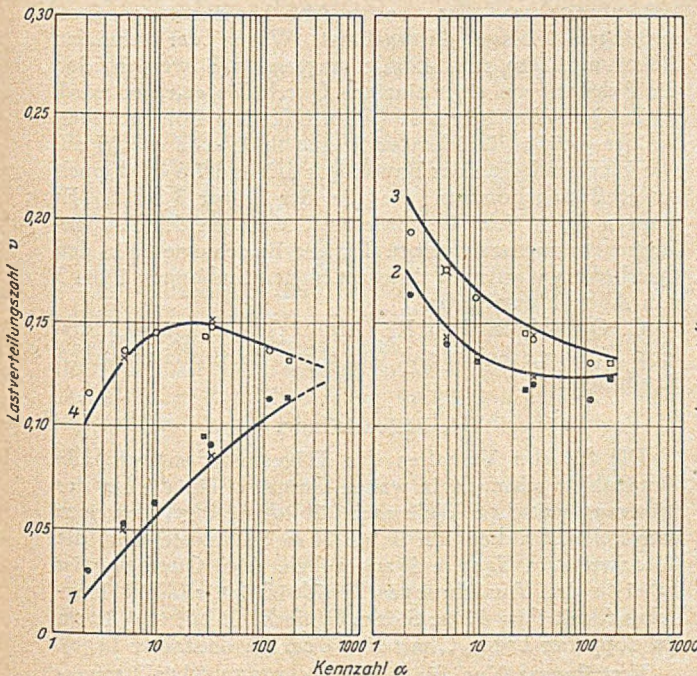
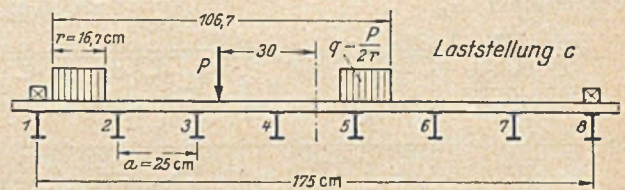
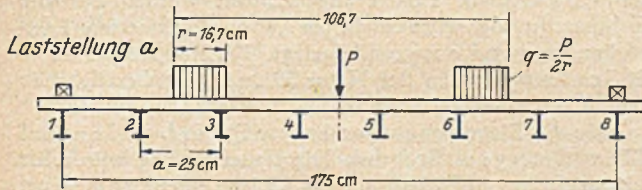


Abb. 6. Querschnittsform I. Laststellungen und Verteilungszahlen für Raupenfahrzeug.
Kreise = Meßpunkte für stählerne Längsträger I 14.
Quadrate = Meßpunkte für Kantholz.
Kreuze = Meßpunkte für Querbelag ohne Verrödelung.

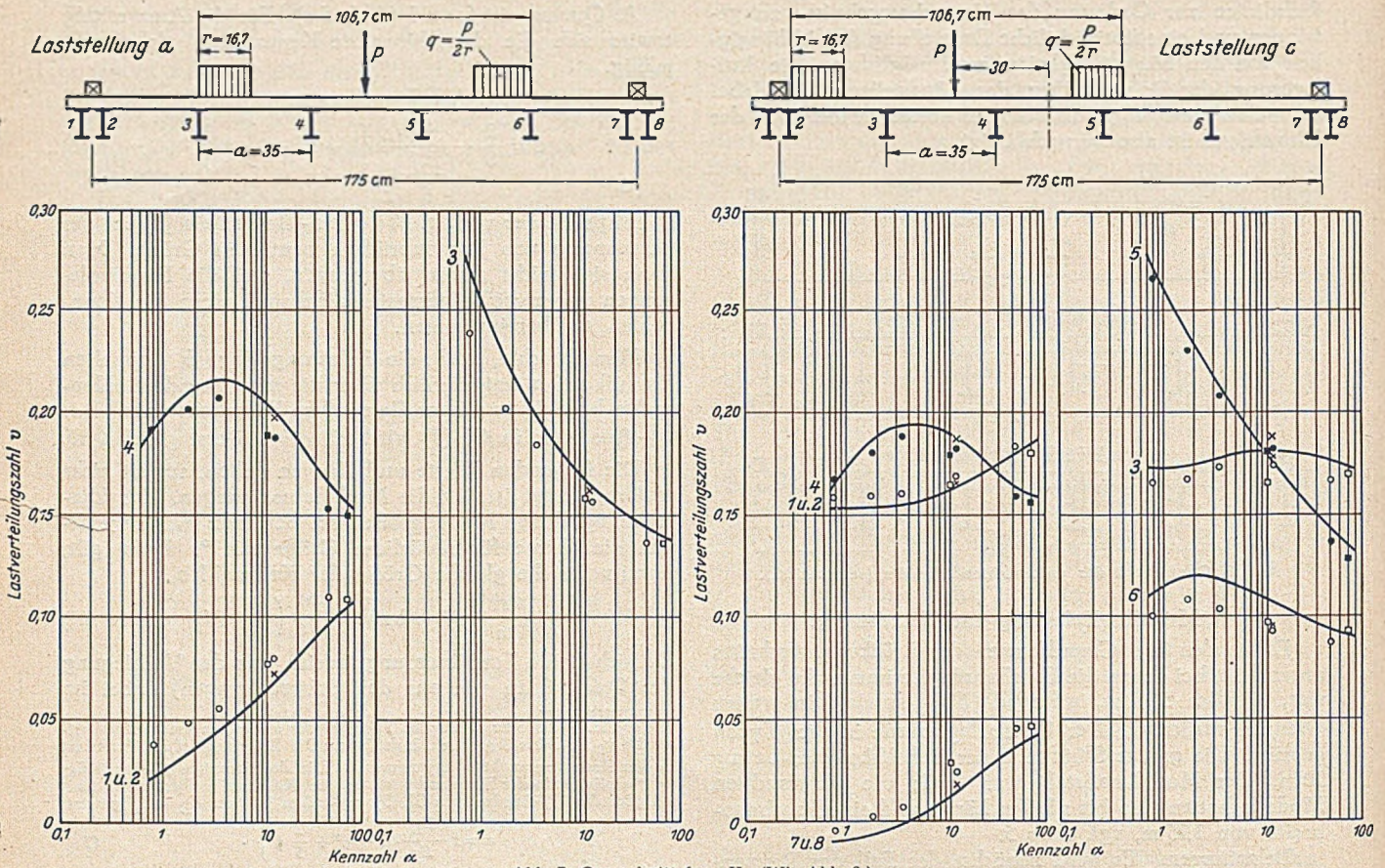


Abb. 7. Querschnittsform II. (Wie Abb. 6.)

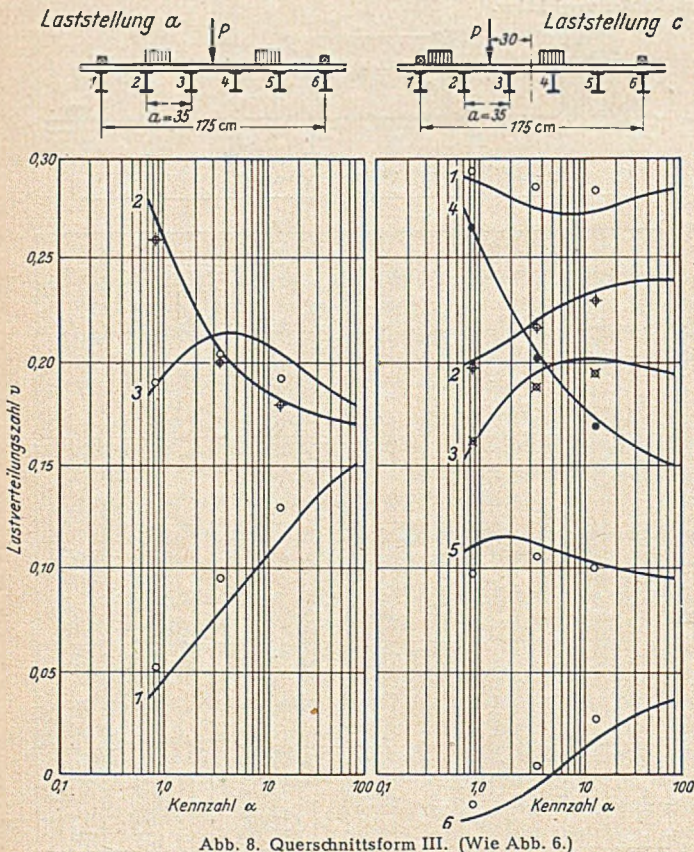


Abb. 8. Querschnittsform III. (Wie Abb. 6.)

gleichen Verhältnis ändern, bleibt das statische Bild erhalten.

Für die Bemessung der Längsträger ist das Raupenfahrzeug maßgebend, das im Brückenquerschnitt

an verschiedenen Stellen angenommen wurde. Für die Zahlenrechnung wurden die in Abb. 6 skizzierten Laststellungen a und c zugrunde gelegt. Die Raupenbreite $r = 16,7$ cm entspricht in der Natur 50 cm, die Fahrzeugbreite 3,20 m.

Für die Biegespannungen in den Querbohlen sind Räderfahrzeuge maßgebend. Die Untersuchung wurde für Einzelachsen von Rädern mit $r = 13,3$ cm entspr. $r^* = 40$ cm Felgenbreite und für die in Abb. 11 skizzierten Laststellungen 1 bis 4 durchgeführt. Wegen der schmalen Belastungsfläche muß i. allg. angenommen werden, daß die Achslast von einer einzigen Querbohle getragen wird.

B. Querschnittsform II (Abb. 5 b). Die Bohlen haben bei der gleichen Brückenbreite eine Stützweite $a = 35$ cm. Die Biegesteifigkeit der Randträger 1/2 und 7/8 ist doppelt so groß angenommen wie die der Träger 3 bis 6. Es wurden die in Abb. 7 skizzierten Stellungen des Raupenfahrzeuges zugrunde gelegt. Für die Biegemomente in den Querbohlen wurde die Achslast in den Stellungen 1 bis 3 von Abb. 12 untersucht.

C. Querschnittsform III (Abb. 5 c). Die Querschnittsform III unterscheidet sich von II nur durch die einfachen Randträger.

4. Lastverteilung.

Die für das Verhalten des Trägerrostes maßgebende Kennzahl α schwankt in weiten Grenzen. Für die bei der früheren deutschen Wehrmacht üblichen Regelbauweisen von Behelfsbrücken mit 3 bis 20 m Stützweite sind die Grenzwerte in Tabelle 1 angegeben. Der Querbelag ist dabei in drei Ausführungen berücksichtigt, nämlich Tragbelag A mit $t^* = 14$ cm Stärke (einfach), B mit $t^* = 10$ cm (in doppelter Lage), C mit $t^* = 8$ cm (in dreifacher Lage).

Verteilungszahlen für Raupenbelastung. Die Lastverteilungszahlen v sind im Falle gleicher Biegesteifigkeiten $(EJ)_L$ und bei affinen Biegelinien wie folgt definiert. Bezeichnet M_0 das Biegemoment des ganzen Brückenträgers

Tabelle 1. Grenzwerte der Kennzahl α .

| | Querschnittsform | | | |
|--|-------------------------|-------------|----------------------|---------------|
| | I | | II | |
| Leichte Brücken: Raupenfahrzeug 30 t (Achslast 8,7 t) | Raupenlast $b = 350$ cm | | Achslast $b = 20$ cm | |
| | 1,77 bis 81 | 0,65 bis 29 | 0,14 bis 5,2 | 0,05 bis 1,87 |
| Schwere Brücken: Raupenfahrzeug 80 t (Achslast 11,5 t) | Raupenlast $b = 400$ cm | | Achslast $b = 20$ cm | |
| | 0,36 bis 37 | 0,11 bis 13 | 0,02 bis 1,9 | 0,01 bis 0,7 |

M. Stehen die beiden Achsen nahe beisammen, so ist angenähert $\alpha' = 2\alpha$.

B. Sonderbelastung nach Abb. 10b ($P_2 = 0,71 P_1$). Die Zusammenhänge für den Rost mit einem Querträger bleiben auch noch für beliebige Laststellungen genau gültig, wenn die Kennzahlen der beiden mitwirkenden Querbohlen gleich groß sind. Aus der Forderung $\alpha'_2 = \alpha'_1$, die der Bedingung $f'_2 = f'_1$ gleichwertig ist, kann man das dafür

unter der Belastung P , so entfällt auf den Tragbalken i

$$M_i = v_i \cdot M_0 \text{ bzw. } P_i = v_i \cdot P. \quad (5)$$

Die zugehörige Durchbiegung ist

$$f_i = v_i \cdot \Sigma f_K. \quad (6)$$

Darin bezeichnet Σf_K die Summe aller Einzeldurchbiegungen oder, was bei gleichen Tragbalken dasselbe ist, die Durchbiegung eines einzigen Balkens unter P . Die Summe der Lastverteilungszahlen für sämtliche Längsträger ist gleich 1.

Die Ergebnisse der Berechnung und die Meßergebnisse sind in Abb. 6 bis 8 als Funktion der Kennzahl α aufgetragen.

Verteilungszahlen für eine Achslast. Für Achslasten ist bei Ermittlung der Kennzahl α etwa $b = 20$ cm anzunehmen, d. h. mit der Breite einer einzigen Bohle; die Werte α sind also verhältnismäßig klein. Das statische Verhalten einer Behelfsbrücke kann sich daher der starken Abhängigkeit aller Größen von α entsprechend, für die beiden Belastungsfälle erheblich unterscheiden. Ein unmittelbarer Vergleich der Werte für Raupenbelastung mit dem Fall der Achslast ist übrigens auch bei gleich großer Kennzahl nicht möglich, weil die Spurweiten der Fahrzeuge verschieden sind.

Die Lastverteilungszahlen für die Achslast interessieren i. allg. nicht weiter, weil die Biegemomente in den Tragbalken dafür viel kleiner sind als unter dem Raupenfahrzeug. Auf ihre Wiedergabe wird deshalb verzichtet und weiter unten sind für diesen Fall nur die Biegemomente in den Querbohlen angegeben.

5. Einfluß einer zweiten Achslast.

Die bisherigen Werte gelten für Belastungen in Brückenmitte. Steht P nicht in der Mitte der Öffnung, so ändert sich die zugehörige Federkonstante gemäß f' statt f_0 (bzw. f_m bei Streckenlast). An Stelle der Kennzahl α nach Gl. (3) ist dann lediglich zu setzen

$$\alpha' = \alpha \cdot f'/f_0 \text{ bzw. } \alpha \cdot f'_m/f_m. \quad (7)$$

Die Grundlagen der Berechnungen können u. U. erheblich verschoben werden, wenn noch eine zweite Fahrzeugachse auf der Brücke steht. Durch eine solche wird nicht nur die Federkonstante verändert, sondern auch eine zweite Bohle zur Mitwirkung gezwungen. Eine lineare Superposition der Teilbelastungen ist dabei nicht mehr zulässig.

A. Symmetrische Belastung ($P_2 = P_1$). Stehen zwei gleich große Achslasten symmetrisch zur Brückenmitte, so ist das Verhalten dieses Rostes mit zwei Querträgern noch genau durch die Zusammenhänge von Abschnitt 4 beschrieben, weil die Biegelinien beider Querträger übereinstimmen. Die Kennzahl ist jedoch zu ersetzen durch

$$\alpha' = \alpha \cdot f'_1/f_0 = \alpha (\delta_{11} + \delta_{21})/f_0, \quad (8)$$

wenn α den Wert für eine einzige Achslast in der Mitte bezeichnet (Abb. 9 und 10 a). Die maßgebenden Biegemomente M' in den Bohlen sind entsprechend größer als

notwendige Verhältnis P_2/P_1 berechnen. Für die in Abb. 10 b u. f. skizzierten Belastungsfälle sind die Ergebnisse in Tabelle 2 zusammengestellt.

C. Beliebige Belastung (Abb. 10 c). In den Fällen A und B sind alle Längsbiegelinien wegen $f'_1 = f'_2$ affin und

Tabelle 2. Einfluß der zweiten Achslast auf das größte Feldmoment 3—4 in den Querbohlen. (Abschätzung für $l = 20$ m.)

| Belastungsfälle Abb. 10 | Kennzahlen | | Biegemomente für Querschnittsform I | |
|----------------------------|------------------------------|------------------------------|---|------------|
| | $\frac{\alpha'_1}{\alpha_1}$ | $\frac{\alpha'_2}{\alpha_2}$ | $\alpha_1 = \alpha_2 = 5$ M'_1/M_1 | M'_2/M_2 |
| a) $P_2 = P_1$ | 1,92 | 1,92 | 1,23 | 1,23 |
| b) $P_2 = 0,72 P_1$ | 1,49 | 1,49 | 1,13 | 1,13 |
| d) $P_2 = 1,0 P_1$ | 1,68 | 2,23 | 1,17 | 1,28 |
| e) $P_2 = 0,50 P_1$ | 1,34 | 1,73 | 1,08 | 1,18 |

damit auch die Biegelinien der beiden Querträger. Es war lediglich statt α die Kennzahl α' nach Gl. (8) zu benutzen.

Für beliebige Werte P_2/P_1 sind die Querbiegelinien jedoch nicht mehr affin und die früheren Gleichungen können höchstens noch zu einer groben Abschätzung der Bohlenmomente mittels $M'_1(\alpha'_1)$ usw. benutzt werden. Für Belastung nach Abb. 10 d erhält man z. B. $f_1 = f_0 \cdot 1,338$; $f_2 = f_0 \cdot 1,900$, d. h. f_1 und f_2 sind nicht mehr gleich. In Tabelle 2, Zeilen a, d und e sind die zugehörigen Näherungswerte $M'_1(\alpha'_1)$ und $M'_2(\alpha'_2)$ eingetragen.

Tabelle 2 zeigt, daß die Unterschiede in den Biegemomenten M'_1 für $\alpha_1 = 5$ gering sind. Größere Kennzahlen als $\alpha = 5$ kommen für Achslasten normalerweise nicht in Betracht. Für kleinere α gelten ähnliche Werte. Die beschriebene Abschätzung der Bohlenmomente dürfte daher i. allg. ausreichen.

Behelfsbrücke $l = 10$ m: Die Zunahme des Momentes infolge einer zweiten Achslast in 5,1 m Abstand ist hier belanglos.

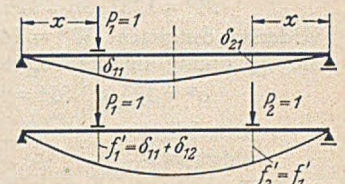


Abb. 9. Einfluß einer zweiten Achslast.

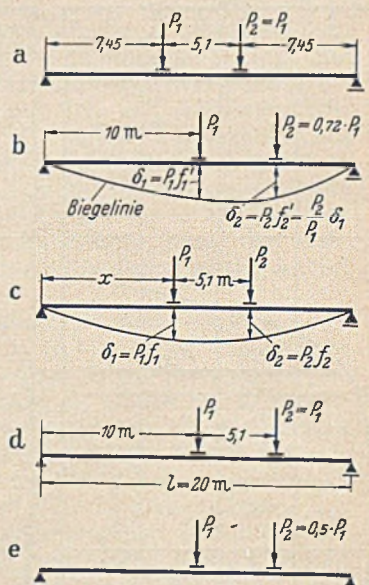


Abb. 10. Belastungsfälle zu Tabelle 2.

6. Biegemomente und Biegespannungen in den Querbohlen.

Für eine bestimmte Laststellung ändern sich die Biegemomente in weiten Grenzen, je nach den elastischen Eigenschaften des Rostes. Bei den ziemlich verwickelten statischen Verhältnissen ist nicht immer sofort zu übersehen, wo der Größtwert des Biegemomentes auftritt. Nach Abb. 11 und 12 wechselt sogar die für das größte Feldmoment maßgebende Öffnung.

Bei Benutzung der Methode der Einflußlinien wären solche nicht nur wie üblich für eine Reihe von Punkten zu bestimmen, sondern es wäre für jeden dieser Punkte jeweils eine ganze Schar von Einflußlinien für verschiedene Steifigkeitsverhältnisse notwendig. Abb. 11 und 12 geben die Kurven $M(\alpha)$ für eine Reihe von festen Laststellungen.

A. Achslasten:

Querschnittsform I (Abb. 11). Bei den vier Laststellungen befindet sich jeweils ein Rad in Feldmitte. Die dafür berechneten Momente $M(\alpha)$ stellen noch nicht die absoluten Höchstwerte dar. Das größte Biegemoment hat man danach i. allg., wenn α möglichst groß ist. Es ist bemerkenswert, daß die Stützmomente sogar ihr Vorzeichen wechseln können, wenn α zunimmt.

Für das naturgroße Bauwerk wird nach Gl. (4) mit $P^* = 11\,500$ kg, und zwar wegen $a^*/a = 3$ für alle drei Querschnittsformen,

$$M^* = M \cdot 3 \cdot \frac{11\,500}{13,4} = 1287 \cdot M.$$

Biegespannungen in Querbohlen 20 · 14 cm.

Beispiel a). Stützweite $l = 10$ m. Für den Grenzwert des leichteren Brückentyps $\alpha = 5,2$ (bzw. 2,0) erhält man aus Abb. 11 c für die Modellabmessungen $M = +96$ (bzw. 75) kgcm. In der dreimal größeren Brücke ist

$$M^* = 1287 \cdot 96 = 123\,600 \text{ (96\,600) kgcm.}$$

Widerstandsmoment $W^* = 14^2 \cdot 20/6 = 654$ cm³,
Biegespannung in der belasteten Bohle

$$\sigma^* = 123\,600/654 = 189 \text{ (148) kg/cm}^2.$$

Der Einfluß einer zweiten Achslast in 5,1 m Abstand ist belanglos.

Beispiel b). Stützweite $l = 20$ m. Mit $\alpha = 4,6$ (2,0) erhält man nach Abb. 11 c

$$M^* = 119\,500 \text{ (96\,600) kgcm,}$$

$$\sigma^* = 182 \text{ (148) kg/cm}^2.$$

Der Einfluß der zweiten Achslast $P_2 = 0,5 \cdot P_1$ entspricht nach Tabelle 2 etwa $\alpha'_1 = 1,34 \cdot 4,6 = 6,2$ (2,7), also etwa

$$M^* = 130\,000 \text{ (104\,000) kgcm}$$

$$\sigma^* = 198 \text{ (159) kg/cm}^2.$$

Querschnittsform II. Die Biegemomente in den Bohlen wurden für 3 Laststellungen ermittelt (Abb. 12).

Beispiel c). Stützweite $l = 10$ m. Für die größte Kennzahl (vgl. Tabelle 1) $\alpha = 1,87$ (bzw. 1,0) ist nach Laststellung 1 von Abb. 12a: $M = 95$ (90) kgcm und in der naturgroßen Brücke

$$M^* = 122\,000 \text{ (116\,000) kgcm,}$$

$$\sigma^* = 187 \text{ (177) kg/cm}^2.$$

Der Einfluß der zweiten Achslast ist belanglos.

Beispiel d). Stützweite $l = 20$ m. Für den Grenzwert $\alpha = 1,65$ (bzw. 1,0) nach Laststellung 1, Abb. 12a, erhält man

$$M^* = 121\,000 \text{ (116\,000) kgcm,}$$

$$\sigma^* = 185 \text{ (177) kg/cm}^2.$$

Der Einfluß der zweiten Achslast entspricht etwa $\alpha'_1 = 1,34 \cdot 1,65 = 2,21$ (1,34). Es wird jetzt Laststellung 2, Abb. 12b (bzw. Laststellung 1, Abb. 12a) maßgebend mit

$$M^* = 126\,000 \text{ (118\,500) kgcm,}$$

$$\sigma^* = 193 \text{ (181) kg/cm}^2.$$

Es ist bemerkenswert, daß die Biegespannungen bei sonst gleichen Verhältnissen trotz der größeren Bohlenstützweite für 5 Felder $a_{II}^* = 105$ cm nicht über die Werte bei 7 Feldern $a_{II}^* = 75$ cm ansteigen. Der hauptsächlichste Grund dafür ist, daß die zugehörigen Kennzahlen α_{II} nur $(75/105)^3 = 0,365$ der Werte α_I betragen.

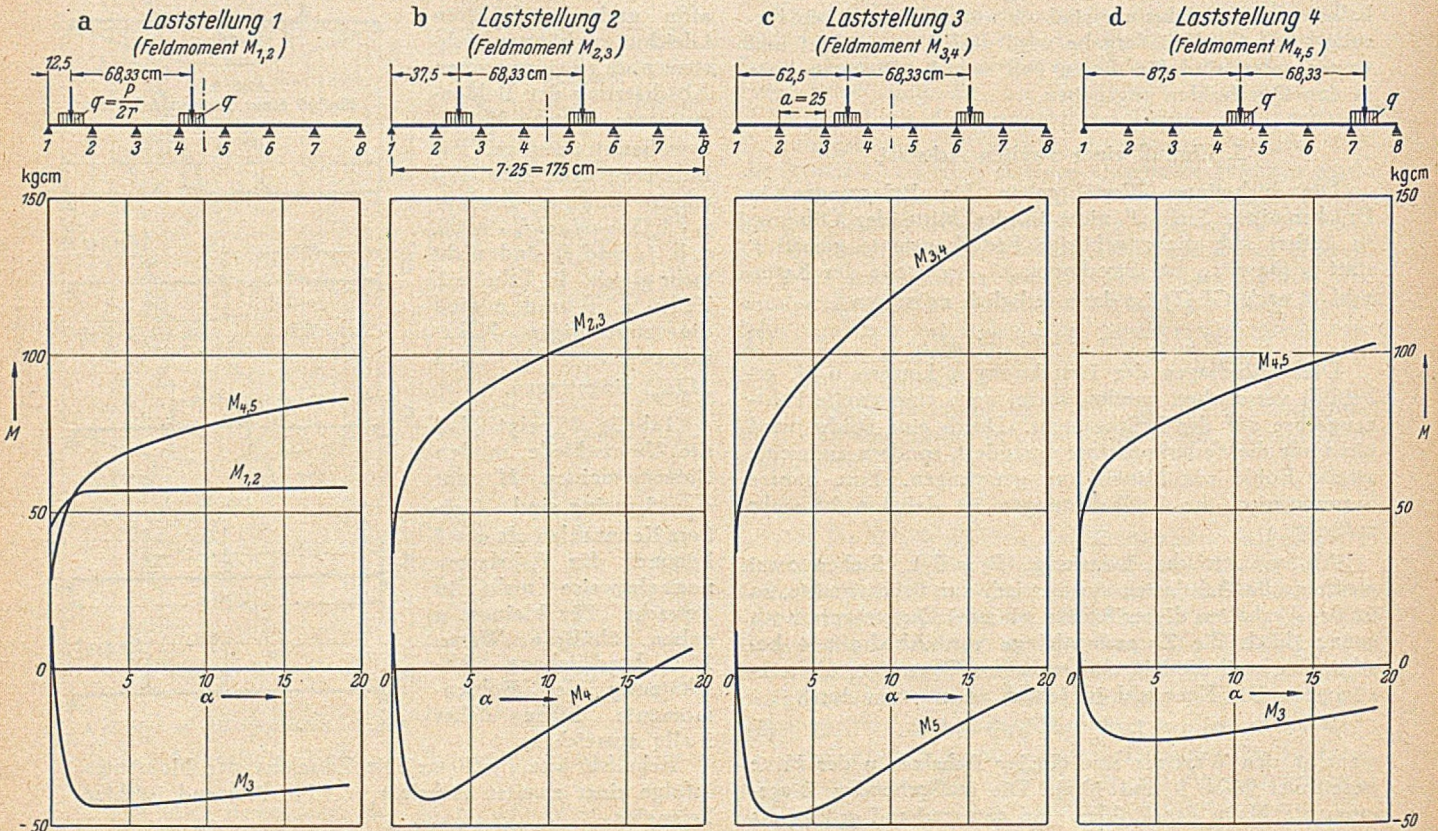


Abb. 11. Querschnittsform I. Biegemomente in den Querbohlen.

B. Raupenfahrzeuge.

Für den Fall der Belastung durch ein Raupenfahrzeug gelten ähnliche Zusammenhänge wie unter A. Wegen der großen Belastungslänge (z. B. $b = 400$ cm) sind die Kennzahlen dafür etwa 20mal so groß wie im Fall der Achslasten ($b = 20$ cm). Bei den großen Kennzahlen α tritt das Feldmoment M_0 des statisch bestimmten Balkens von der Länge a stark gegenüber den positiven Stützmomenten zurück.

Beispiele: Für $\alpha = 13,4$ ergab sich bei Querschnittsform II unter $P^* = 80$ t eine durchschnittliche Biegespannung innerhalb der Raupenlänge $b^* = 400$ cm von $\sigma_m^* = 112$ kg/cm² und bei Querschnittsform I mit $\alpha = 36,7$ eine durchschnittliche Biegespannung $\sigma_m^* = 94$ kg/cm².

Modellversuche.

Zur Klärung der Lastverteilung in derartigen Behelfsbrücken wurden 1944/45 in der unter meiner Leitung stehenden Versuchsanstalt für Ingenieurbau an der Techn.

Querschnittsform I (7 Felder) in Abb. 6,
Querschnittsform II (5 Felder, verdoppelte Randträger) in Abb. 7,
Querschnittsform III (5 Felder, einfache Randträger) in Abb. 8,
Querschnittsform II U (= II mit einem mittleren Unterzug) in Abb. 13.

Die theoretischen Kurven sind, wie oben beschrieben, berechnet. Kleine Kreise bezeichnen die Meßpunkte für stählerne Längsträger I 14, Quadrate die für Kantholz von 13 cm Höhe, Kreuze die Meßwerte für Querbelag ohne Verrödung. Die Kreise und Quadrate sind offen, ausgefüllt oder durchkreuzt, lediglich um die Zuordnung der Meßpunkte zu erleichtern.

Die Lastanteile von Behelfsbrücken ohne Unterzug können danach i. allg. recht gut durch die einfache Näherungsrechnung mit der Steifigkeitszahl α dargestellt und die Lastanteile v_i genügend genau aus Abb. 6 bis 8 entnommen werden. Negative Kräfte P_i kommen nur für

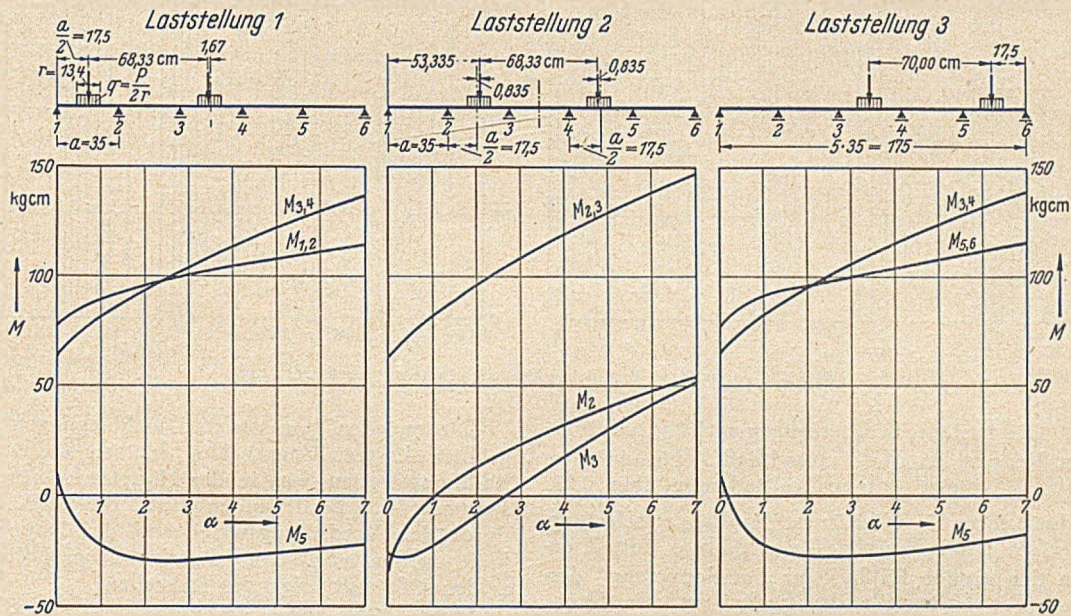


Abb. 12. Querschnittsform II. Biegemomente in den Querbohlen.

Hochschule Berlin zahlreiche Messungen an Modellen ausgeführt¹⁾. Der Maßstab der Modelle war 1 : 3. Untersucht wurden Modellbrücken der Querschnittsformen I, II und III mit stählernen (I 14 aus St 37) und hölzernen Tragbalken (Kantholz von 8,5 bis 10,8 cm Breite und 13,0 cm Höhe). Die Querbohlen wurden in drei verschiedenen Stärken eingebaut, entsprechend dem Tragbelag A, B, C (vgl. Abschnitt 4). Die Biegesteifigkeit EJ aller Längsträger und Querbohlen wurden für jedes einzelne der benutzten Elemente aus Biegeversuchen bestimmt (Mittelwert über die Trägerlänge).

Die Fahrbahn wurde mit eisernen Gewichten belastet, die mit den modellgemäßen Abmessungen und beweglich aufgebracht wurden, so daß eine Verspannung zwischen ihnen nicht eintreten konnte. Bei den Modellen wurden bis zu rd. 9 t Nutzlast aufgebracht, entsprechend $P^* = 80$ t in der Natur. Alle Messungen begannen erst oberhalb einer gewissen Vorbelastung, um die anfänglichen Störungen auszuschalten.

Die Lastanteile v_i der einzelnen Längsträger wurden aus den gemessenen Durchbiegungen berechnet. Es sind hier die Ergebnisse der folgenden Versuchsreihen dargestellt, jeweils für die Laststellungen a und c der Raupenfahrzeuge:

verhältnismäßig kleine Kennzahlen in Betracht, und zwar nur für Randträger, nicht für die mittleren Balken. Die bei den Versuchen vorhandene schwache Verrödung genügte, um die Voraussetzung zug- und druckfester Verbindungen in diesem Bereich ausreichend zu erfüllen. Die systematischen Unterschiede zwischen Rechnung und Messungen sind durch die in Abschnitt 1 erwähnten Gründe erklärt. Sie sind bei 7 Feldern geringer als bei 5 Feldern der Querbohlen. Etwas unterschätzt wird der maßgebende Lastanteil mit der Annäherungsrechnung nur bei Querschnittsform III.

Von besonderem Interesse ist die Abb. 14 für die Brücke mit einem Unterzug (II U), der an seinen Enden behelfsmäßig mit Schraubbolzen festgeklemmt wurde. Bei der symmetrischen Belastung a) werden die Lastanteile durch den Unterzug besser ausgeglichen. Die für kleines α am stärksten belasteten Träger werden erheblich entlastet.

Wegen der starken Schwankung der vorkommenden Steifigkeitsverhältnisse sind für die Behelfsbrücken mit Querbohlen nur wenige allgemeingültige Schlußfolgerungen möglich und Verallgemeinerungen für den ganzen Bereich der Kennzahlen α für die meisten Fälle unzulässig. Es ist jedoch interessant, die größten Lastanteile zu betrachten, die bei den untersuchten Verhältnissen überhaupt auf einen Längsträger entfallen sind.

Querschnittsform I. Für die in Betracht gezogenen Bauweisen (vgl. Tabelle 1) war für Raupenbelastung 0,36

¹⁾ Für die Messungen war mein Oberingenieur Dr.-Ing. W. Schmid verantwortlich, dem der Mechaniker E. Bittner zur Seite stand.

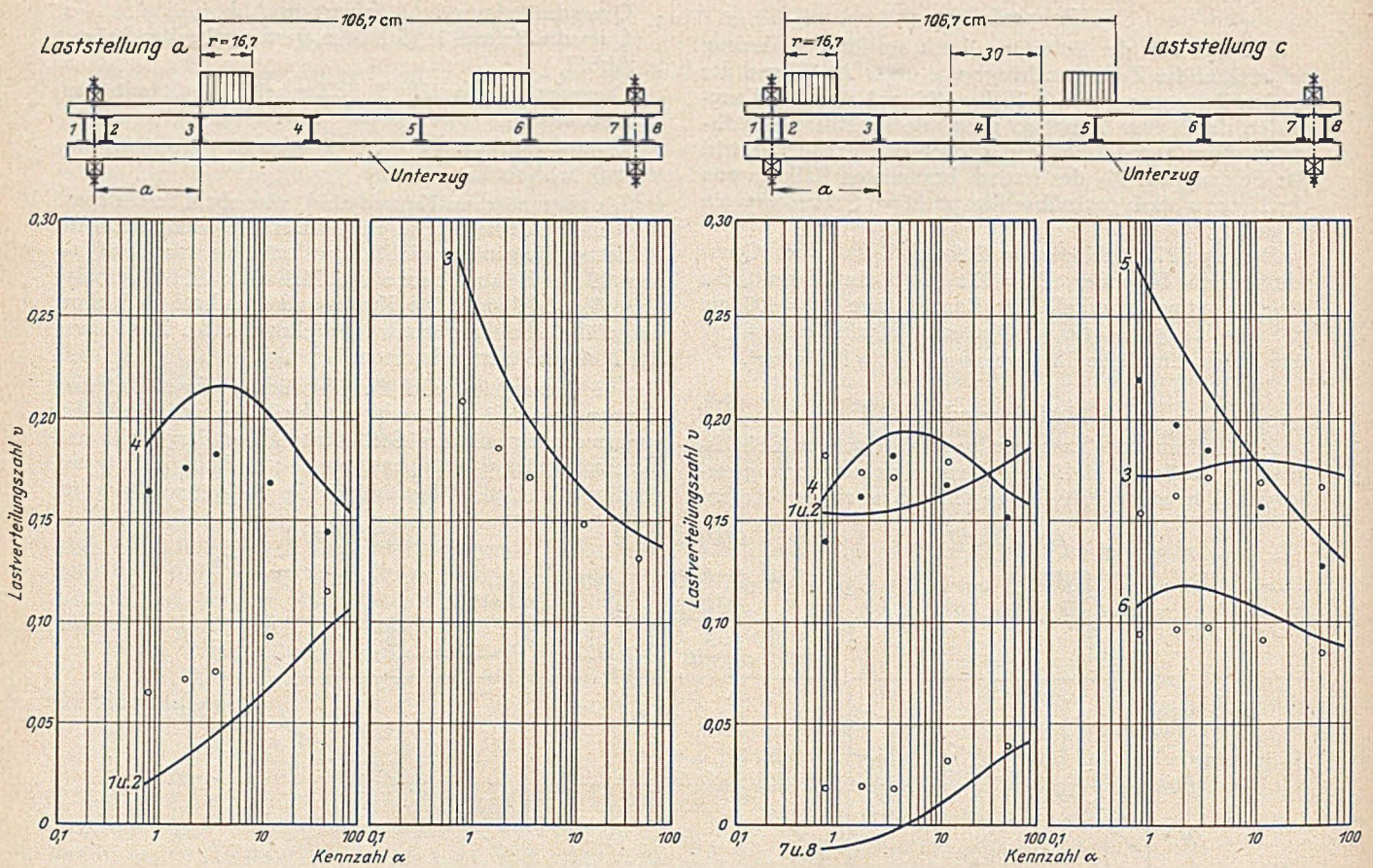


Abb. 13. Versuche an Behelfsbrücken mit einem mittleren Unterzug.

$\alpha_1 < 81$. Die Lastanteile übersteigen nicht $\max v = 0,25$, wenn man Kennzahlen $\alpha < 1$ ausschließt. Für weichen Querbelag $\alpha < 1$ steigt $\max v$ jedoch teilweise über 0,25.

Querschnittsform II. Hierfür ist für Raupenbelastung $0,11 < \alpha_{II} < 29$. Beim Vergleich von Abb. 6 und 7 erkennt man den großen Einfluß der „Verdoppelung“ der Randträger. Die Lastanteile der beiden äußeren Tragbalken $v_1 = v_2$ sind so stark verkleinert, daß sie für

Die aus den gemessenen Durchbiegungen ermittelten größten Lastverteilungszahlen bleiben etwas unter den Rechnungswerten, was in der Hauptsache durch die Einspannung der Bohlenden durch die Verrödelung und durch den Verdrillungswiderstand der Doppelträger erklärt werden mag. Über die Größe der Lastverteilungszahlen läßt sich folgendes feststellen:

1. Für Kennzahlen $\alpha > 10$ ist $\max v = 0,20$.
2. Für abnehmende Kennzahlen steigen die größten Lastverteilungszahlen v an, so daß für $\alpha = 1$ etwa $\max v = 0,26$ erreicht wird.
3. Für Kennzahlen $\alpha < 1$ wachsen die Lastverteilungszahlen für die inneren Tragbalken noch weiter an.

Unterzüge. Die Versuchswerte wie theoretische Überlegungen zeigen, daß Unterzüge nur dann eine Verbesserung der Lastverteilung bringen, wenn die Spitzen der Querbiegelinien abgeschnitten werden können, wie in Abb. 14 dargestellt ist. In anderen Fällen kann ein Unterzug hinsichtlich des größten Lastanteiles nutzlos (Abb. 14c) oder sogar nachteilig (Abb. 14b) sein.

Der Einfluß der untersuchten Unterzüge ist in Tabelle 3 zusammengestellt. Bei Querschnittsform I sind Unterzüge danach praktisch ohne Nutzen.

Eine obere Grenze für die Wirkung des Unterzuges kann man dadurch abschätzen, daß man die Biegesteifigkeit $(EJ)_B$ für die Ermittlung der Kennzahl durch $\{(EJ)_B + (EJ)_U\}$ ersetzt. Da Unterzüge aus verschiedenen Gründen nicht voll zur Wirkung kommen, bleibt ihr Einfluß immer kleiner als entsprechend

$$\alpha' = \{1 + (EJ)_U / (EJ)_B\} \cdot \alpha \tag{9}$$

Die bei den Versuchen vorliegenden Verhältniszahlen α'/α sind in Tabelle 3 angegeben. Einer Kennzahl $\alpha' = 5,0$ (bzw. 31,7) würde nach Abb. 7 etwa $\max v_1 = 0,205$ (bzw. $\max v_2 = 0,18$) entsprechen gegenüber der beobachteten Lastverteilungszahl 0,225 (bzw. 0,209).

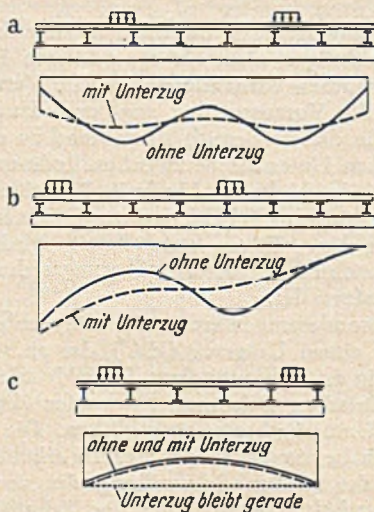


Abb. 14. Schematische Darstellung der Wirkung eines Unterzuges.

die Bemessung nicht mehr in Betracht kommen. Stattdessen werden die inneren Längsträger maßgebend. Man beachte, daß $v_1 = v_2$ und $v_7 = v_8$ (= Durchschnittswert) angenommen ist. Bei größerem Abstand 1–2 bzw. 7–8 kann eine Verbesserung notwendig werden, deren Größe aus der Querbiegelinie zu schätzen wäre.

Da die doppelten Randträger eine erhebliche Mehrbelastung vertragen, kann ein ausreichend starker Unterzug (oder auch mehrere schwächere Unterzüge) die inneren Längsträger entlasten und die Tragfähigkeit von Brücken

Tabelle 3. Einfluß eines Unterzuges auf die größten beobachteten Lastverteilungszahlen ν für Raupenbelastung.

| a | $\max \nu$ | | a' | $\frac{a'}{a}$ | Unterzug |
|----------------------|-----------------|-----------------|------|----------------|----------|
| | ohne Unterzug | mit Unterzug | | | |
| Querschnittsform I. | | | | | |
| 2,16 | $\nu_1 = 0,250$ | $\nu_1 = 0,267$ | 13,9 | 6,44 | U1 |
| 27,7 | $\nu_1 = 0,234$ | $\nu_1 = 0,230$ | 38,7 | 1,40 | U1 |
| 112,1 | $\nu_1 = 0,229$ | $\nu_1 = 0,227$ | 154 | 1,38 | U1 |
| 164,1 | $\nu_1 = 0,224$ | $\nu_1 = 0,213$ | 226 | 1,38 | U1 |
| 164,1 | $\nu_1 = 0,224$ | $\nu_1 = 0,210$ | 317 | 1,93 | U1 + U2 |
| Querschnittsform II. | | | | | |
| 0,79 | $\nu_4 = 0,266$ | $\nu_4 = 0,225$ | 5,0 | 6,44 | U1 |
| 0,79 | $\nu_4 = 0,266$ | $\nu_2 = 0,209$ | 31,7 | 40,2 | U3 |
| 1,77 | $\nu_4 = 0,232$ | $\nu_4 = 0,197$ | 6,0 | 3,42 | U1 |
| 3,40 | $\nu_4 = 0,212$ | $\nu_4 = 0,185$ | 7,7 | 2,26 | U1 |
| 11,30 | $\nu_4 = 0,191$ | $\nu_2 = 0,178$ | 15,6 | 1,38 | U1 |
| 40,90 | $\nu_1 = 0,183$ | $\nu_1 = 0,191$ | 56,4 | 1,38 | U1 |

$$a' = a \left\{ 1 + \frac{(EJ)_U}{(EJ)_B} \right\} \quad \begin{aligned} (EJ)_{U1} &= 56 \cdot 10^6 \text{ kgcm}^2, \\ (EJ)_{U2} &= 81,8 \cdot 10^6 \text{ kgcm}^2, \\ (EJ)_{U3} &= 405 \cdot 10^6 \text{ kgcm}^2. \end{aligned}$$

der Querschnittsform II merklich steigern. Der größte Lastanteil der Tragbalken von Brücken der Querschnittsform II kann daher zu $\max \nu = 0,20$ angenommen werden, wenn folgende Voraussetzungen erfüllt sind:

1. Kennzahlen $a > 10$ für alle Behelfsbrücken ohne Unterzug;
2. Ausführung eines genügend starken Unterzuges, wenn $a < 10$ ist.

Die erforderliche Biegesteifigkeit $(EJ)_U$ des Unterzuges ändert sich mit a . Für den Bereich $0,5 < a < 10$ dürfte es ausreichen, wenn $(EJ)_U$ so groß gewählt wird, daß $a' = 10$ wird.

8. Schlußbemerkungen.

Bei der Berechnung ist vorausgesetzt worden, daß die Belastungen P_i der einzelnen Tragbalken jeweils gleichmäßig über die Raupenlänge b verteilt sind. Bei den Versuchen wurde dies durch Unterteilung von b in 8 gleiche Abschnitte erreicht. Die wirkliche Lastverteilung längs b wird insbesondere bei starren Fahrzeugen und erheblicher

Durchbiegung der Brücke von dem Durchschnittswert abweichen können.

Um eine bestimmte Durchbiegung f_i zu erzeugen, ist je nach der Längsverteilung eine größere oder kleinere Gesamtbelastung P_i erforderlich als bei gleichmäßiger Verteilung. Eine eindeutige Zuordnung von $\max M_i$ und f_i wird erst möglich, wenn die Längsverteilung von P_i bekannt ist. Vergleichsrechnungen haben gezeigt, daß sich die aus den Durchbiegungen errechneten Verteilungszahlen ν_i verhältnismäßig wenig ändern, wenn die Lastverteilung in der Längsrichtung etwas schwankt.

Bei Behelfsbrücken z. B. mit $P^* = 60 \text{ t}$ ist das größte Biegemoment M_R^* in den Tragbalken für die Raupenbelastung für $a > 1$ schon bei $l^* = 3 \text{ m}$ etwa ebenso groß wie das Biegemoment M_A^* für die erwähnte Achslast. Z. B. für $P^* = 30 \text{ t}$ liegt die Grenze $M_A^* = M_R^*$ schon bei $l^* = 8 \text{ m}$.

Es ist zu beachten, daß die Verteilungszahlen ν_{iA} für Achslasten nicht mit den Werten ν_{iR} für Raupenbelastung verwechselt werden dürfen. Die zugehörigen Werte $\max \nu_{iA}$ sind $\alpha_A = \text{rd. } \alpha_R/20$ entsprechend erheblich größer als ν_{iR} . Im Grenzfall $\alpha_A = 0$ des sehr weichen Querbelages nähert sich der Lastanteil $\max \nu_{iA} = 0,5$, d. h. es muß fast die volle Radlast von einem einzigen Tragbalken aufgenommen werden.

Mit der Annahme eines Querträgers auf unnachgiebigen Stützen erhält man i. allg. keine brauchbare Annäherung für die Biegemomente in den Querbohlen. Die Spannung $\max \sigma$ hängt in erster Linie von α ab, d. h. von den relativen elastischen Stützensenkungen.

Für beide Querschnittsformen I und II steigen die Biegespannungen mit der Größe von α . Sie sind i. allg. auch für schwerste Raupenfahrzeuge noch kleiner als für Radlasten. In den meisten Fällen wird es sich daher lohnen, einen zugleich lastverteilenden Schutzbelag aufzubringen, der für Radlasten eine erhebliche Verbesserung der Lastverteilung bringt. Nur durch einen doppelten Belag ist zu vermeiden, daß die Radlasten durch eine einzige Querbohle getragen werden müssen. Diese Maßnahme ist um so notwendiger, je kleiner die Mindestbreite der zur Verfügung stehenden Belaghölzer ist. Die Lastanteile ν_{iR} für Raupenfahrzeuge werden dadurch jedoch i. allg. nur geringfügig geändert.

Literatur:

1. F. Leonhardt: Anleitung für die vereinfachte Trägerrostberechnung mit Hilfstafeln, Formeln und Beispielen, Berlin 1940.
2. E. Melan und R. Schindler: Die genaue Berechnung von Trägerrosten, Wien 1942.
3. H. Müller-Breslau: Die graphische Statik der Baukonstruktionen, 2. Bd., II. Abt., 2. Aufl., Leipzig 1925, S. 146.
4. H. Homberg: Einflußflächen für Trägerroste 1. Teil. Trägerroste über einer Öffnung. Dahl (Westf.) 1949. S. 45—59.

Untersuchungen über den Knickwiderstand von einteiligen Stützen aus Holz.

Von Otto Graf, Stuttgart.

(Fortsetzung und Schluß aus Heft 3.)

7. Ergebnisse der Versuche mit Vollstützen in Zürich.

Viele Versuche hat Tetmayer [6] mit Stäben von quadratischem Querschnitt (Kantenlänge 10 bis 15 cm) aus Nadelholz (Fichten-, Tannen-, Kiefern- und Lärchenholz) und Eichenholz bei verschiedenen Schlankheitsgraden ausgeführt, und zwar bei zentrischer Belastung, vereinzelt auch bei exzentrischer. Die Feststellungen von Tetmayer waren lange Zeit die wichtigste Grundlage für die Beurteilung des Knickwiderstands der Baustoffe; sie zeigten vor allem, daß der Knickwiderstand schlanker Stäbe mit der Eulergleichung beurteilt werden kann; für gedrungene Stäbe gab Tetmayer einfache Anweisungen (Tetmayersche Gerade als Tangente der Eulerlinie, von

der Druckfestigkeit des Werkstoffs ausgehend). Die Versuche wurden 1925 von Ros [9] wieder aufgenommen und seitdem für das Knicken bei exzentrischem Kraftangriff, bei der Knickrichtung winkelrecht zur Kräftebene und mit in Stabmitte wirkenden unveränderlichen Querbelastungen verfolgt. Die wichtigsten Ergebnisse der Versuche mit Bauholz finden sich in Abb. 15.

Zu der Schlankheit der Proben sind die beim Versuch erreichten Anstrengungen $\max P : f$ eingetragen, oben für zentrische Belastungen, unten für exzentrische Belastungen bei $m = 1$, wobei $m = p : K$, p die Exzentrizität und k die Kernweite des Versuchsstabs. Die beiden Kurven sind rechnerisch entstanden, und zwar auf Grund der Dar-

legungen, die Roß dem Internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau in Wien 1928 gegeben hat, wobei er von den Erkenntnissen ausging, die Engesser (1895) und Kármán (1910) veröffentlicht

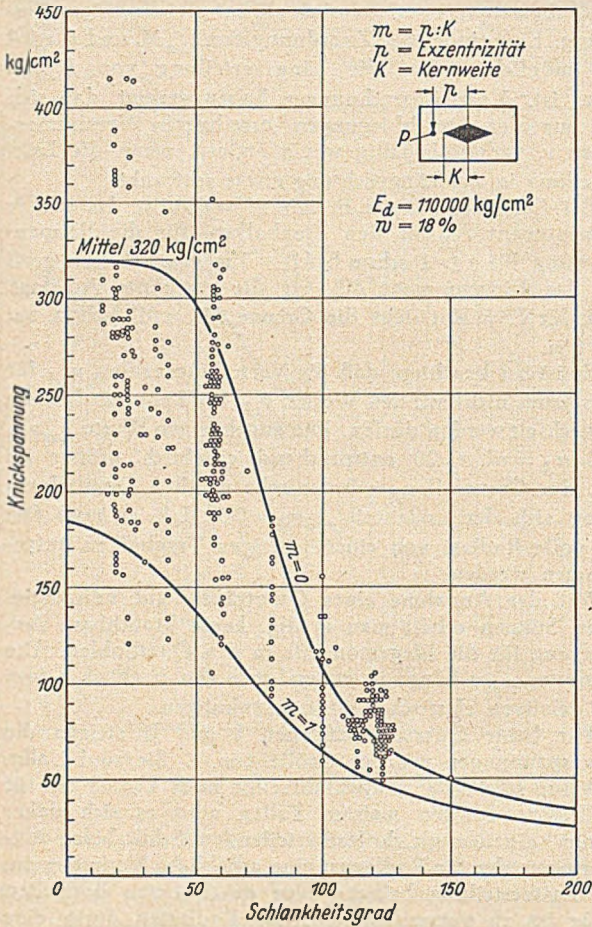


Abb. 15. Neuere Versuche in der Eidgen. Materialprüfungsanstalt in Zürich, nach M. Roß: Das Holz als Baustoff, Bern 1936.

haben. Mit den beim Versuch gemessenen Durchbiegungen ist das äußere Moment M_a bekannt. Dieses steht im Gleichgewicht mit dem inneren Moment $M_i = \frac{E \cdot J}{\rho}$, wobei J und ρ (mit der gemessenen Durchbiegung) bekannt sind. E ist ersetzt durch den Knickmodul T_K , der aus der Spannungsdehnungslinie des Baustoffes für die jeweilige Beanspruchung, also veränderlich eingeführt wird.

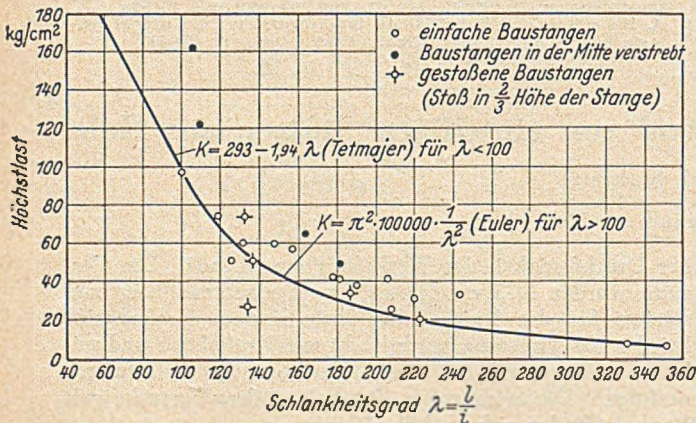


Abb. 16.

Aus Abb. 15 geht zunächst hervor, daß die Streuung der Einzelwerte sehr groß ist, wie dies heute allgemein für Holz als bekannt vorausgesetzt werden darf. Daraus folgte die Aufgabe, die Ursachen dieser Streuung zu verfolgen, wie dies im vorliegenden Bericht unter 1 bis 5

geschah. Ferner zeigt der Verlauf und der Abstand der beiden Kurven, daß der Einfluß der Exzentrizität mit Abnahme der Schlankheit größer und bedeutsamer wurde; es muß also die Exzentrizität bei gedungenen Stäben besonders vorsichtig beachtet werden. Weiterhin ergibt sich aus Abb. 15, daß die Linienzüge, die mit der Rechnung auf Grund der Materialeigenschaften entstanden sind, eine befriedigende Übereinstimmung von Versuch und Rechnung nachweisen.

8. Versuche mit Rundhölzern. Durchmesser rd. 8 und rd. 16 cm. Ausgeführt 1931 [10] und 1944 [11].

Zunächst sind Versuche mit Baustangen ausgeführt worden. Der Durchmesser der Stangen betrug am Kopf rd. 7 bis 9 cm, am Fuß rd. 8 bis 17 cm; die Länge war 3 bis 9 m. Die Enden der Stangen wurden mit der Säge nach dem Augenmaß senkrecht zur Stangenachse bearbeitet; zwischen die Stangenenden und die feststehenden Druckplatten der Prüfmaschine sind rohe 2,5 cm dicke Brettstücke gelegt worden; die Lastübertragung geschah demnach unter Verhältnissen, die den praktischen hinreichend entsprechen dürften.

Ein Teil der Stangen wurde nach zwei Richtungen verstrebt: die Streben waren einerseits an der Stange mit je zwei Nägeln von 3,1 mm Durchmesser und 8 cm Länge befestigt, andererseits am Maschinengerüst mit einer 7 mm dicken Holzschraube drehbar angeschlossen. Ferner sind Stangen geprüft worden, die in 2/3 ihrer Höhe mit 3 Laschen gestoßen waren. Die Laschen maßen 6 × 23 × 70 cm; in jeder Lasche saßen 6 Nägel von 2,5 mm Durchmesser und 6 cm Länge.

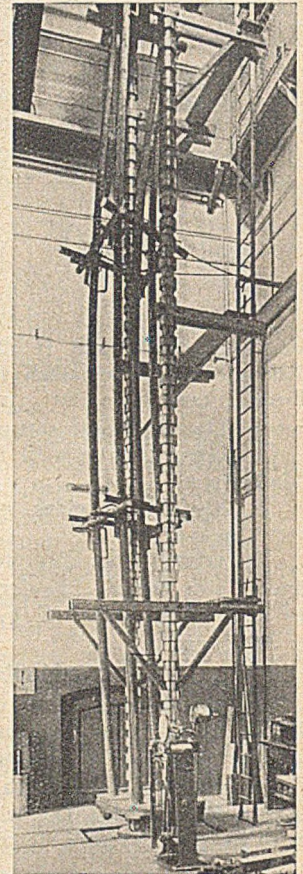


Abb. 17. 4 Stangen von 9 m Höhe mit 2 Zwischengerüsten, nach der Prüfung.

Abb. 16 zeigt die Ergebnisse. Dabei sind die Knickspannungen der Stangen auf den mittleren Querschnitt bezogen, da dieser auf einem großen Teil der Stangenlänge nur wenig veränderlich war. Hieraus erhellt, daß die Höchstlasten der ganzen, nicht ungestrebt Stangen (als offene Kreise eingetragen) in der Regel in oder über der Eulerlinie lagen, die in üblicher Weise für Spitzenlagerung mit $E = 100\ 000\ \text{kg/cm}^2$ gezeichnet ist. Eine Stange lieferte eine kleinere Höchstlast. Die gestoßenen Stangen ergaben — im ganzen betrachtet — kleinere Höchstlasten als die vollen Stangen; ein Wert liegt weit unter der Eulerlinie der Abb. 16, damit anzeigend, daß bei der Verwendung von gestoßenen Stangen die Vorsicht geboten ist, die von verantwortungsbewußten Bauleitern geübt wird.

Durch die gewählten Verstrebrungen sind die Höchstlasten selbstverständlich erhöht worden, wie Abb. 16 ohne weiteres dartut. Abb. 17 zeigt ein Stangengerüst von 9 m Höhe. Die Höchstlast betrug 4100 kg, d. i. 13,3 bis 14,2 kg/cm². Der Schlankheitsgrad der 4 Stangen war $\lambda = 352$ bis 362. Diese Stangen sollen bei Annahme einer Spitzenlagerung für jede Stange nur 7,7 kg je cm² tragen. Demnach lieferte der Versuch mit dem Gerüst, wie zu erwarten war, höhere Werte.

Zu den Versuchen, die **Fonrobert** in Stuttgart im Jahr 1944 ausgeführt hat, gehörten Rundhölzer mit mittleren Durchmessern von etwa 16 cm; die Knicklänge war 3,5 und 5,4 m, wobei die Stützen auf Kugeln gelagert waren (vgl. Bauingenieur 7 (1926) S. 277).

Die Ergebnisse der Versuche finden sich in Tabelle 4. In den Spalten 3 bis 5 sind die Durchmesser der Stützen angegeben. Der Durchmesser in der Mitte ist für die

9. Zusammenfassung.

Die Ergebnisse der Versuche unter 1 bis 8 lassen in wesentlichen folgendes erkennen.

a) Stäbe mit kleinen Abmessungen aus regelmäßig und gerade gewachsenem Holz, die genau zentrisch belastet werden, tragen die Knicklasten voll oder nahezu voll, die sich rechnerisch nach **Euler** ergeben, wenn der Elastizitätsmodul des Baustoffs entsprechend seinem wirklichen,

Tabelle 4. Knickversuche mit Rundhölzern aus Fichtenholz.

| 1 | 2 | 3 | | | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
|-------------|---------------------|-------------------|--------------|---------|---------------------------------|-------------------------------------|----------------------------|--|---|------------------------------------|---------------------|------|------|
| | | Durchmesser in cm | | | | | | | | | | | |
| Bezeichnung | Knicklänge l_k cm | am Fuß | in der Mitte | am Zopf | Querschnitt in der Mitte cm^2 | Trägheitsmoment in der Mitte cm^4 | Schlankheitsgrad λ | Mittlerer Elastizitätsmodul, durch Biegeversuche ermittelt kg/cm^2 | Knicklast P_r nach Euler (E der Spalte 9) | Höchstlast beim Versuch $max P$ kg | $\frac{max P}{P_r}$ | | |
| | | 1 | 350 | 18,0 | | | | | | | | 16,7 | 15,7 |
| 3 | 350 | 16,8 | 16,0 | 15,3 | 202 | 3250 | 87 | 101 200 | 26 400 | 28 200 | 1,07 | | |
| 4 | 350 | 17,4 | 16,8 | 15,9 | 221 | 3910 | 85 | 103 500 | 32 600 | 31 300 | 0,96 | | |
| 6 | 350 | 16,5 | 15,8 | 15,6 | 197 | 3105 | 88 | 107 900 | 27 000 | 29 000 | 1,07 | | |
| 10 | 350 | 18,4 | 16,9 | 16,0 | 224 | 4010 | 83 | 117 700 | 38 100 | 25 000 | 0,66 | | |
| 11 | 350 | 17,8 | 16,6 | 15,7 | 216 | 3740 | 84 | 136 100 | 41 000 | 32 000 | 0,78 | | |
| 14 | 350 | 17,2 | 15,9 | 14,9 | 202 | 3175 | 88 | 111 800 | 28 600 | 25 000 | 0,87 | | |
| 16 | 350 | 16,9 | 16,0 | 15,6 | 202 | 3245 | 87 | 127 800 | 33 400 | 29 700 | 0,89 | | |
| 2 | 544 | 17,1 | 16,2 | 15,5 | 208 | 3420 | 134 | 121 500 | 13 850 | 14 550 | 1,05 | | |
| 6 | 544 | 17,5 | 16,5 | 16,2 | 213 | 3595 | 132 | 104 300 | 12 500 | 11 300 | 0,90 | | |
| 11 | 544 | 19,1 | 16,1 | 15,6 | 203 | 3295 | 135 | 135 200 | 14 850 | 14 400 | 0,97 | | |
| 13 | 544 | 17,0 | 16,2 | 14,4 | 206 | 3375 | 134 | 78 900 | 8 850 | 6 300 | 0,71 | | |
| 14 | 544 | 17,3 | 16,8 | 16,6 | 223 | 3950 | 129 | 106 700 | 14 100 | 12 750 | 0,90 | | |
| 16 | 544 | 17,5 | 16,2 | 15,8 | 207 | 3415 | 134 | 141 000 | 16 000 | 12 900 | 0,81 | | |
| 17 | 544 | 17,6 | 16,9 | 16,0 | 226 | 4050 | 129 | 119 400 | 16 100 | 17 900 | 1,11 | | |
| 19 | 544 | 17,3 | 16,7 | 15,1 | 219 | 3805 | 130 | 92 100 | 11 400 | 12 100 | 1,06 | | |

Beurteilung der Tragkraft als maßgebend angesehen worden. Dementsprechend sind der Querschnitt und das Trägheitsmoment in den Spalten 6 und 7 für die Mitte genannt. Weiterhin wurde der Elastizitätsmodul jeder Stütze durch Biegeversuche nach 2 Richtungen bestimmt; der mittlere Wert findet sich in der Spalte 9. Mit den Werten in den Spalten 7 und 9 ergab sich die rechnerische Knicklast P_r in Spalte 10. Der Versuch lieferte die Knicklast $max P$ in Spalte 11. Das Verhältnis $max P : P_r$ ist in Spalte 12 angegeben; es fand sich für die kurzen Stützen zu 0,89, für die langen zu 0,94, wobei die Einzelwerte erheblich streuen.

Die Ergebnisse sind außerdem in Abb. 18 bei A und B dargestellt. Zur Beurteilung der Ergebnisse sei folgendes bemerkt. Die Verhältniszahlen in Spalte 12 zeigen größere Unterschiede als bei den früher beschriebenen Versuchen,

aus Biegeversuchen unmittelbar ermittelten Wert eingeführt wird. Vgl. unter 1.

b) Holzstäbe besitzen in der Regel eine innere Exzentrizität, weil die Hölzer in der Regel über ihren Querschnitt hinweg eine ungleiche Beschaffenheit aufweisen. Der Faserverlauf und die Äste bringen weitere Unregelmäßigkeiten. Die Versuche unter 2 zeigen dementsprechend, daß die Tragfähigkeit nach **Euler** voll oder nahezu voll zu erwarten ist, wenn die innere Exzentrizität der Stäbe beseitigt wird. Bei diesen Versuchen fand sich für die Stäbe mit Querschnitten von 15 cm Kantenlänge eine innere Exzentrizität bis etwa 1,2 cm.

c) Im gleichen Sinn erwiesen sich Halbhölzer etwas weniger tragfähig als die Vollhölzer; ebenso trugen die Viertelhölzer etwas weniger als die Halbhölzer. Vgl. unter 4.

d) Der Einfluß der Äste und des Faserverlaufs auf die Elastizität und auf die Knickfestigkeit der Hölzer, wie er gemäß DIN 1052 durch die Einteilung der Hölzer nach den Güteklassen in DIN 4074 gegeben ist, fand sich besonders groß. Das Verhältnis der wirklichen zur rechnerischen Knicklast betrug bei Einführung des wirklichen Elastizitätsmoduls für Hölzer der Güteklasse I 0,92, bei solchen der Güteklasse III noch 0,82. Vgl. unter 5.

e) Über die Knicklast von Rundhölzern vgl. unter 8.

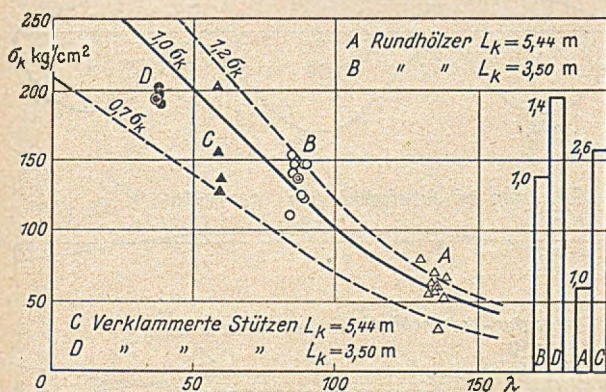


Abb. 18. Ergebnisse von Versuchen mit Rundholzstützen sowie mit verklammerten Rundholzstützen (nach **Fonrobert**).

weil die Holzstützen in der Regel nicht voll zylindrisch sind, ihre Achse auch größere Abweichungen von der Geraden aufweist; die Elastizität und die innere Exzentrizität werden überdies von den Ästen der Stützen beeinflusst. Trotzdem liegen die Verhältniszahlen $max P : P_r$ für die kurzen Stützen ($\lambda = rd. 85$) bei 0,89 und für die langen Stützen ($\lambda = rd. 130$) bei 0,94, also über den Mittelwerten, die für astiges Schnittholz der Güteklassen I und II festgestellt worden sind.

Literatur

- O. Graf: Bauingenieur 6 (1925) S. 678, ferner Bautechnik 6 (1928) S. 209.
- O. Graf: Bauingenieur 17 (1936) S. 1.
- O. Graf: Bautechnik 6 (1928) S. 210 bis 212.
- Ostenfeld: Exzentrisch beanspruchte Säulen, Versuche mit Holzsäulen, Querschnittbemessung, Ingenieurvidenskabelige Skrifter A Nr. 19, Kopenhagen 1929.
- K. Schaechterle: Bautechnik 10 (1932) S. 468. Die im vorstehenden Bericht genannten Zahlen sind den Originalaufschriften entnommen, weil der Bericht von Sch. nur einen Auszug der Feststellungen enthält.
- L. von Tetmayer: Die Gesetze der Knickungs- und der zusammengesetzten Druckfestigkeit, 3. Aufl., Zürich 1903.
- Vgl. auch Merkheft 2 der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, 2. Aufl. 1944.
- Meddelande 90 der Statens Provningsanstalt in Stockholm. 1944.
- M. Roß: Die Bemessung zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe auf Knickung, Bericht II. Intern. Tagung Brückenbau und Hochbau, Wien 1929, S. 282; Roß und Brunner: Die Knickfestigkeit der Bauhölzer, Zürich 1931 sowie La Stabilité des barres comprimées par des forces excentrées. Paris 1932, ferner Roß: Das Holz als Baustoff, Bern 1936.
- O. Graf: Bauingenieur 12 (1931) S. 862.
- Nach einem Bericht von **Fonrobert**, der anfangs 1945 in der Schriftenreihe „Fortschritte und Forschungen im Bauwesen“ Reihe A, erscheinen sollte.

Die neue Ruhrbrücke Herdecke, eine durchlaufende Verbundträgerbrücke mit Vorspannung.

Von Dr.-Ing. H. Homberg, Hagen/Westf., Prov.-Baurat E. Köhling, Münster/Westf. u. Dr.-Ing. D. Fuchs, Dortmund.

(Fortsetzung und Schluß aus Heft 5.)

Der Bauvorgang war folgender:

1. Montage der Stahlkonstruktion auf Widerlager, Pfeiler und Zwischenstützen.
2. Absenken der Zwischenstützen, um einen Teil des Eigengewichts aus dem Verbund herauszunehmen.
3. Verlegen der Plattenbewehrung sowie der Vorspannstähle und Betonieren der Fahrbahntafel, kontinuierlich von einer Seite beginnend.
4. Absenken der Unterstützungen, um eine durchgehende Druckvorspannung im Beton zu erhalten.
5. Vorspannen der Spannstähle St 165.
6. Ausrüsten der Zwischenstützen.
7. Aufbringen der Straßendecke.

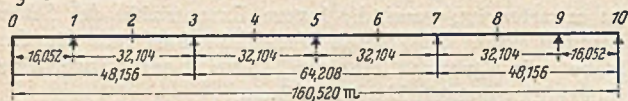
Der Berechnung wurden zugrunde gelegt: $n = 6$ für kurzandauernde Beanspruchungen (Verkehr + Wärmeänderungen) und $n = 15$ für Dauerbeanspruchungen zur Berücksichtigung des Kriechens des Betons (ständige Last, Vorspannung und Schwinden). Ungleiche Temperaturänderung $\pm 15^\circ$, Schwindmaß 0,30 mm/m.

Zulässige Spannungen:

- Stahl St 52 $\sigma_{zul} = 2100 \text{ kg/cm}^2$,
- Stahl St 37 $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$,
- Stahl St 165 $\sigma_{zul} = 9100 \text{ kg/cm}^2$,
- Beton B 370 σ_{zul} Druck = -110 kg/cm^2 ,
 σ_{zul} Zug = $+15 \text{ kg/cm}^2$.

Gegenüber den erst später erschienenen Verbundvorschriften ist das Kriechmaß etwas zu groß, die zulässige Spannung der Stahlkonstruktion gegenüber der heute zulässigen Spannung von 2400 kg/cm^2 zu klein gewählt worden.

System-Übersicht

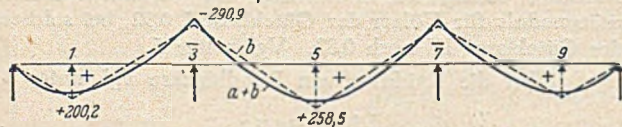


I Auf Stahlquerschnitt wirkend

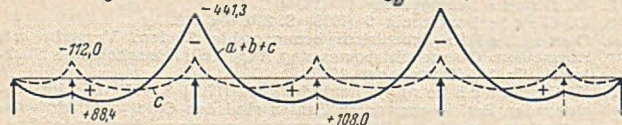
a. *Stahl Eigengewicht* $g_{St} = 0,46 \text{ t/m HT}$



b. *Absenken der Stahlkonstruktion an den Zwischenstützen*
in Punkt 1 u. 9 um $\Delta h = 3,77 \text{ cm}$; in Punkt 5 um $\Delta h = 5,80 \text{ cm}$



c. *Aufbringen des weichen Plattenbetons* $g_B = 1,73 \text{ t/m}$

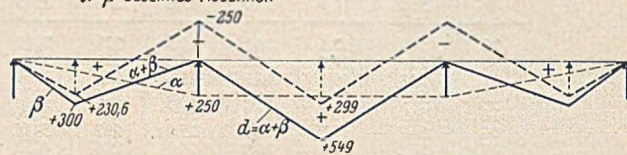


lichungen über Verbundkonstruktionen in Deutschland soeben erst erschienen waren [2]. Bei der Entwurfsbearbeitung wurde davon ausgegangen, daß bei einem durchlaufenden Verbundtragwerk die Spannungsermittlung so sorgfältig wie nur möglich vorgenommen werden muß, damit die Rißsicherheit über den Mittelstützen voll erhalten bleibt. Es konnte daher die Berechnung des Kreuzwerkes nicht nach einem Näherungsverfahren erfolgen, da ein solches nicht die Möglichkeit gibt, die Veränderung der Querverteilung über die Hauptträgerlänge zu verfolgen. Es hat sich bei der Berechnung dieser und

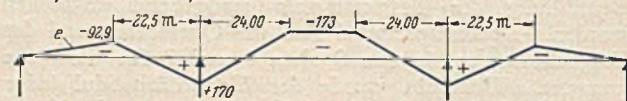
II Auf Verbundquerschnitt wirkend

d. *Ablassen der Zwischenstützen*

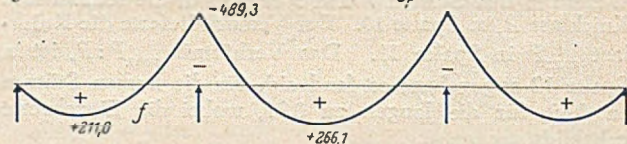
- α Absenken der Mittelstützen, $\Delta h.3 \text{ u. } \Delta h.5 = 29,32 \text{ cm}$
- β Absenken der Zwischenstützen, $\Delta h.1 \text{ u. } \Delta h.9 = 11,48 \text{ cm}$
- $\alpha + \beta$ Gesamtes Absenken



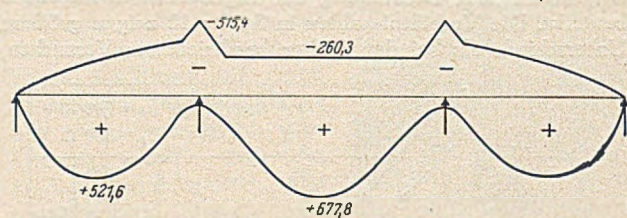
e. *Spannen der Vorspannbündel aus St 165*



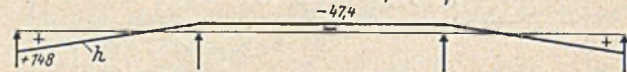
f. *Fertigstellung des Straßen-Oberbaues* $g_p = 1,88 \text{ t/m}$



g. *Verkehrslast (Brückenlast IA DIN 1072 u. Straßenbahn)*



h. *Schwinden mit Schwindkriechen* 0,30 mm/m



i. *Temperatur-Unterschied zwischen Beton u. Stahl*
 $\Delta t = \pm 15^\circ \text{C}$

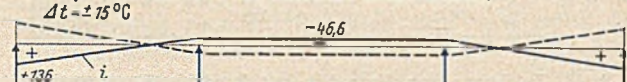


Abb. 8. Momentenlinien für Hauptträger A für die einzelnen Bauzustände. (Momente in tm).

den, da für die Entwurfsbearbeitung DIN 1073 zugrunde gelegt wurde, wobei die Spannungen aus Schwinden, Temperaturunterschieden und Kriechen als Hauptspannungen behandelt wurden. Hätten zur Zeit der Entwurfsbearbeitung schon die Richtlinien für die Berechnung von Verbundtragwerken vorgelegen, so wäre noch eine größere Ersparnis an Stahlkonstruktionsgewicht zu erzielen gewesen.

Die Festigkeitsberechnung wurde im März/April 1950 aufgestellt, zu einer Zeit also, als wesentliche Veröffent-

anderer größerer Kreuzwerkbrücken herausgestellt, daß die Lastverteilung für die Stützmomente wesentlich geringer als für die Feldmomente ist. Die Berechnung des 40fach statisch unbestimmten Tragwerkes wurde nach dem genauen Verfahren von Homberg [3] durchgeführt. Die sich aus den einzelnen Belastungsfällen errechneten Biegemomente sind in Abb. 8 dargestellt.

Der Spannungsnachweis wurde für die einzelnen Belastungszustände getrennt durchgeführt, wobei zu berück-

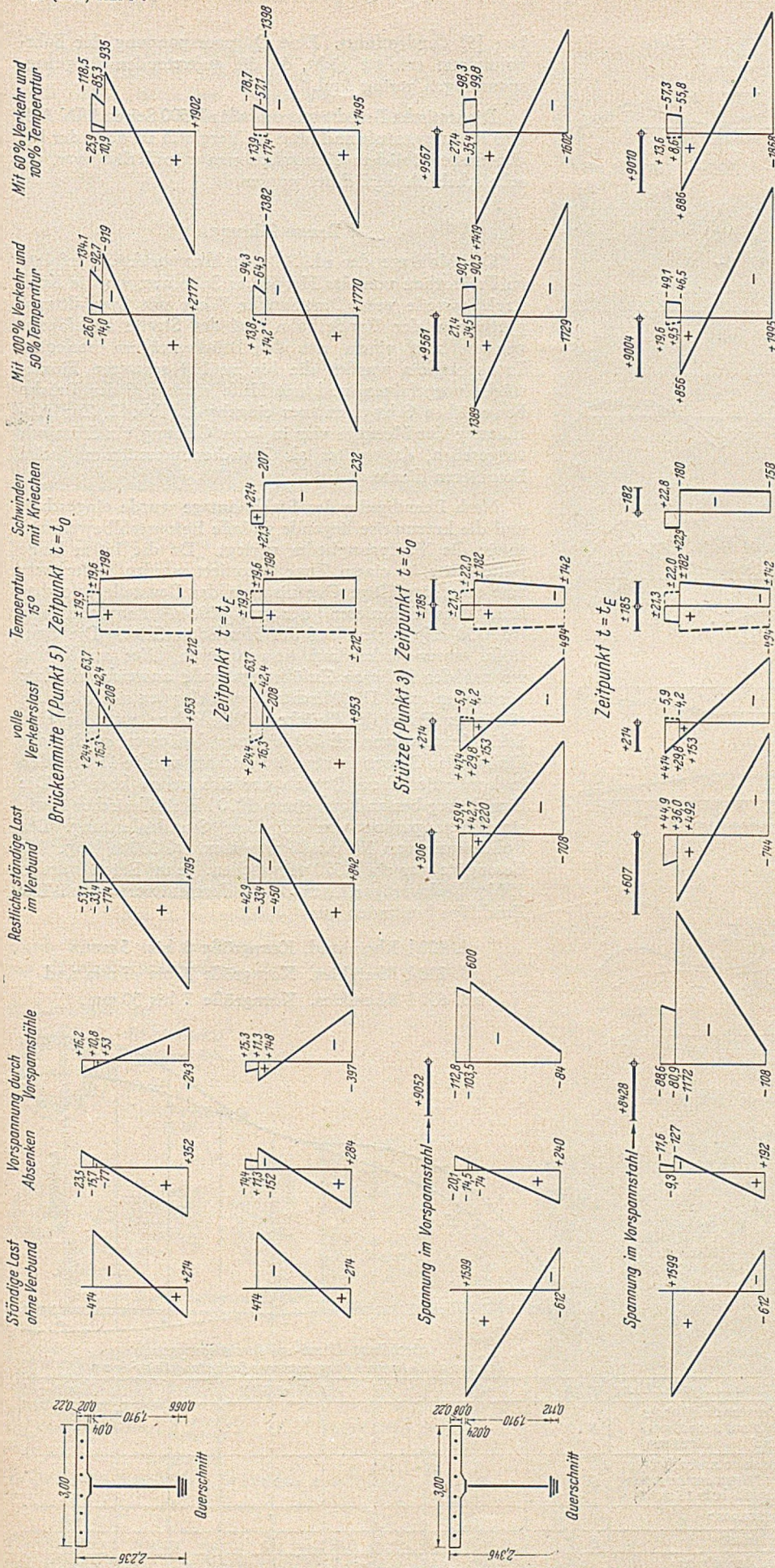


Abb. 9. Spannungsdiagramme für Brückenmitte und Stütze des Hauptträgers A.

sichtigen war, daß infolge der plastischen Formänderungen des Betons die Spannungen für die Zeitpunkte $t = 0$ und $t = t_E$, d. h. vor Beginn und nach Beendigung des Kriechens und Schwindens nachzuweisen waren.

Um eine Charakteristik der einzelnen Spannungszustände zu vermitteln, sind in Abb. 9 die Spannungsdiagramme für den Hauptträger A wiedergegeben, und zwar für den Querschnitt in Brückenmitte und über dem Stropfanker, getrennt für die Zeitpunkte $t = 0$ und $t = t_E$. Aus dem Vergleich der Diagramme für die beiden Zeitpunkte ist der Abfall der Betonspannungen durch dauernd wirkende Lasten, wie Vorspannung und Eigengewicht, und die damit verbundene Erhöhung der Stahlspannungen gut zu verfolgen. Der Einfluß des Kriechens wurde mit ausreichender Genauigkeit durch eine Abminderung des Elastizitätsmoduls für Beton erfaßt, d. h. durch eine Erhöhung der Verhältniszahl n .

Der durch das Kriechen bedingte Abfall der Spannung in den Vorspanngliedern liegt bei 8 bis 10%. Aus der genauen Lösung dieses Problems ergab sich ein einfaches Berechnungsverfahren, das darin besteht, die Vorspannglieder als Bewehrung des Querschnittes aufzufassen und die Spannungsumlagerung für diesen verstärkten Querschnitt zu berechnen.

Von Interesse ist noch der Gesamtverlauf der Spannungen in der Betonplatte als Teil des Verbundträgers für die einzelnen Belastungszustände. In Abb. 10 sind dieselben getrennt für die Zeitpunkte $t = 0$ und $t = t_E$ zusammengestellt. Im Anfangszeitpunkt erhält die Betonplatte reine Druckbeanspruchungen und nur durch den durch das Kriechen bedingten Abfall der Druckvorspannungen sowie durch das Schwinden des Betons entstehen Zugspannungen, die sich jedoch innerhalb der für vorgespannte Betonbauteile zulässigen Grenzen bewegen.

Die zu erwartenden Durchbiegungen sind bei der Überhöhung der Stahlkonstruktion berücksichtigt worden.

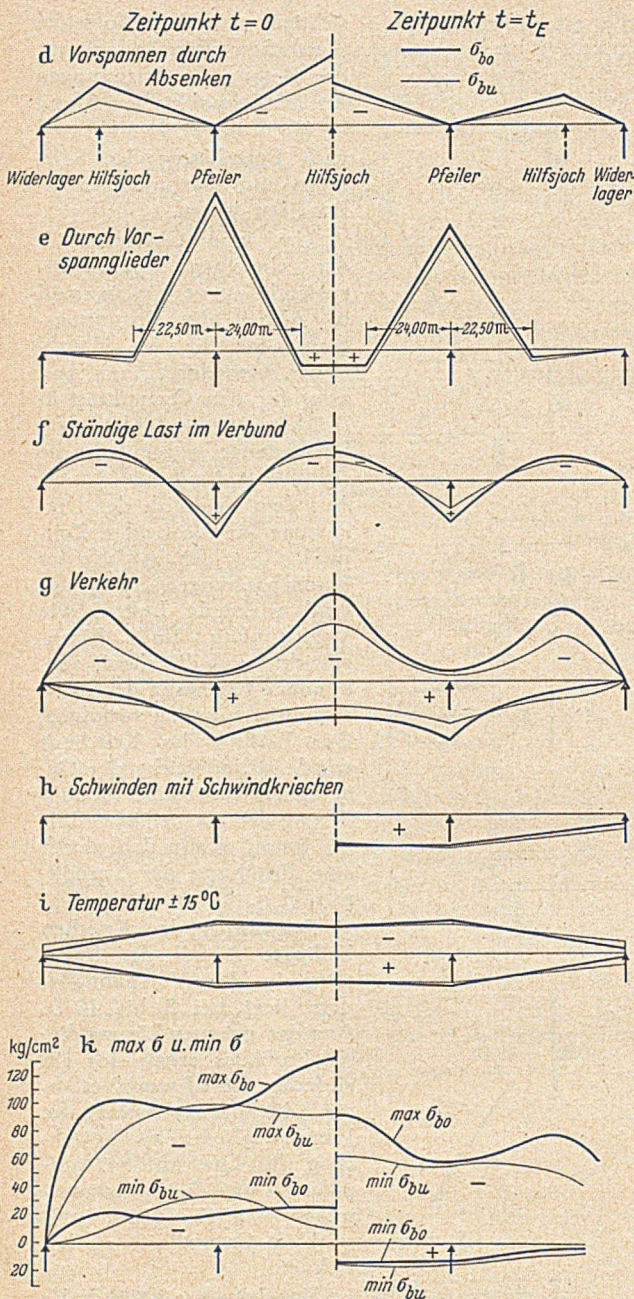


Abb. 10. Verlauf der Spannungen in der Betonplatte.

Sie betragen z.B. für die Brückenmitte: aus Eigengewicht 23,0 mm und aus Verkehrslast 34,0 mm, während aus Vorspannung eine Hebung um 32,2 mm und aus Schwinden um 5,7 mm eintritt. Dazu treten noch die Beträge für die Stützensenkungen an den Stropfeilern und Hilfsjochen. In Abb. 11 sind die Überhöhungs- und Absenkmaße für die einzelnen Bauzustände zusammengetragen. Die Einzelheiten können aus der Darstellung entnommen werden.

Die Fahrbahntafel wurde nach der Plattentheorie unter Benutzung der Arbeiten von Bittner [4] und Häuß-

ler [5] durchgeführt. Eine Quervorspannung der Fahrbahnplatte erfolgte nicht, da die auftretenden Biegezugspannungen gering sind.

Die statische Berechnung umfaßt rd. 500 Seiten DIN A 4. Der Rechenaufwand muß im Vergleich zu dem, der bei den früher üblichen Konstruktionen erforderlich war, als sehr erheblich bezeichnet werden.

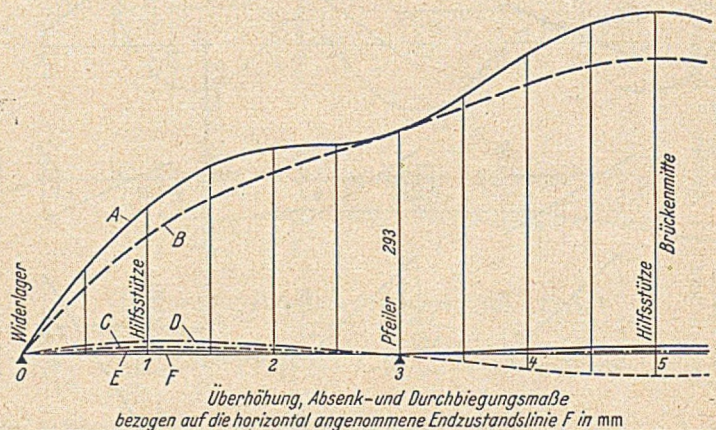
Bauausführung.

Die Montage der rd. 500 t Stahlkonstruktion erfolgte im Freivorbau von der Herdecker Seite aus, wo die Konstruktionsteile vom Dortmund Werk mit Spezialtransportwagen der Bundesbahn auf der Straße angefahren wurden. Auf einem auf den Brückenträgern verlegten Transportgleis wurden die bis zu 14 t schweren Einzelstücke vorgefahren und mit Hilfe eines auf der Brücke beweglichen Schwenkmastes eingebaut, Abb. 12. Zur Abstützung der Montage war in jeder Öffnung ein Stützjoch vorgesehen, das später als Zwischenunterstützung beim Betonieren diente.

Nach Beendigung der Stahlmontage wurde eingeschalt und die kreuzweise liegende schlaife Betonstahlbewehrung sowie die Vorspannglieder verlegt. Da die 160 m lange Betonplatte in einem Zuge betoniert werden sollte, war eine sehr sorgfältige Organisation der Baustelle erforderlich. Das Betonieren der rd. 3000 m² Fahrbahnplatte (rd. 750 m³) begann auf der Herdecker Seite. Die Baustoffe waren daher auf dem anderen Ufer zu lagern, wo auf der früheren Zuführungsstraße ausreichend Platz vorhanden war. Die Mischanlagen befanden sich dicht am südlichen Ende der Brücke. Die Anlage war für eine Schichtleistung von rd. 100 m³ Beton bemessen, so daß der Einbau des Betons in etwa 8 Schichten von je 11 Stunden in kontinuierlichem Betrieb vor sich gehen konnte. Die Einrichtung bestand aus einem 1000 l Freifallmischer sowie einer Betonpumpe von rd. 15 m³ Stundenleistung. Die Rohrleitung von 180 mm ϕ war maximal 200 m lang. Als Betongüte war ein B 370 vorgesehen. Je m³ Beton wurden 350 kg hochwertiger Eisen-Portlandzement verwendet. Die Zuschläge bestanden aus

- rd. 420 l Rheinsand, Korngröße 0 bis 3 mm,
- rd. 210 l Rheinkies, Korngröße 3 bis 7 mm und
- rd. 630 l Rheinkies, Korngröße 7 bis 30 mm.

Abb. 11. Überhöhungsplan.



| Gesamte Montageüberhöhung | A | 0 | +194 | | +293 | 447 |
|---|---|---|------|--|------|------|
| Absenken der Hilfsjochs bei 1 und 9 um 38 mm bei 5 um 58 mm | B | 0 | -38 | | 0 | -58 |
| Absenken an den Pfeilern um 293 mm und Entfernen der Hilfsjochs 1,5 und 9 | C | 0 | -195 | | -293 | -475 |
| Vorspannen | D | 0 | +9 | | 0 | -32 |
| Schwinden | E | 0 | -13 | | 0 | +6 |
| Endüberhöhung | F | 0 | +7 | | 0 | +12 |

Auf einen zuerst beigefügten Zusatz von Darex wurde nach dem ersten Betonierungstag verzichtet, da der Beton auch ohne denselben pumpfähig und genügend geschmeidig war. Der Feinstkornanteil 0—0,20 mm des San-

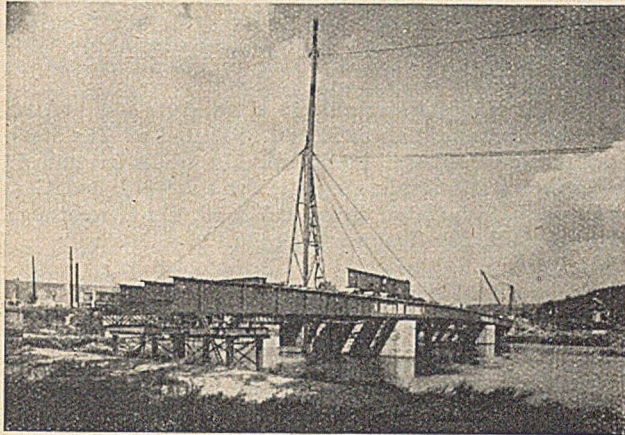


Abb. 12. Montage der Stahlkonstruktion.

des betrug 4—5 % der Zuschlagstoffe. Das Ausbreitmaß betrug 34 bis 38 cm. Die Verarbeitung des Betons erfolgte

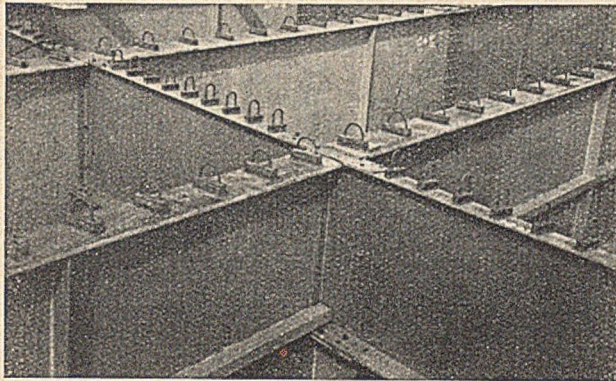
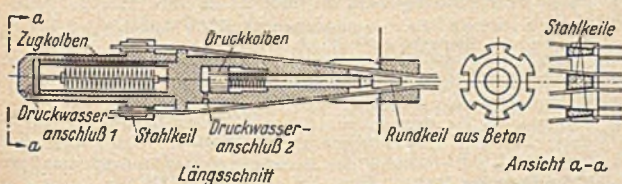
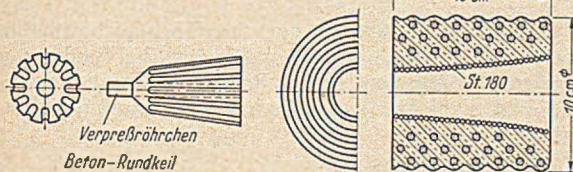


Abb. 13. Kreuzwerkknoten mit Dübeln.

durch Rütteln der Schalung mit leichten Preßluftpistolen mit Hartholzkopfstücken. Von der Anwendung von

a. Spannstahlbündel



c. Spannpressen, doppeltwirkend, für ein Bündel 12 ø5, Anfangskraft 25 t

Abb. 14. Vorspannelemente.

Tauchrütteln wurde wegen der Gefahr einer Verletzung des Blechmantels der Spannbündel Abstand genommen. Zur Verwendung eines Hüttenzements entschloß man sich

hauptsächlich mit Rücksicht auf dessen längere Abbindezeit, die durch das feuchte und kalte Wetter noch weiter verzögert wurde. Dadurch konnte erreicht werden, daß der bereits eingebrachte und in der Erhärtung begriffene Beton nicht wesentlich durch die beim Einbringen des Betons entstehenden Formänderungen des Stahlträger-

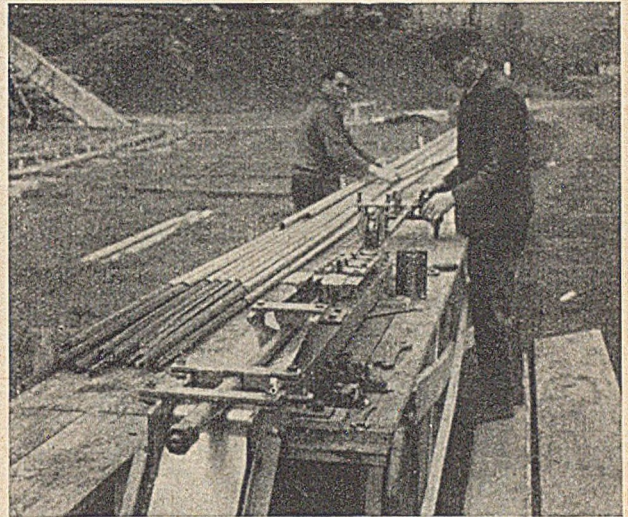


Abb. 15 a. Herstellung der Spannbündel auf der Baustelle: Bündelmaschine.

rotes gestört wurde. Der gesamte Betoniervorgang dauerte rd. 4 Tage.

Vorspannglieder.

Zur Ausführung gelangte das Vorspannverfahren nach Freyssinet in der von Wayss & Freytag weiter entwickelten Form. Die Vorspannglieder aus St 165 wurden nach dem in Abb. 7 wiedergegebenen Plan in den Stützbereichen verlegt. Die einzelnen Vorspannbündel bestehen aus 12 Stahldrähten von 5 mm ø, die um eine Drahtspirale herum parallel verlegt sind und von einem Mantel aus Blechfolie umhüllt werden, Abb. 14a. Die Hohlräume werden nach dem Vorspannen mit einem dünnflüssigen Zementmörtel verpreßt, der auch die kleinen Zwischenräume zwischen den Drähten durchdringt und sich von innen an den Blechmantel fest anlegt. Der Zusammenbau der Bündel, die in beliebigen Längen ohne Stoß hergestellt



Abb. 15 b. Einführen der Drahtbündel in die Metallfolie.

werden können, geschah auf der Baustelle mit Hilfe einer Spezialvorrichtung, Abb. 15. Die Vorspannbündel wurden durch eine doppelt wirkende Spannpressen für 25 t nach Abb. 14c angespannt, welche gleichzeitig nach dem Anspannen den Betonrundkeil in den spiralarmierten Mutterkonus, Abb. 14b, hineingedrückt und die Drähte auf diese Weise fest blockiert.

Die Spannbündel wurden im allgemeinen nach unten aus der Platte herausgezogen und nur in den Randzonen im Bereich des Fuß- und Radweges und außerhalb der Gleise beim Fahrbahnkoffer, wo eine Auffüllung mit Beton oder Schotter vorgesehen ist, nach oben gelegt, Abb. 16 b.

Der Spannstahl ist ein gewalzter vergüteter Stahl St 165 des Hüttenwerks Rheinhausen mit einer garantierten

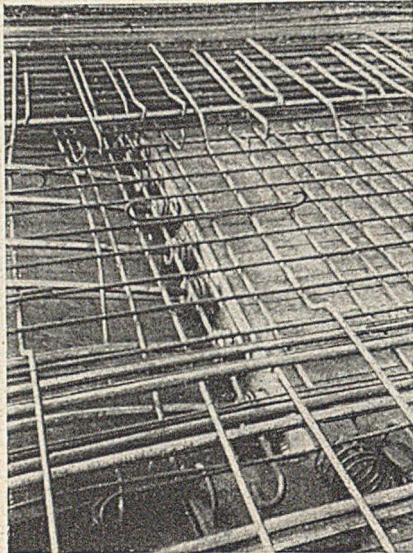


Abb. 16 a. Spannstahlverankerung nach unten.

Kriechgrenze über $11,0 \text{ t/cm}^2$. Der E -Modul beträgt 2080 bis 2100 t/cm^2 . Die Streckgrenze ($0,2\%$) liegt bei mindestens $14,5 \text{ t/cm}^2$. In Abb. 17 ist das Spannungs-Dehnungs-Diagramm für diesen Spannstahl wiedergegeben. Die Drähte wurden mit rd. $9,1 \text{ t/cm}^2$ angespannt, was einer Spannkraft je Bündel von etwa $21,4 \text{ t}$ entspricht.

Bauzeiten und Materialaufwand.

Die Montage der Stahlkonstruktion dauerte 9 Wochen bis 30. September 1950. Im Anschluß daran wurde die

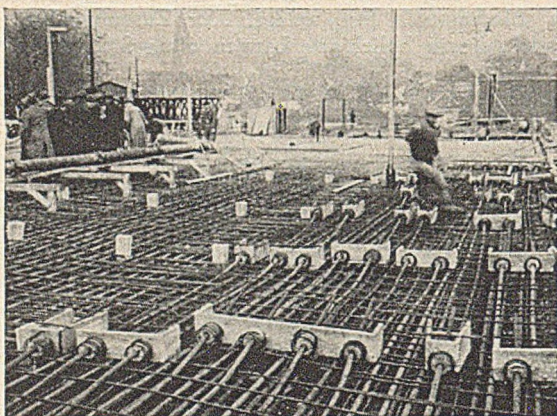


Abb. 16 b. Spannstahlverankerung nach oben.

Stahlkonstruktion auf den Hilfsjochen abgesetzt. Die Einschalarbeiten begannen schon vor Beendigung der Montage. Vom 7. bis 10. Oktober 1950 wurde die Betonplatte betoniert, und nach einer Erhärtungszeit von

3 Wochen am 1. Dezember 1950 das Verbundtragwerk an den Pfeilern und Hilfsjochen abgesetzt. Am 4. Dezember 1950 wurde in den Stützenbereichen mit dem Anspannen der Vorspannbündel begonnen. Die Vorspannarbeiten erstreckten sich bis 20. Dezember 1950, Anfang Januar 1951 wurden Fahrbahnbelag und Schotter für die Straßenbahn eingebracht und die Brücke am 10. März 1951 dem Verkehr übergeben.

Der Stahlüberbau erforderte einen Aufwand von rd. 471 t Stahlkonstruktion St 52 und St 37 und rd. 21 t Stahlguß für die Auflager, hierzu rd. 25 t Geländer und 6 t Übergänge. Die Stahlbetonplatte der Fahrbahn und Gehwege enthält rd. 750 m^3 Beton B 370, rd. 83 t Bewehrungsstahl und rd. 20 t Spannstahl St 165.

Ausführende.

Die Ausführung des Überbaus erfolgt durch die Dortmunder Union Brückenbau-AG. als Generalunternehmer. Lieferung und Montage des Stahlüberbaues wurden von dieser Firma, die Stahlbetonarbeiten mit Vorspannung von der Firma Wayss & Freytag AG., Niederlassung Essen, ausgeführt. Dem Angebot der beiden Firmen lag der Entwurf des Beratenden Ingenieurs Dr.-Ing. H. Homberg, Hagen/Westf., zugrunde, der auch in enger Zusammenarbeit mit dem Auftraggeber und den ausführenden Firmen die statische Berechnung und die Entwicklungszeichnungen als Grundlage für den Ausführungsentwurf anfertigte.

Besonderes Verdienst gebührt Herrn Landesrat und Landesoberbaurat Mönning von der Straßenverwaltung des Provinzialverbandes Westfalen, Münster, dafür, daß

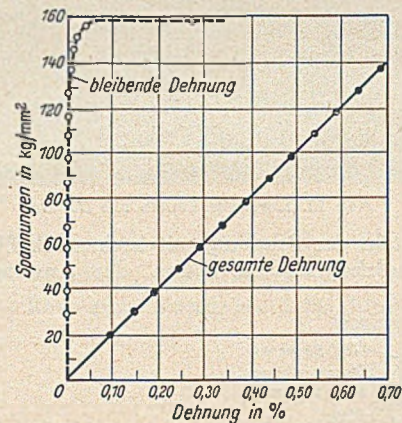


Abb. 17. Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Vorspannstahles St 165 (Drahtdurchmesser 5 mm).

er die neuartige Bauweise zur Ausführung bestimmte und wertvolle Anregungen gab. Die örtliche Baulitung lag in den Händen der Herren Provinzialbaurat Kuhlmann und Dipl.-Ing. von John vom Landesstraßenbauamt Hagen.

Literatur:

1. Fuchs, D.: Bauingenieur 25 (1950) S. 289.
2. Dischinger, Fr.: Bauingenieur 24 (1949) S. 321, Fritz, B.: Bautechnik 27 (1950) S. 37, Fröhlich, H.: Bauingenieur 24 (1949) S. 300, Fröhlich, H.: Bauingenieur 25 (1950) S. 80.
3. Homberg, H.: Einflußflächen für Trägerrost, Hagen 1949.
4. Bittner, E.: Momententafeln und Einflußflächen für kreuzweise bewehrte Eisenbetonplatten, Wien 1938.
5. Häußler, E.: Beitrag zur Berechnung von Einflußflächen umfanggelagerter Platten, Diss. TH. Hannover 1950.

Bemessung einer Stahlbetonkonstruktion mit Hilfe der Spannungsoptik.

Von Dr.-Ing. Rudolf Kuhn, München.

1. Spannungsoptisches Verfahren.

Die statische Untersuchung stößt nicht selten auf Tragwerke, die in ihrer äußeren Formgebung von den elementaren Fällen abweichen und sich einer Behandlung nach den gebräuchlichen Berechnungsverfahren entziehen. Dies tritt vor allem dann ein, wenn die Gestaltung des Bauwerks von übergeordneten Gesichtspunkten beeinflusst wird, wie z. B. im Kraftwerksbau, wo der Strömungsvorgang des Triebwassers und die Art und Aufstellung der Turbinen für die Konstruktion der Einlaufspirale und des Saugschlauches maßgebend sind. In den meisten dieser Fälle gelingt es, die vorgegebenen Konstruktionen durch vereinfachende Annahmen näherungsweise einer

spannungsrichtungen (Isoklinen), mit deren Hilfe die Spannungen an jedem beliebigen Punkt des Modells berechnet werden können. Ein Gesetz der Ähnlichkeitsmechanik gestattet z. B. bei Stahlbetonbauten die Übertragung der am Modell ermittelten Kräfte auf die Hauptausführung in Beton und die Bemessung der Stahlbewehrung. Weiterhin ist die zweckmäßige Anordnung und Richtung der Bewehrungsstäbe aus den Hauptspannungstrajektorien zu entnehmen, welche mit Hilfe der Isoklinen gewonnen werden.

Im folgenden wird über die Anwendung dieses Verfahrens auf die Bemessung einer Stahlbetonkonstruktion im Mainkraftwerk Limbach der Rhein-Main-Donau AG.

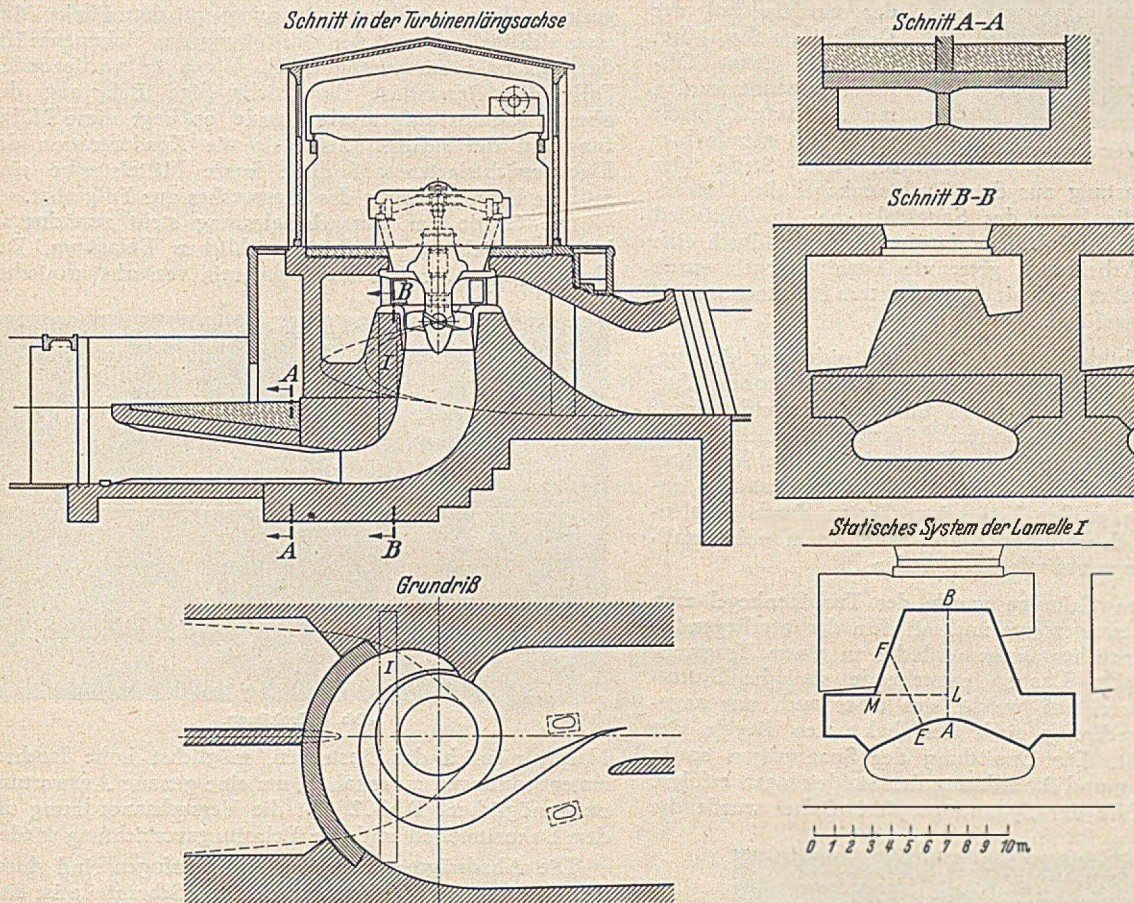


Abb. 1. Kraftwerk Limbach der Rhein-Main-Donau AG.

der elementaren Formen gleichzusetzen. In besonders schwierig gelagerten Fällen jedoch verläßt der Statiker den Weg der reinen Theorie und bedient sich des Versuches, um sich die Kenntnisse über den Verlauf der Spannungen zu erwerben, die er zur Bemessung des Tragwerkes benötigt. Hierbei leistet ihm die Spannungsoptik, ein in neuerer Zeit immer stärker in den Vordergrund tretendes Verfahren, wertvolle Dienste.

Die Spannungsoptik ist ein experimentelles Verfahren zur Bestimmung der Spannungszustände in ebenen und räumlichen Tragwerken. Die Versuche werden an einem durchsichtigen Modell aus Kunstharz durchgeführt, welches dem zu untersuchenden Bauteil — in der Regel in verkleinertem Maßstab — nachgebildet ist. Ein das Modell durchdringender, polarisierter Lichtstrahl erfährt eine Doppelbrechung, welche nach Art und Größe von den Spannungen am durchleuchteten Modellpunkt abhängt. Der Versuch liefert die Linien gleicher Hauptspannungsdifferenz (Isochromaten) und die Linien gleicher Haupt-

(RMD. A.G.) berichtet. Die Herstellung der Modelle und die Durchführung der spannungsoptischen Versuche mit der Bestimmung der Isochromaten und Isoklinen erfolgte im Auftrage der RMD. AG. in dem unter Leitung von Prof. Dr. L. Fö p p l stehenden, spannungsoptischen Laboratorium der Technischen Hochschule München, die rechnerische Auswertung im technischen Büro der RMD. AG. München.

2. Aufgabenstellung.

Die beiden Hauptelemente des Kraftwerkstiefbaues sind der Einlauf mit der Spirale um den Turbinenkegel und der Saugschlauch mit dem lotrechten Hals, dem Krümmer und dem waagrechten Endstück (Abb. 1). Die Decke des Krümmers stellt nicht nur die räumliche Trennung des Saugschlauches von der darüber liegenden Spirale dar, sondern übernimmt als Tragkonstruktion neben ihrem Eigengewicht die Lasten des Turbinenkegels mit den Turbinen- und Generatorlasten, die Wasserlast in der Spirale und die Auflagerkräfte der Spiralwand. Ihre

Stützweite nimmt dem sich erweiternden Saugschlauchprofil entsprechend mit wachsender Entfernung von der Turbinenachse zu. An seinem unteren Ende wird der Saugschlauch durch die Wand der Mittelstütze unterteilt,

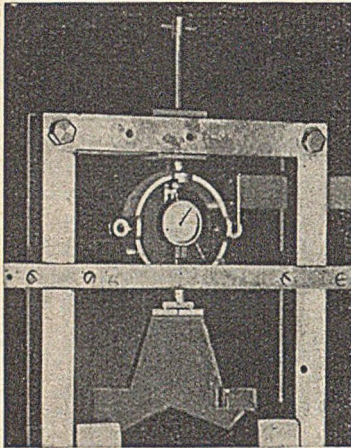


Abb. 2. Versuchsanordnung.

so daß die Decke an drei Stellen gelagert als durchlaufender Balken auf drei Stützen gerechnet und ausgebildet werden kann.

Der Beginn dieser Mittelstütze liegt bei der in Limbach angewendeten Saugschlauchform jedoch soweit von der Turbinenachse entfernt, daß der vordere Teil der Decke (Lamelle I) frei über die ganze Öffnung gespannt werden muß. Dazu kommt noch, daß gerade hier an der Stelle der

stärksten Belastung aus dem Turbinenkegel die Deckenhöhe durch die Form des Saugschlauches im Mittelteil stark vermindert wird. Der darüber liegende, durch eine horizontale Arbeitsfuge getrennte Turbinenkegel wurde bisher unbewehrt und mit einem mageren Betonmischungsverhältnis ausgeführt.

Die auszubildende Lamelle I muß nicht nur eine genügende Tragfähigkeit zur Aufnahme der hohen Turbinenlasten besitzen, sondern soll auch besonders steif sein; denn der gegen lotrechte Verformung sehr starre Turbinenkegel würde einer Konstruktion, welche unter seiner Last elastisch nachgibt, nicht folgen, sondern zumindest einen großen Teil seiner Lasten durch Schalenwirkung seitlich weiterleiten und damit kaum mehr erfassbare Spannungszustände hervorrufen.

Aus diesen Gründen wurde der Turbinenkegel zum Tragen mit herangezogen und mit dem darunterliegenden Teil der eigentlichen Krümmendecke zu einem Tragwerk zusammengefaßt. Das so entstehende statische System weist eine Form auf, welche sich einer auch nur angenäherten Berechnung nach den bekannten Regeln der Statik entzieht. Die Ermittlung der Spannungen sowie die Bemessung und Anordnung der Stahleinlagen erfolgte daher mit Hilfe der Spannungsoptik. Dabei wurde die

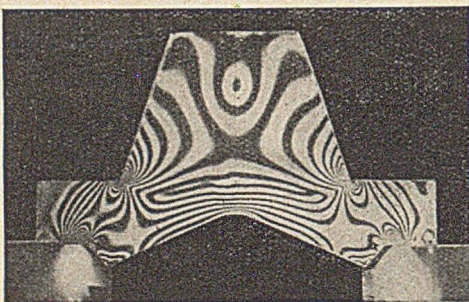


Abb. 3. Isochromaten.

Lamelle I näherungsweise als eine 0,90 m starke Scheibe mit der angegebenen Form des Schnittes in 2,3 m Entfernung von Turbinenachse betrachtet. Dies erschien berechtigt, da durch Anordnung von Arbeitsfugen ein statisches Zusammenwirken mit dem übrigen Kegel nicht in Rechnung zu setzen ist.

Die Belastung der Lamelle I beträgt insgesamt 427 t; davon entfallen 251 t auf das Lamelleneigengewicht und 176 t auf die an der Oberkante angreifende Nutzlast aus den Auflagerdrücken der Stützschaufeln.

3. Spannungsoptischer Versuch.

Zur Durchführung des spannungsoptischen Versuches wurde ein Modell der Lamelle I aus einer 1 cm starken Kunstharzscheibe (Dekorit) i. M. 1 : 80 zur Bestimmung der Isochromaten und ein zweites Modell aus einer 1 cm starken Plexiglasscheibe i. M. 1 : 50 zur Bestimmung der Isoklinen angefertigt. Der Eichversuch zu der 48 Stunden lang bei 90° C gehärteten Kunstharzscheibe ergab die spannungsoptische Konstante $S = 13,3 \frac{\text{kg/cm}^2}{\text{Ordnung}}$.

Der obere Rand wurde mit $26,6 \text{ kg/cm} \cdot 5,23 \text{ cm} = 139 \text{ kg}$ belastet. Eine Trennung der Belastung in Eigengewicht, welches über die ganze Fläche verteilt angreift, und in Nutzlast am oberen Rande ist mit Rücksicht auf das geringe Eigengewicht des Modellwerkstoffes nicht möglich; denn das Modellgewicht zusammen mit einer verhältnismäßigen Nutzlast am oberen Rande ergeben einen viel zu geringen, kaum meßbaren spannungsoptischen Effekt. Man muß sich vielmehr mit der Darstellung der Volumenkräfte durch Randlasten begnügen [1]. Wenn im vorliegenden Falle die Gesamlast als gleichmäßige Belastung des oberen Randes aufgebracht wurde, so liegt diese Näherung auf der sicheren Seite, da die Konzentration der Eigengewichtslasten auf diese kurze Mittelstrecke eine größere Beanspruchung des Tragwerkes zur Folge hat.

Die Größe der Versuchsbelastung steht zunächst in keiner Beziehung zu der tatsächlichen Belastung. Der Gesichtspunkt für ihre Wahl war rein versuchstechnischer

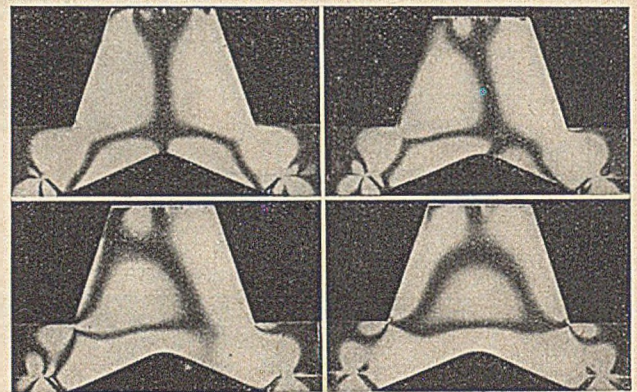


Abb. 4. Isoklinen.

Natur, nämlich das Bestreben, möglichst hohe Isochromatenordnungen zu erhalten, um eine genaue Auswertung zu ermöglichen. Abb. 2 gibt die Versuchsanordnung mit dem Dekoritmodell und der Belastungsvorrichtung wieder.

Die Abschrägungen in den Auflagerfugen sind durch den Bauvorgang bedingt. Durch diese Schrägteile ist eine Gewölbewirkung in der Scheibe ermöglicht, welche eine Verringerung der Biegungsbewehrung zur Folge hätte. Andererseits ist durch das Schwinden des Deckenbetons und die große Steifigkeit des Tragwerkes keine Gewähr für ein festes Anliegen beider Schrägflächen gegeben. Ihre günstige Wirkung wurde daher beim Versuch zugunsten der Sicherheit vernachlässigt und die Auflagerung so vorgenommen, daß nur lotrechte Auflagerdrücke entstanden.

Abb. 3 zeigt die Aufnahme der Isochromaten von dem mit zirkularpolarisiertem Licht durchstrahlten Kunstharzmodell, Abb. 4 Aufnahmen der Isoklinen von der Plexiglasplatte im linear polarisierten Licht. Diese beiden Versuchsergebnisse zusammen mit dem oben erwähnten Eichversuch bilden die Grundlagen für die vollständige Spannungsermittlung im Modell und damit für die Bestimmung der Kräfte und Bewehrungen in der Hauptausführung aus Beton.

4. Auswertung.

a) Grundlagen. Die Isochromaten sind die Linien gleicher Hauptspannungsdifferenz $\sigma_1 - \sigma_2$ (Abb. 5). An einer beliebigen Stelle erhält man durch Multiplikation

der dort abgelesenen Isochromaten-Ordnung n mit der spannungsoptischen Konstante S :

$$\sigma_1 - \sigma_2 = n S \quad (1)$$

Die Isoklinen sind die Linien gleicher Hauptspannungsrichtung. Trägt man auf jeder Isoklinie entsprechend geneigte Richtungskreuze auf, so lassen sich die Hauptspannungstrajektorien eintragen. Diese ergeben nicht nur

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\varphi. \quad (2)$$

Für die Richtung von τ ergibt sich eine einfache Vorzeichenregel, sofern angegeben werden kann, in welcher der beiden Hauptrichtungen die algebraisch größte Hauptspannung verläuft, was durch einfache Überlegungen an Hand der Hauptspannungstrajektorien oder durch

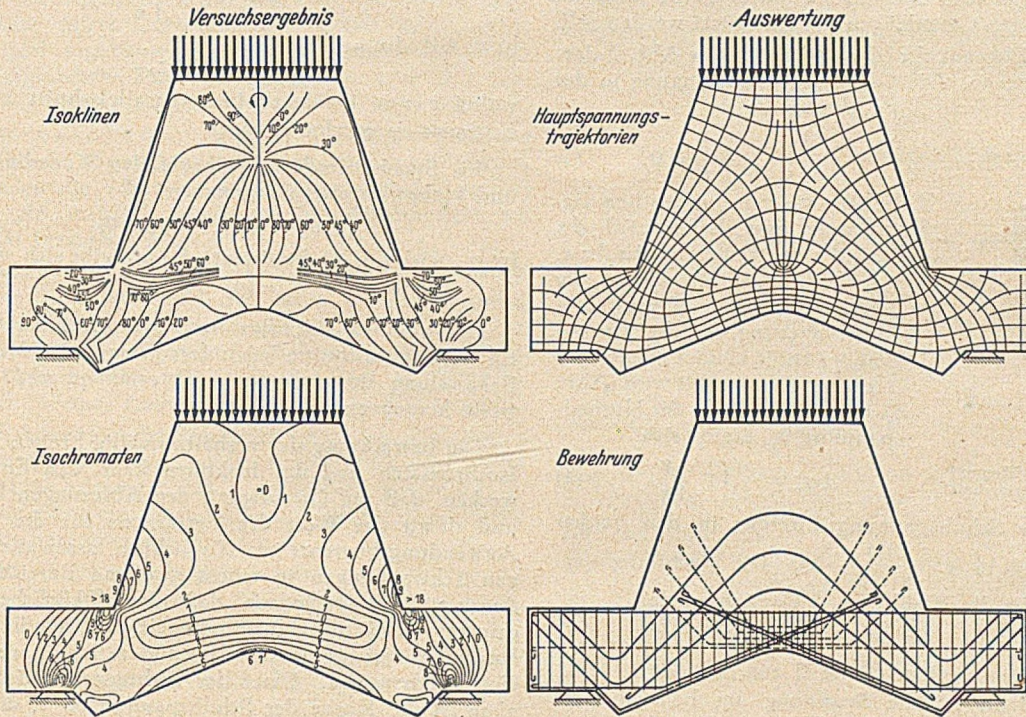


Abb. 5. Versuchsergebnisse und Auswertung.

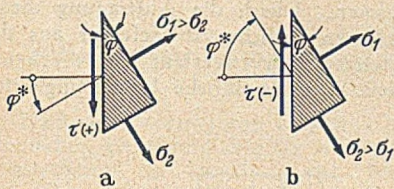


Abb. 6. Vorzeichen der Schubspannung.

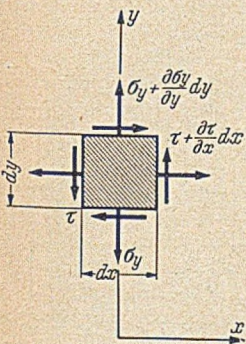
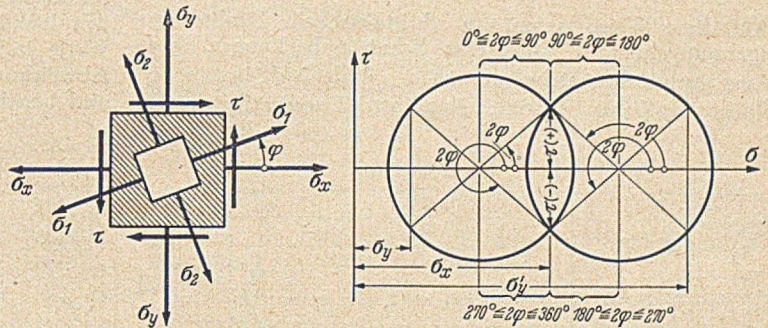


Abb. 7. Kräfte am Element.

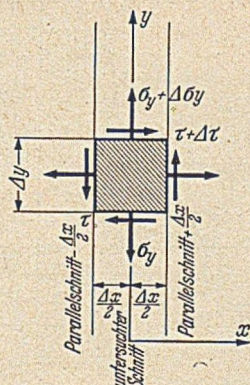


Abb. 8. Einteilung der Schnitte.

ein anschauliches Bild vom Kraftfluß, sondern sind für die Stahlbeton-Konstruktion von besonderer Bedeutung, da sie durch Darstellung der Richtungen reinen Druckes und Zuges die Richtung für die Zugeinlagen festlegen.

Nachdem mit den Isoklinen der Winkel φ zwischen einem gegebenen Schnitt und den Hauptrichtungen bekannt ist, kann die Schubspannung an diesem Punkt errechnet werden zu

| | $\tau (+)$ | $\tau (-)$ |
|-----------------------|---|---|
| $\sigma_x > \sigma_y$ | <p>$0^\circ \leq \varphi \leq 45^\circ$ Hauptrichtung zwischen x-Achse und Schubdiagonale</p> | <p>$135^\circ \leq \varphi \leq 180^\circ$ Hauptrichtung zwischen x-Achse und Schubdiagonale</p> |
| $\sigma_x < \sigma_y$ | <p>$45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$ Hauptrichtung zwischen y-Achse und Schubdiagonale</p> | <p>$90^\circ \leq \varphi \leq 135^\circ$ Hauptrichtung zwischen y-Achse und Schubdiagonale</p> |

Abb. 9. Größenverhältnis von σ_x und σ_y .

Anwendung eines Kompensators bzw. der Nagelprobe am Rand fast immer möglich ist. Der Pfeil der Schubspannung zeigt dann immer nach der Seite des Winkels φ^* zwischen der Normalen zum Schnitt und der verlängerten

Richtung der algebraisch größten Hauptspannung (Abb. 6). Der Nachweis für die Richtigkeit ist leicht aus Gl. (2) abzuleiten.

Zur Bestimmung der Normalspannungen σ_x und σ_y in einem beliebigen Schnitt stehen mehrere Auswertungsverfahren zur Verfügung. Den Vorzug der Einfachheit und Eignung für die Praxis besitzt die Methode von Frocht [2], welche hier angewendet wurde und im folgenden in ihren Grundzügen kurz erläutert werden soll.

An einem Element $dx \cdot dy$ greifen die in Abb. 7 dargestellten Kräfte an. Die Gleichgewichtsbedingung in der y -Richtung liefert

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial x} = 0. \quad (3)$$

Gehen wir zur praktischen Berechnung vom Differential dx bzw. dy zur Differenz Δx bzw. Δy über, so setzen wir an die Stelle der genauen Berechnung eine Näherung, welche um so genauer ist, je kleiner die Strecke Δx bzw. Δy gewählt wird (Abb. 8). Für den Zuwachs der Normalspannung σ_y ergibt sich

$$\Delta \sigma_y = -\Delta \tau \frac{\Delta y}{\Delta x}, \quad (4)$$

wobei $\Delta \tau$ die Schubspannungsdifferenz in den beiden Parallelschnitten in $x = \pm \frac{\Delta x}{2}$ ist. Die Rechnung vereinfacht sich für die Wahl von $\Delta x = \Delta y$, so daß

$$\Delta \sigma_y = -\Delta \tau. \quad (5)$$

Geht man nun von einer Stelle 0 aus, an der $\sigma_y = \sigma_{y0}$ bekannt ist, dann ist die Spannung am benachbarten Punkt 1

$$\sigma_{y1} = \sigma_{y0} + \Delta \sigma_y. \quad (6)$$

Auf diese Weise lassen sich schrittweise alle Punkte der Spannungskurve σ_y längs eines Schnittes bestimmen. Ein Ausgangspunkt mit bekanntem σ_{y0} findet sich immer an einem Rand mit bekannter Randlast. Zweckmäßig wählt

spannungstrajektorien zum xy -Koordinaten-System abhängig. Wie aus Abb. 9 hervorgeht, ist σ_x algebraisch größer als σ_y , wenn eine der Trajektorien in dem Winkelbereich zwischen x -Achse und Schubdiagonale liegt.

Die Berechnung vereinfacht sich bei Symmetrieschnitten (Abb. 10).

$$\Delta \sigma_y = 2 \tau \frac{\Delta y}{\Delta x}, \quad (8)$$

bzw. mit $\Delta x = \Delta y$ zu

$$\Delta \sigma_y = 2 \tau, \quad (9)$$

wobei τ nur in dem einen Parallelschnitt $x = -\Delta x/2$ bestimmt zu werden braucht.

Im Symmetrieschnitt selbst fallen Koordinatenachsen und Hauptrichtungen zusammen

$$\sigma_x = \sigma_1, \quad \sigma_y = \sigma_2.$$

Ist σ_y nach Gl. (6) bestimmt, dann ergibt sich $\sigma_x = \sigma_1$ aus

$$\sigma_x = (\sigma_1 - \sigma_2) + \sigma_y. \quad (10)$$

Ein weiteres, einfaches Auswertungsverfahren, welches für Symmetrieschnitte besonders geeignet ist, wird bei der Behandlung der Schnittes AB erläutert und zur Kontrolle herangezogen.

Die Betrachtung der verhältnismäßig breiten Linien der Isochromaten und der Isoklinen kann den Eindruck erwecken, daß die Genauigkeit der Ablesungen beschränkt und damit der Wert des Verfahrens für die praktische Anwendung begrenzt ist. Tatsächlich lassen die Ablesungen Schwankungen in einem gewissen Bereich zu. Die Auswertung zeigt jedoch, daß die willkürlichen Abweichungen durch die Notwendigkeit der Abstimmung der einzelnen Teilergebnisse aufeinander sich in recht engen Grenzen bewegen. Eines der wichtigsten Zwischenergebnisse ist die Kurve der Schubspannungen τ , die zur Berechnung der Normalspannungen im Schnitt dient. Die Schubspannung selbst wird aus den Isochromaten und aus den Isoklinen gewonnen. Durch die Auftragung dieser Werte in Kurven können örtliche Ablesefehler aus der Abweichung vom stetigen Kurvenverlauf sofort erkannt und berichtigt werden. Unvermeidliche Ungenauigkeiten

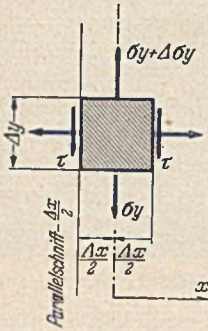


Abb. 10. Spannungen am Element in einem Symmetrieschnitt.

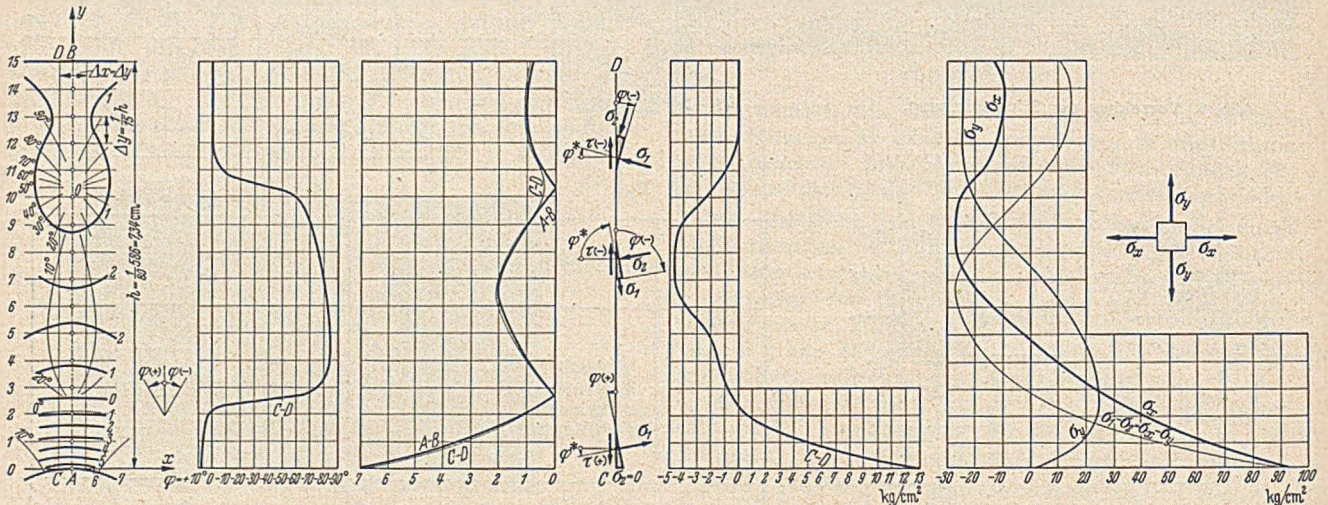


Abb. 11. Spannungsermittlung für den Schnitt AB.

man einen Punkt an einem lastfreien Rand als Beginn eines normal zum Rand verlaufenden Schnittes und läßt die y -Richtung mit dem Schnitt zusammenfallen, so daß $\sigma_{y0} = 0$ wird.

Sind längs des Schnittes σ_y und τ bekannt, dann errechnet sich σ_x nach

$$\sigma_x = \sigma_y \pm \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 - 4 \tau^2}. \quad (7)$$

Das Vorzeichen der Wurzel ist von der Lage der Haupt-

bei sehr flachen Schnitten werden spätestens beim Auftragen der berechneten τ -Kurve erkannt, da diese gerade für Ablesefehler der Isoklinen außerordentlich empfindlich ist. Dadurch sind ständig Kontrollmöglichkeiten vorhanden, welche die Ableseungenauigkeiten weitgehend ausgleichen. Dazu kommt noch an strittigen Stellen des Isochromaten- oder Isoklinenverlaufs, wie z. B. bei Kreuzungen usw., die in der spannungsoptischen Praxis geübte Methode, Belastung bzw. Polarisationsrichtung um

den maßgebenden Wert schwankend zu verändern, wodurch der Verlauf von Linien klargestellt wird, der in einer photographischen Aufnahme oft nicht einwandfrei zu erkennen ist. Außer diesen Proben auf dem spannungsoptischen Gebiet sind weitere Kontrollen durch die Statik möglich wie Aufstellung von Gleichgewichtsbedingungen in Schnitten, Vergleich der Spannungszustände in einzelnen Gebieten mit Lösungen ähnlicher, elementarer Formen usw. Diese Untersuchungen haben im vorliegenden Beispiel ergeben, daß der Fehlerdurchschnitt der spannungsoptischen Kräfteermittlung um 4%, der verhältnismäßig seltene Fehlerhöchstwert um 10% liegt.

b) Durchführung. Zur Bestimmung der Kräfte, welche für die Bemessung der Bewehrung maßgebend sind, wurden die Schub- und Normalspannungen in den Schnitten AB und EF sowie die Schubspannungen im Schnitt LM berechnet (Abb. 1).

Schnitt AB. Der Schnitt verläuft in der Symmetrieachse für System und Belastung. Die Bestimmung der Spannung (Abb. 11) erfolgt also nach Gl. (8) bis (10). Die Schnittlänge des Modelles von $b = 7,34$ cm wurde in 15 Abschnitte geteilt; mit $\Delta x = \Delta y$ liegt der Parallelschnitt CD in einer Entfernung von $x = -b/30$ von AB.

Zunächst werden die Neigungen der Haupttrichtungen im Schnitt CD aus den Isoklinen sowie die Kurve der Isochromaten-Ordnungen für beide Schnitte ermittelt. Damit können nunmehr die Schub- und Normalspannungen tabellarisch berechnet werden.

Für die errechnete Kurve der Normalspannung σ_x , welche als Grundlage für die Bemessung der Bewehrung dient, werden folgende Kontrollen durchgeführt. Die Resultierenden der Spannungsflächen betragen: Zugkraft $Z = 89,7$ kg, Druckkraft $D = 84,1$ kg. Dies bedeutet ge-

genüber einem Mittelwert von 86,9 kg eine Abweichung von $\pm 3,2\%$.

Die Summe der Momente der einzelnen Spannungsflächen im Bezug auf den Punkt O beträgt $M = 331,5$ cmkg, das Moment der äußeren Kräfte (Abb. 12): $M = 344,5$ cmkg. Der Fehler der Spannungsermittlung ist somit 13,0 cmkg oder 3,8%.

Ferner beträgt die Spannung σ_y normal zur oberen Begrenzung im Punkt 15 nach der Berechnung 24,2 kg/cm². Dem steht die tatsächliche Belastung von 26,6 kg/cm²

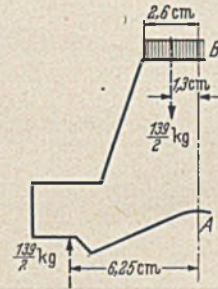


Abb. 12. Moment der äußeren Kräfte in bezug auf den Schnitt AB.

gegenüber. Der Fehler beträgt somit 9,3%. Dabei ist zu bedenken, daß die Spannung σ_y an jedem Punkt längs des Schnittes AB schrittweise aus dem vorhergehenden Wert errechnet wurde und der angegebene Fehler somit die Summe aller Einzelfehler darstellt; der geringe Einfluß auf das Gesamtergebnis ist daraus zu ersehen, daß die Probe zu der aus σ_y berechneten σ_x -Kurve nur 3–4% Fehler aufzeigt.

(Schluß folgt.)

Kurze Technische Berichte.

Schalbauten System Zeiss-Dywidag im Ausland.

Nach dem Vortrag von H. R ü s c h auf der Tagung des Deutschen Betonvereins 1939 in Wien [Deutsche Hallenkonstruktion im Ausland, vgl. Bautechnik 17 (1939)

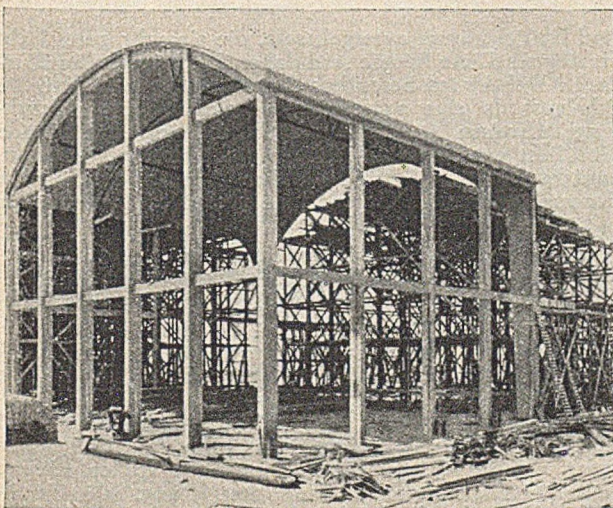


Abb. 1. Erster Bauabschnitt einer Tonnenhalle für eine Kunstseidenfabrik in Arnheim.

nach dem System Zeiss-Dywidag in Lizenz gebaut wurden, beschrieben. Anschließend wird über eine Flugzeughalle in Amerika berichtet, die nach der Zeiss-Dywidag-Schalbauweise gebaut wurde.

Die ersten in den Niederlanden nach dem Krieg verwirklichten Wiederaufbauten wurden nach dem Schalbauverfahren gebaut, da Wirtschaftlichkeit und Schnelligkeit der Ausführung den Vorrang anderen Bauweisen gegenüber den Ausschlag gaben.

Als statisches Modell der Schale wird ein ausgehöhlter Balken oder Halbrohr benutzt, dessen Wan-

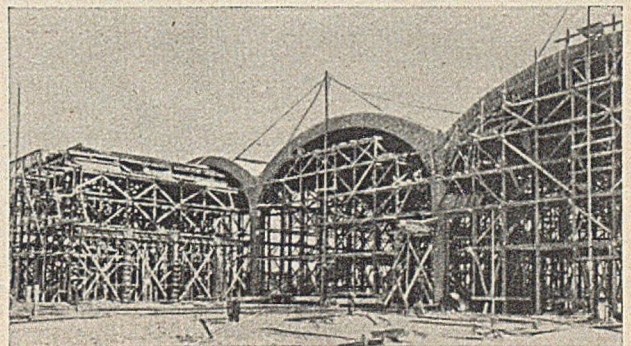


Abb. 2. Einrüstung der Tonnenhalle für die Kunstseidenfabrik in Arnheim.

S. 371] sind in deutschen Zeitschriften keine weiteren Veröffentlichungen über Hallenbauten im Ausland nach dem Schalbausystem Zeiss-Dywidag bekannt. So scheint es angebracht, über einige Aufsätze in ausländischen Zeitschriften zu berichten. Zunächst werden die Schalbauten in den Niederlanden, die von den Niederland'schen Maatschappij voor Havenwerken N. V., Amsterdam,

dungen im Verhältnis zur Spannweite sehr dünn sind und dessen Rohr-Krümmungsradius im Verhältnis zur Spannweite ebenfalls sehr klein ist. Ein derartiges Rohr oder Schalgewölbe trägt in Richtung der Erzeugenden, und zwar treten bei einer Einfeldschale an den Kämpfern Zug- und im Scheitel Druckkräfte auf. Um diese Tragwirkung in der Richtung der Erzeugen-

den zu erzielen, muß die Schale an ihren Enden durch Binderscheiben ausgesteift und das Gewölbe gegenüber der Stützlinie erhöht sein. Außerdem werden die Ränder der Schale am Kämpfer durch besondere Zugglieder verstärkt. Besonders wird darauf hingewiesen, daß die genaue Berechnung der Schalengewölbe schwierig und umfangreich ist und Spezialisten vorbehalten ist. Aus diesem Grunde und um die notwendigen Gerüste vielfach zu verwenden,

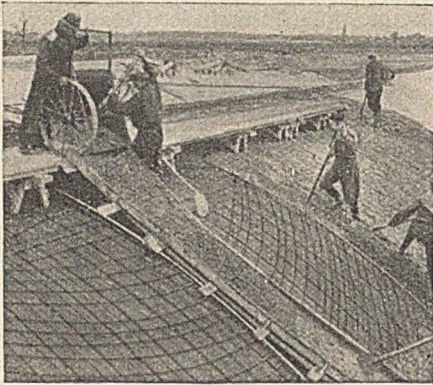


Abb. 3. Betonierung der Tonnenhalle der Kunstseidenfabrik in Arnheim.

ist der Konstrukteur bedacht, beim Entwurf für Schalengebauten tunlichst gleiche Spannweiten und Abmessungen zu wählen.

Die erste nach dem Verfahren Zeiss-Dywidag gebaute Halle ist das Rohlager der Kunstseidenfabrik in Arnheim. Dieser Bau besteht aus drei Hallenschiffen von je 25 m Breite und 100 m Länge mit einer Gesamtfläche von 7500 m². Die Querspannweite der nach einem Kreis gekrümmten Schale beträgt dabei 25 m und die Längsspannweite 20 m, wobei die Schale durch Rahmenbinder ausgesteift ist. Alle 20 m ist eine Dehnungsfuge vorgesehen. Die Schale ist 7 cm dick, und die Höhe der Halle beträgt 17,50 m (Abb. 1).

Die auf diesem Bild ersichtlichen Zwischenstützen in den Seitenfronten dienen nicht zur Unterstüzung des Randträgers, sondern sollen nur das Mauerwerk aussteifen. Auf dem gleichen Bild sind unter der Schale Rippen zu erkennen, die die Knicksicherheit der Schale erhöhen und die gleichzeitig eine Katzbahn für eine Nutzlast von 2 t aufnehmen. Die Unterteilung der Halle in mehrere Dehnungsfelder machte es möglich, die Gerüste vielfach zu verwenden, und zwar wurde für jede der drei Hallen je ein Gerüst ausgeführt, das innerhalb der Halle längs verschoben wurde. Während auf dem einen Gerüst bewehrt und auf dem zweiten betoniert wurde, wurde das dritte Gerüst ausgerüstet und verschoben.

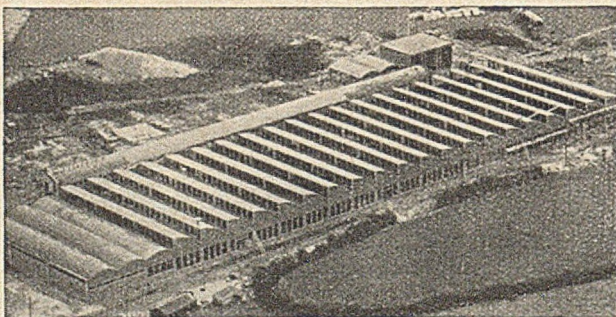


Abb. 4. Luftbild der Reifenfabrik „Vredestein“. Im Vordergrund drei mit Tonnen überdeckte Speicherräume. Die restlichen Felder sind mit Shedschalen überdacht.

Auf Abb. 2 sieht man deutlich die drei Ausbaustufen. Mit diesem Verfahren gelang es, die Ausführungszeit wesentlich zu verringern, und es wurden innerhalb von drei Wochen 1500 m² Hallenfläche hergestellt. Auf eine gute Verarbeitbarkeit und ausreichende Festigkeit des Betons wurde besonderer Wert gelegt. Die genaue Dicke der Schale von 7 cm wurde durch Schablonen überprüft.

Abb. 3 zeigt das Betonieren der Schale und einen Ausschnitt der Bewehrung.

Diese Halle wurde während des Krieges durch Bomben getroffen. Rund 200 Einschläge wurden festgestellt, die in der Schale Löcher von einem Durchmesser bis zu rd. 4 m verursachten. Diese Beschädigungen konnten ohne große Kosten behoben werden. Durch die räumliche Tragwirkung der Schale wurde trotz der hohen Trefferzahl ein Einsturz der gesamten Halle vermieden, da die Schalenerkräfte sich in die benachbarten nicht getroffenen Querschnitte der Schale verlagerten.

Ein weiterer Schalenbau in Holland ist die Halle für die Reifenfabrik „Vredestein“ mit einer Grundrißfläche von 9000 m² (Abb. 4), die in 32 Wochen gebaut wurde, und zwar in einer Zeit, in der Baustoff- und Facharbeitermangel sich besonders unangenehm fühlbar machten. Die Halle ist 46 m breit, und in der Mitte befinden sich zwei Stützenreihen, so daß sich eine Längsspannweite der Schale von $3 \times 15,33$ m ergibt. In der Querrichtung spannt die Schale 8 m, und die Dicke der Schale beträgt ebenfalls 7 cm. Für die Einrüstung benutzte man in gleicher Weise wie beim Bau des Volkswagenwerks in Deutschland Holzgerüste aus einzelnen vorgefertigten großflächigen Teilen, die mit einem kleinen Kran versetzt wurden (Abb. 5).

Es wurden drei Schalenreihen eingerüstet. Damit war es möglich, die Baudurchführung nach einem gewissen Taktverfahren (Einrüsten, Bewehren, Betonieren, Ausschalen) herzustellen. Die drei ersten Felder der obigen Halle sind Speicherräume, die mit Tonnenschalen ohne Oberlicht überdeckt wurden. In den weiteren Feldern

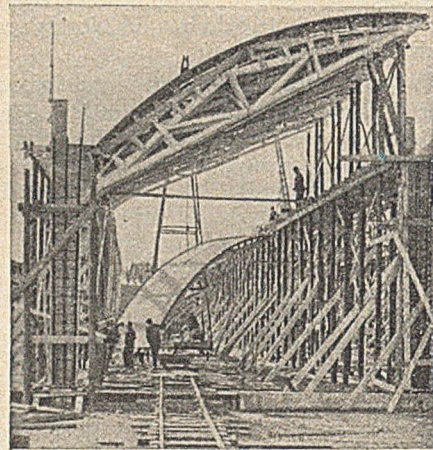


Abb. 5. Einrüstung der Halle für die Reifenfabrik „Vredestein“.

sind Betriebsräume untergebracht, die ein sehr gutes Licht verlangen. Diese Räume sind daher mit Shedschalen überdacht. Dabei wird besonders darauf hingewiesen, daß die Schalensheds eine ausgezeichnete gleichmäßige Beleuchtung aufweisen, da das durch das Fenster eindringende Nordlicht von der Schale, die wie ein Hohlspiegel wirkt, zurückgeworfen wird und dadurch auch an der Südseite der zu belichtenden Gegenstände zusätzliche Lichtquellen entstehen (Abb. 6).

Die Schalensheds sind zur Unterstüzung dieser Wirkung gehobelt und im Krümmungsradius der Schale verlegt, damit auch die kleinsten Unregelmäßigkeiten während der Ausführung später keine Schatten werfen.

Eine ähnliche Fabrikanlage wurde für die Säckefabrik Bates-Cepro in Velzen gebaut. Die Shedhalle für die Baumwollspinnerei Hengelo (Abb. 7) weist in der Querrichtung große Spannweiten auf; die Shedschalen sind durch Fachwerkträger abgefangen. Die in der Fensterfront angeordneten schrägen Zugstangen wirken störend und bedürfen einer dauernden Unterhaltung, da in Textilhallen hohe Luftfeuchtigkeiten auftreten und unverkleidete Stahlteile daher leicht rosten. Durch eine Verstärkung des Rinnenträgers wäre es wohl möglich gewesen, diese Zugstangen zu vermeiden.

Wie aus den Abbildungen hervorgeht, sind bei den Schalensheds teilweise lotrechte und teilweise geneigte Fenster vorgesehen. Hierfür wird folgende Erklärung gegeben: Durch Versuche ist bewiesen, daß der Lichteinfall bei geneigten Sheds größer ist als bei solchen mit lotrechten Fenstern, daß aber die Lichtgüte, die sich mit

der Forderung deckt, störende Lichtgegensätze zu vermeiden, bei Sheds mit lotrechten Fenstern besser ist. Die lotrechten Fenster sind leichter zu reinigen. Für ihre Verglasung genügt in Holland Rohglas, während bei geneigten Fenstern Drahtglas eingebaut werden muß. Die

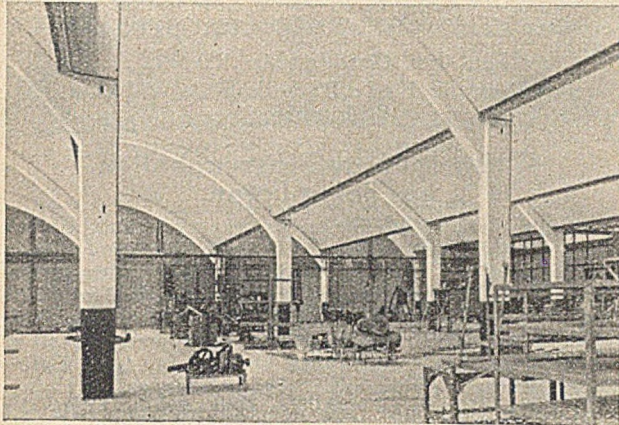


Abb. 6. Innenaufnahme der Reifenfabrik „Vredestein“, aus der die gute Belichtung der Halle zu erkennen ist.

wesentlichsten Vorteile der Sheds mit geneigten Fenstern, ihr geringerer Massenverbrauch und damit geringere Baukosten, die in Deutschland zumeist den Ausschlag für die Wahl geneigter Sheds geben, werden merkwürdigerweise nicht erwähnt. Der geringe Massenverbrauch ist besonders dadurch zu erklären, daß ein Teil der Dachfläche durch die Verglasung ersetzt wird. Darüber hinaus ist die Wahl, ob lotrechte oder geneigte Fenster, in letzter Hinsicht von der Ansicht des Architekten abhängig, nachdem die im Krieg wegen der Spiegelungsgefahr bestehende Vorschrift, nur lotrechte Sheds zu bauen, entfallen ist.

Auf eine Wärmedämmung der Schalengewölbe wird in Holland wegen des dort herrschenden gemäßigten Seeklimas zumeist verzichtet, und der größere Wärmeverlust bei starkem Frost durch einen erhöhten Brennstoffverbrauch in Kauf genommen. Dagegen werden auf Dächer der Textilindustrie Wärmedämmschichten verlegt, um bei niedrigen Außentemperaturen eine Schwitzwasserbildung an der Schale unter Berücksichtigung der in der Halle auftretenden hohen relativen Luftfeuchtigkeit auf alle Fälle zu vermeiden. Zu diesem Zwecke wurde z. B. bei der Säckefabrik Velzen ein unbrennbares Mineralprodukt „Vermiculite“ in der Stärke von 6 cm auf die Schale aufgebracht.

Es wird nochmals besonders betont, daß die Schalensbauweise für Hallen sich auch in den Niederlanden mehr

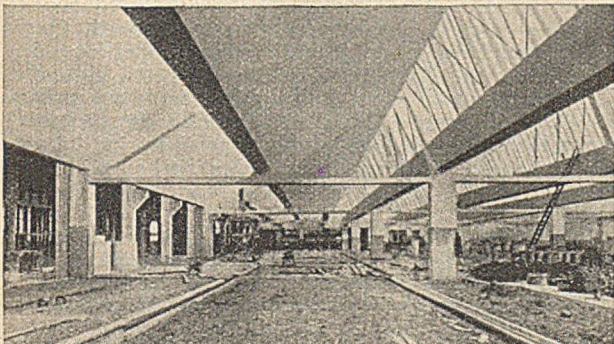


Abb. 7. Innenaufnahme der Baumwollspinnerei Hengelo. Die Schalen werden durch Fachwerkträger in der Längsrichtung abgefangen, so daß sich Spannweiten von 12 auf 25 m ergeben.

und mehr durchsetzt, da sie durch ihre Eleganz, Leichtigkeit und saubere Ausführung den Bauherrn besticht.

In der zweiten Veröffentlichung wird über den Bau einer Flugzeughalle in Schalensbauweise berichtet, die in Rapid City, S. Dak, Amerika, gebaut wurde. Die Pläne für diese Halle arbeitete die Firma Roberts & Schaefer, Chicago, aus, während die Ausführung in den Händen der Firma Steenberg Constructino Co. in St. Paul, Minn.,

lag. Eine vollständig gleiche Halle wurde gleichzeitig in Limestone Me. errichtet.

Für die Wahl der Schalensbauweise waren nachfolgende Vorteile gegenüber den anderen Bauweisen ausschlaggebend:

- Standfestigkeit der Halle bei Erschütterungen durch Bomben oder Erdbeben,
- feuersichere Konstruktion,
- geringe Baukosten und geringe Unterhaltungskosten,
- ausreichend hohe Toröffnung in der Stirnfront, um das rund 18,30 m hohe Leitwerk eines B 36-Bombers unbehindert einfahren zu können.
- Verwendung von an Ort und Stelle verfügbaren Baustoffen wie Kies, Zement und Holz,
- geringer Bedarf an Facharbeitern.

Ein weiterer Vorteil wurde in der erhöhten Wirtschaftlichkeit gesehen, wenn weitere ähnliche Hallen am Ort gebaut werden, da dann das Lehrgerüst und die Schalung, die allein 100 000 \$ kosten, wieder verwendet werden können, und da dann die Belegschaft gut eingearbeitet ist, wodurch sich die Lohnaufwendungen verringern.

Die Halle hat eine lichte Weite zwischen den Säulen von 103,6 m, eine Länge von 95,8 m und eine maximale lichte Höhe von 27,4 m (Abb. 8). Die Halle wird mit einer Schale überdeckt, die im Scheitel 12,7 cm und an den Kämpfern 17,8 cm dick ist. Die Schale wird im Abstand von 7,62 m durch oberhalb der Schale liegende Bogenbinder ausgesteift, die eine Breite von 0,51 m und eine Höhe von 1,52 m aufweisen. Die 95,8 m lange Dachfläche

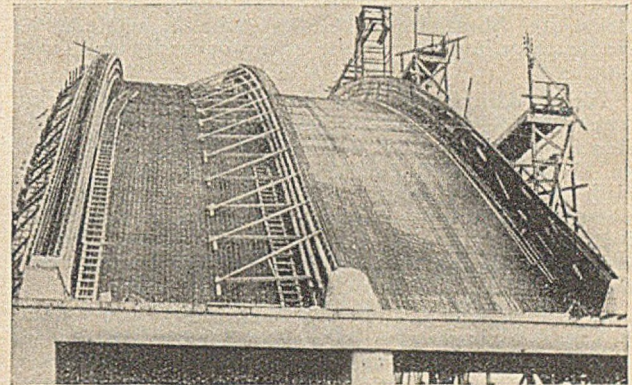


Abb. 8. Die eine Hälfte der 103,6×95,80 m großen Flugzeughalle für Bomber ist fertiggestellt.

wird, um die bei einer derartig hohen Halle beträchtlichen Kosten für die Rüstung zu senken, in sechs Abschnitte eingeteilt, die durch Dehnungsfugen getrennt werden. Ein Abschnitt hat eine Breite von 15,20 m und besteht aus einem mittleren Bogenbinder, zwei Dehnfugenbogenbindern und dazwischenliegenden Schalengewölben (Abb. 9).

Die Lage der Binder oberhalb der Schale ist ungewöhnlich und bedingt einen höheren Baustoffverbrauch in den Rippen als bei Lage der Rippen unterhalb der Schale; erstens, weil die entlastende Wirkung durch Außermittigkeit der Schalenskräfte N_p entfällt, und zweitens, weil die Schale nicht im Scheitel als Druckplatte herangezogen werden kann.

Diese Anordnung wurde gewählt, da eine durchgehende Schalung ohne untenliegende Rippen in Amerika wesentlich billiger ist und da obenliegende Rippen ein Verschieben des Lehrgerüsts erleichtern. Die Bogenbinder geben ihre Stützkräfte an in der Spannrichtung des Bogens breite Stützen ab. Alle 30,40 m sind die Stützen als Doppelstützen ausgebildet. Für die Gründung dieser Stützen waren zunächst großflächige Fundamente vorgesehen, bei denen der auftretende Bogenschub durch die Bodenreibung aufgenommen werden sollte. Als sich aber nach genauen Untersuchungen herausstellte, daß der Boden diese Kräfte nicht aufnehmen konnte, da zwischen Kies und Sand weiche Tonschichten lagerten, wurden die Fundamente auf Betonpfähle gegründet. Diese Betonpfähle werden bis auf den tragfähigen Schieferboden, der in 3,60 bis 7,60 m Tiefe liegt, heruntergeführt. Den Horizontal Schub der Binder nehmen Zugbänder auf, die aus sechs Rundestahlfäden von 2½" Stärke aus Nickelstahl bestehen.

Der Beton der Fundamente und Säulenfüße wurde durch Rutschen eingebracht und mit Rüttlern verdichtet. Die Säulen wurden mit Hosenrohren betoniert, die wegen der länglichen Form der Stützen oval waren. Der Beton wurde mit einem Greiferkran eingebracht. In die Säulenschalung wurden Öffnungen eingeschnitten, um von dort aus den Beton zu rütteln. Für die Betonierung der Schale einschließlich Rippen war die Halle — wie oben erwähnt

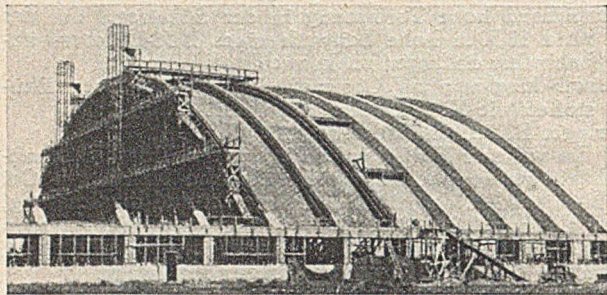


Abb. 9. Die Schale eines 15,2 m breiten Blockes wird mit Baustahlgewebe und Rundeseisen für die Schrägeisen bewehrt.

— in sechs große Blöcke mit 15,20 m Breite und 103,6 m Länge eingeteilt. Für einen derartigen Block wurde das verschiebbare Lehrgerüst hergestellt (Abb. 10).

Dieses Gerüst wurde nach dem Betonieren des dritten Bauabschnittes durch einen Sturmwind vollständig zerstört, so daß der Unternehmer gezwungen war, für die letzten drei Abschnitte das Gerüst nochmals anzufertigen. Die Fertigstellung verzögerte sich dadurch um sechs Monate.

Für die Grundbewehrung der Schale wurde Baustahlgewebe und für die Schrägeisen wurden normale Rundeseisen eingebaut. Der Beton für die Schale, dem der besseren Verarbeitbarkeit halber 4 % Luft beigemischt ist, wurde durch zwei 33,5 m hohe Stahltürme auf die Dachfläche gebracht und von dort durch zweirädrige Karren unter Zwischenschaltung eines Silos verteilt. Die Betonierung begann gleichzeitig an beiden Kämpfern, um ein verschiedenartiges Setzen des Gerüstes zu vermeiden.

Als Festigkeit des Betons waren 295 kg/cm² nach 28 Tagen vorgeschrieben. Das Ausrüsten der einzelnen Dachabschnitte, wofür eine Mindestfestigkeit des Betons von 176 kg/cm² vorgeschrieben war, wurde besonders sorg-

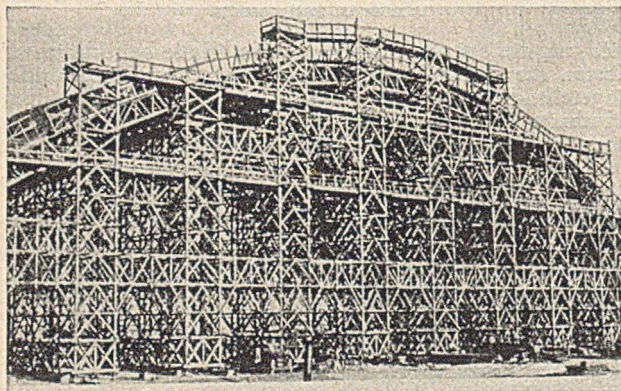


Abb. 10. Einrüstung eines Blockes. Das Gerüst wird auf Schienen in der Längsrichtung der Halle verfahren. Die Kosten für die Einrüstung betragen allein 100 000 Dollar.

fältig ausgeführt. Gleichzeitig mit dem Ausrüsten wurden die im Boden liegenden Zugstangen angespannt. Der Grad der Anspannung wurde durch sorgfältige Messungen im Vergleich mit der Ausrüstung der Halle überprüft.

Von den Ausbaurbeiten ist besonders die Art der Heizung interessant. Für diese wurden im Betonfußboden Heizrohre von 1½ und 2" Durchmesser verlegt. Zusätzlich wurden in den vier Ecken der Halle vier große Einheitsraumheizer aufgestellt.

Diese großflächige Flugzeughalle wird in Zukunft zu den bemerkenswertesten Schalenbauten in Amerika zählen, nachdem vorher die Sportarena in Hershey, die Eislaufbahn in Haverford und mehrere großflächige Indu-

strialhallen nach dem Schalenbausystem Zeiss-Dywidag gebaut wurden.

[Nach 1. „Les Voutes Minces en Béton aux Pays-Bas“ in La Technique des Travaux 25 (1949) S. 101—110; 2. L. W. Prentiss: „Thin Concrete Arch Roof Provides 340 — Ft. Clear Span for Bomber Hangar“ in Civil Engineering 19 (1949) S. 86—90; 3. „Monolithic Concrete Aeroplane Hangars“ in Engineering 168 (1949) S. 297—299 u. 310.]

Dipl.-Ing. Hans-Joachim Eulitz,

Oberingenieur der Firma Dyckerhoff & Widmann KG., München.

Weitgespannte Flugzeughallen aus Spannbeton.

Infolge der Rissefreiheit des vorgespannten Betons kann dessen gesamter Querschnitt ausgenutzt werden, was zu einer großen Gewichtersparnis gegenüber dem Stahlbeton führt. Dieser Vorteil kommt erst bei größeren Spannweiten voll zur Wirkung. Nur mit dieser Bauweise ist es daher möglich, Räume von mehr als 40 m Lichtweite mit Balkenträgern zu überdecken, deren Formänderungen genau beherrscht werden können.

In Belgien hat man nach dem Kriege eine Halle mit 4 Toren von 50 m Lichtweite gebaut, bei der die Deckenbalken parallel zu den Toren verlaufen und die dazwischen verbleibenden Streifen durch normale Stahlbetonplatten überdeckt sind. In Indien hat die englische Militärverwaltung während des Krieges zwei Zweischieffhallen mit ebenfalls 50 m Torweite und 40 m Tiefe ge-

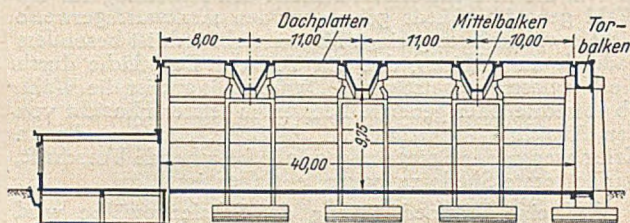


Abb. 1.

baut, bei der jedoch die Balken, mit der gekrümmten Dachplatte zu Zylinderschalen vereinigt, senkrecht zu den Toren abgestützt werden. Der Vergleich beider Systeme, von denen das erstere in der „belgischen“ Bauweise (Magnet) und unter Verwendung von Fertigteilen, das letztere in der „französischen“ Bauweise (Freysinot) als Ortbeton ausgeführt wurde, ist sehr aufschlußreich für ihre Beurteilung.

1. Bei der belgischen Ausführung in Melsbroek bei Brüssel erwies sich das Projekt der F. N. V. Strabed auch gegenüber Stahl hinsichtlich der für den Flugbetrieb erwünschten geringen Bauhöhe und der Kosten als überlegen. (Vgl. Bauingenieur 25 (1950) S. 29.)

Die Hallen sind mit Hohlbalken von 50 m Stützweite überspannt, die Trapezquerschnitt besitzen, durch Querswände ausgesteift sind (Abb. 1) und parallel zu den Toren verlaufen. Zur Erzielung einer größeren Lichthöhe in der Mitte sowie eines Dachfalles sind die Balken nach oben gesprengt (Abb. 2). Dadurch kommt die geradlinig geführte Bewehrung jeweils angenähert in die statisch günstigste Höhe zu liegen. Der Torbalken besitzt mit Rücksicht auf die Ansichtsfläche rechteckigen Kastenquerschnitt.

Zwischen zwei benachbarten Hallen, die man zu einem Raum zusammenfassen wollte, konnten die Balken nicht mehr auf Stützen aufgelegt, sondern mußten durch einen 14 m breiten Unterzug abgefangen werden. Dieser besitzt



Abb. 2.

ebenfalls Kastenquerschnitt (Abb. 3). Da er sehr große Lasten aufzunehmen hat (insges. 3000 t) und sehr gedrungene Form besitzt, mußten die erheblichen Querkkräfte durch vorgespannte Zugdiagonalen aufgenommen werden. Diese Drähte verlaufen frei im Innern des Kastens, während die vorgespannte Bewehrung der Balken nachträglich mit Mörtel umhüllt wird.

Die Balken wurden auf dem Fußboden der Halle in der endgültigen Grundrißlage betoniert und vorgespannt, wobei die Balkenköpfe zwischen den zugehörigen Stützenpaaren lagen. An diese wurden dann flache, leiterartige Stahlstützen angeschraubt, zwischen denen eine Hubtraverse durch Riegel gehalten wurde (Abb. 4). Auf dieser

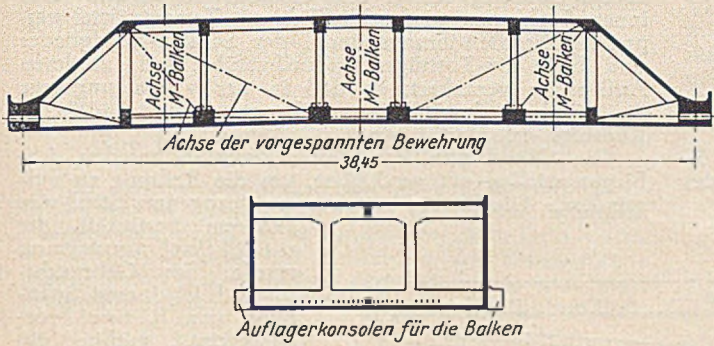


Abb. 3.

Traverse standen zwei hydraulische Pressen mit 50 cm Hub, mit denen die Balken von 300 t Gewicht absatzweise 9 m hochgedrückt und beim Auswechseln der Pressen durch Riegel abgefangen wurden. War die Stützenkopfhöhe erreicht, so wurden die Balken mit Hilfe von angeschraubten Betonpaßstücken abgesetzt (Abb. 5).

Der Beton wurde mit 400 kg Portlandzement/m³ Beton hergestellt und besaß eine Festigkeit von 450 kg/cm² nach 28 Tagen. Er wird in der überdrückten Zugzone mit 150,

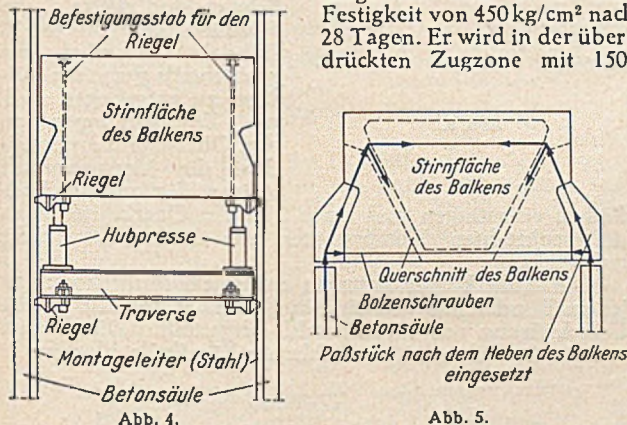


Abb. 5.

in der Druckzone mit 135 kg/cm² beansprucht. E wurde zu 300 000 kg/cm² angenommen und zu 350 000 aus Durchbiegungsmessungen errechnet. 8 Monate später ermittelte man $E = 440 000$ kg/cm², entsprechend einer Festigkeit von etwa 600 kg/cm².

Die Bewehrung besteht aus einem Stahl mit 14 t/cm² Festigkeit, der zum ersten Mal mit 7 mm Φ verwendet wurde. Er wird mit 9 t/cm² angespannt. E wurde zu 2000 t/cm² ermittelt. Die Spannungsverluste setzte man infolge Schwinden mit $\epsilon_s = 0,4 \%$, infolge Kriechen mit 25% der elastischen Verkürzung bei Belastungsbeginn nach 2 Monaten (bei früherer Belastung 100%) an. Ferner wird ein Spannungsverlust von 4% infolge Stahlkriechen angenommen. Insgesamt nahm man einen Spannungsrückgang um 8% von 9,0 t/m² = 0,72 t/cm² an, der in der Rechnung jedoch zur Sicherheit mit 12% eingeführt wurde. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen, das infolge des geringen Anteils der Nutzlast die Betonspannung in Höhe der Bewehrung und dementsprechend der Kriechverlust im Stahl gering ist.

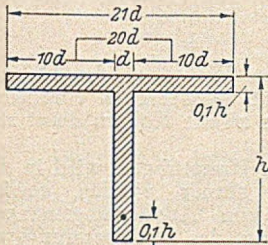


Abb. 6.

Von der statischen Berechnung werden die Überlegungen über die vorhandenen Sicherheiten wiedergegeben. Für die Knicksicherheit des plattenartigen Obergurtes wird eine interessante Näherung angegeben, die ähnlich dem Marcus'schen Ansatz auf dem Zusammen-

wirken gekreuzter Träger aufbaut. Die Bruchsicherheit bei Biegung wird für die beiden Grenzwerte der nur an den Enden verankerten Bewehrung ohne Verbund (die Höhenlage zur Stabachse wird jedoch durch die Querschotten gesichert) und der Bewehrung mit Verbund berechnet. Es wird vorausgesetzt, daß die Verformungen

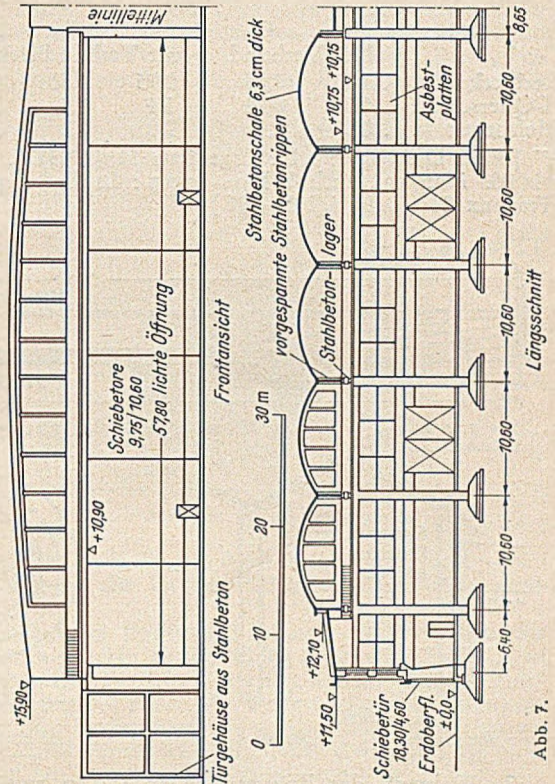
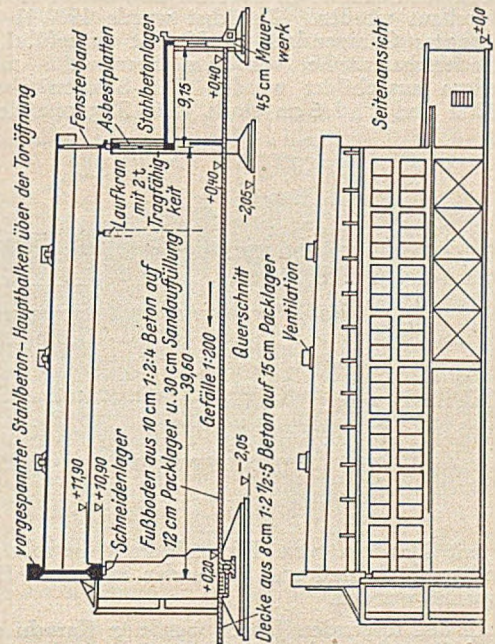


Abb. 7.



beim Bruch des Stahls so groß sind, daß auch der Beton im plastischen Bereich beansprucht wird. Die Stahlspannkraft wird beim Bruch ohne Verbund der Vorspannkraft, mit Verbund der 1,6fachen Vorspannkraft gleichgesetzt, während die Betonpressung auf höchstens den 4fachen Gebrauchswert begrenzt wird. Für die beiden Grenzfälle eines Rechteckquerschnittes und eines sehr schlanken T-Querschnitts (Abb. 6) ergeben sich folgende Sicherheiten, ausgedrückt durch das Verhältnis $n_1 = \frac{\Delta p}{p}$ und $n_2 = \frac{\Delta p}{q}$ wobei Δp die mögliche Steigerung der Verkehrslast bis

zum Bruch, und $q = g + p$ die Gesamtlast bedeutet. Der Balken von Melsbroek liegt in seinem Verhalten dazwischen. Nach der bei uns üblichen Definition wird als Maß für die Sicherheit das Verhältnis n_3 der Bruchlast zur Gesamtlast, d. h. $n_3 = \frac{q + \Delta p}{q} = 1 + n_2$ benutzt.

| | n_1 | n_2 | n_1 | n_2 | n_3 |
|-----------------|--------------|-------|--------------------|-------|-------|
| | ohne Verbund | | mit Verbundwirkung | | |
| Rechteck . . . | 1,17 | 0,64 | 2,75 | 1,51 | 2,51 |
| T-Querschnitt . | 0,35 | 0,24 | 1,4 | 1,0 | 2,0 |
| Melsbroek . . . | 0,9 | 0,4 | 2,8 | 1,2 | 2,2 |

[Nach Duyster: De Ingenieur 61 (1949) 5. Bt. 37 bis 98. Man vgl. auch J. Bontrop: La Technique des Travaux 24 (1948) S. 285—296.]

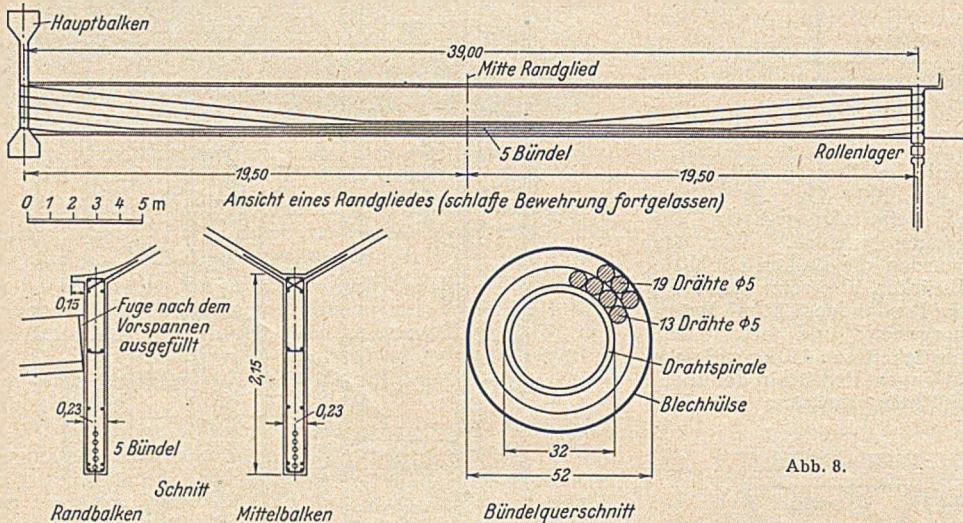


Abb. 8.

und wird mit max. 81 kg/cm² beansprucht. Die Bewehrung besteht aus Bündeln von 32 parallelen Drähten, ϕ 5 mm, die in zwei konzentrischen Kreisen um eine innere Drahtspirale von 32 mm ϕ herum angeordnet sind (Abb. 8). Die Bündel erhalten eine Hülle aus dünnem Blech, um das Anhaften des Betons zu verhindern, da sie in der Schalung verlegt und einbetoniert werden. Der innere Hohlraum wird schließlich mit Zementmörtel verpreßt. Die Bewehrungsbündel der Schalen-Randglieder sind durch die Torträger hindurchgeführt und auf deren Außenseite verankert, so daß in der Verbindungsfuge die Stützkraft durch Reibung übertragen wird und keine Konsolen erforderlich sind.

Die Oberflächen der Bündel wurden an den Abbiegungsstellen gut geschmiert, um die Reibung zu vermindern. Die Drähte bestehen aus gezogenem Stahl von 15,5 t/cm² Festigkeit, der mit 9,6 t/cm² vorgespannt wurde. Im Gebrauchszustand wird eine Spannung von 8,1 t/cm² vorausgesetzt, mithin ein Abfall aus Kriechen und Schwinden von 1,5 t/cm². Hieran soll ersteres mit $\frac{2}{3}$, letzteres mit $\frac{1}{3}$ beteiligt sein, entsprechend Verkürzungen des Stahles von 0,25 ‰ bzw. 0,5 ‰.

Die Randglieder der Schalen sind mit je 5, die Hauptbalken mit je 28 Bündeln bewehrt, die größtenteils gegen die Auflager zu aufgebogen sind, um Zugspannungen an der Oberseite zu vermeiden, die Vorspannkraft gleichmäßig auf die Endteile der Querkräfte durch die senkrechten Komponenten der Bündelspannkraft aufzunehmen.

2. Während des Krieges sind in Indien zwei große Hallen aus Spannbeton nach der Bauweise von E. Freyssinet gebaut worden. Zunächst wurde 1940/41 ein weitgespanntes Garagendach in Meerut ausgeführt, das als Zylinderschalenreihe von 36 m Spannweite mit Randgliedern ausgebildet wurde. Die Schalen überspannen 10,50 m und sind 6 cm stark. Die Zugzone der Rippen

flächen einzutragen und einen Teil der Querkräfte durch die senkrechten Komponenten der Bündelspannkraft aufzunehmen.

Die Ankerkörper bestehen aus einem Mutterkonus an jedem Bündelende und sind aus hochwertigem Beton mit Umschnürung aus Normalstahl hergestellt. Die Drähte werden in diesen mittels stählerner Rundkeile blockiert.

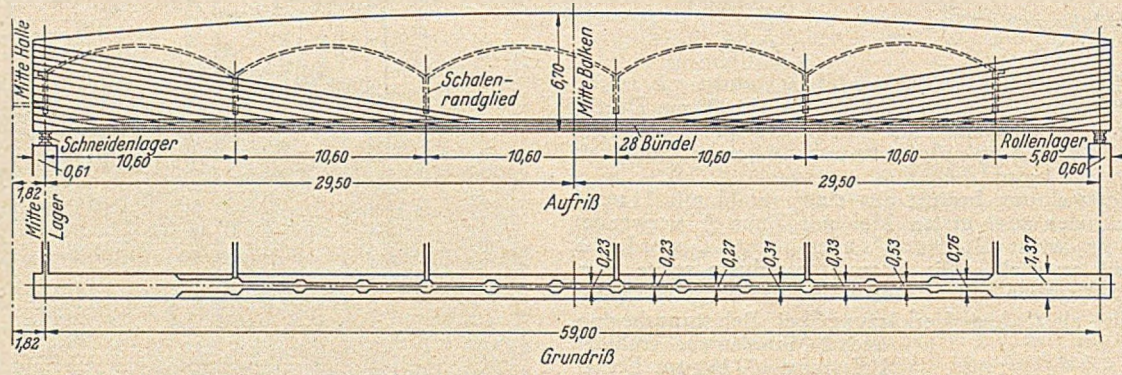


Abb. 9. Hauptbalken-Bewehrung.

ist mit Bündeln von Hartstahldraht bewehrt, die mit Blech umhüllt sind und gegen den erhärteten Beton vorgespannt wurden.

In den folgenden Jahren wurde in Karachi eine Flugzeughalle gebaut, bei der man das gleiche System anwandte. Die Schalen besitzen 39 m Spannweite, sonst die gleichen Abmessungen. An der Vorderfront ruhen je 5 von diesen auf einem 59,0 m weit gespannten Unterzug (Abb. 7, 8, 9). Sämtliche Teile wurden auf fester Rüstung betoniert und heben sich beim Vorspannen von dieser ab. Das Tragwerk ist durch feste und Rollenlager sowie Pendelstützen sorgfältig statisch bestimmt gestützt, um Schwind- und Temperaturbewegungen zu ermöglichen.

Vom Beton wurde beim Vorspannen im Alter von 28 Tagen eine Festigkeit von 280 kg/cm² verlangt. Er wurde mit normalem Portlandzement hergestellt, besaß nach 28 Tagen einen Elastizitätsmodul von 200 000 kg/cm²

Für das Anspannen wurden Freyssinet'sche Doppelpressen benutzt, die bei 420 at Wasserdruck eine Kraft von 86 t ausüben können. Der zweite Kolben dient zum Eintreiben der Rundkeile.

Die statische Bewehrung des Hauptträgers wird in den Grundzügen wiedergegeben. Ferner werden gewisse Schwierigkeiten, die infolge von Ausführungsmängeln auftraten und zur Behinderung des Vorspannungsvorganges führten, in vorbildlicher Offenheit mitgeteilt und ihre Folgen für den Spannungszustand diskutiert. Das Ergebnis wird an den beobachteten Durchbiegungen nachgeprüft und durch diese bestätigt, so daß die vorausgesetzte Vorspannwirkung als tatsächlich vorhanden nachgewiesen wird.

[Nach Sexton: Journal Inst. Civil Engineers 29 (1947/48) Nr. 2 December 1947 S. 109—130.]

Bei einem Vergleich springt die Überlegenheit der Freyssinet'schen Bauart sofort ins Auge, da mit dieser

eine monolithisch zusammenhängende Überdachung erhalten wird, während die Zusammensetzung aus Fertigteilen ohne in Vorspannung versetzte Verbindungsfugen mit den Nachteilen der „Baukastenmethode“ behaftet ist. Ferner ist der Entwurf 2) hinsichtlich der aufgewandten Baustoffmengen überlegen, sowie hinsichtlich der Sicherheit durch die nachträgliche Herstellung des vollen Verbundes und durch die Kontinuität des Tragwerkes.

Dr.-Ing. Gotthard Franz, Bad Vilbel.

Kernbohrung an der Fahrbahnplatte der Köln—Deutzer Rheinbrücke.

Die Fahrbahnausbildung der Köln—Deutzer Rheinbrücke war in jüngster Zeit öfters Gegenstand fachlicher Diskussionen, nachdem der Entwurfsverfasser Dr. Leonhardt [1] selbst auf die Entstehung von Rissen hingewiesen hatte. Die Ursachen der Rißbildung sind wohl Temperaturdifferenzen und Schwinden. Das unterschied-

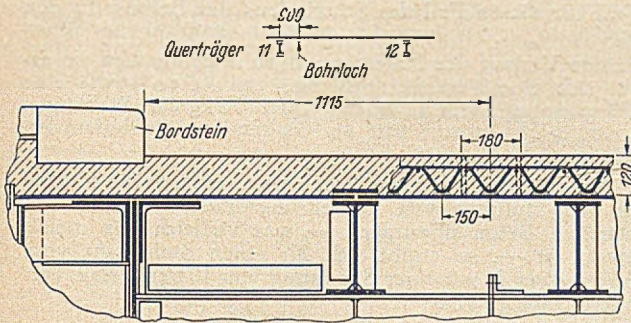


Abb. 1. Fahrbahn Köln-Deutzer Rheinbrücke.

liche Verhalten gegenüber der Fahrbahn der Sulzthalbrücke ist jedoch noch unklar. Eine theoretische Grundlage für die Untersuchung der verschiedenen Einflüsse auf die neue Fahrbahntafel der Köln—Deutzer Rheinbrücke bringt Hirschfeld [2].

Bekanntlich handelt es sich bei der Köln—Deutzer Brücke um eine 12 cm starke Stahlbetonplatte auf einem

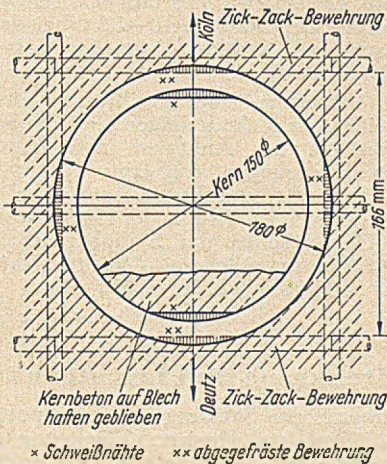


Abb. 2. Grundriß des Bohrkerns.

12—45 mm starken Deckblech. Der Verbund ist durch aufgeschweißte Zickzackeisen hergestellt (Abb. 1). Rechnerisch ist die Betonplatte zusammen mit dem Deckblech bei den Längsträgern herangezogen, während sie bei den Hauptträgern nicht berücksichtigt ist; die Zusatzspannungen in der Betonplatte infolge Hauptträgerwirkung sind selbstverständlich trotzdem nachgewiesen.

Die Risse sind für die Sicherheit des Bauwerks ohne Bedeutung, sofern hierdurch keine Korrosionserscheinungen im Deckblech auftreten. (Siehe auch Wästlund [3] S. 5).

Zur Untersuchung der letzteren und wegen der allgemeinen Bedeutung für Verbunddecken führte das Tiefbauamt der Stadt Köln eine Kernbohrung an einem der

breitesten Risse, der in der Nähe einer Arbeitsfuge lag, durch.

Da zu erwarten war, daß bei der Bohrung eine Schweißstelle der Zickzackbewehrung angetroffen würde, die ein Loslösen des Betonkerns vom Deckblech verhindert hätte, wurden sorgfältige Vorversuche an einem Versuchsstück mit einem besonders hergerichteten Bohrkopf durchgeführt. Nachdem feststand, daß es möglich war, in der zur Verfügung stehenden Zeit, Betonplatte und Deckblech aus St 52 zu durchbohren, wurde die Boh-

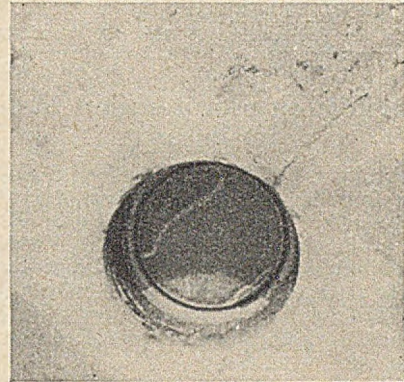


Abb. 3. Bohrung in der Stahlbetonplatte.

rung — wegen des starken Verkehrs in der Nacht — mit dem Bohrgerät des Landesstraßenbauamtes Köln durchgeführt.

Der langsame Bohrfortschritt und das Verhalten des Bohrgerätes (öfters Ansetzen des Bohrzylinders) zeugten von der großen Festigkeit des Betons, der auch ein gutes Aussehen zeigte. Nach 45 Minuten war der Betonkern und die Bewehrung durchbohrt. Das ursprünglich vorgesehene Durchbohren des Deckbleches erwies sich als nicht nötig, da der Betonkern sich vom Blech löste.

Beim Lösen des Betonkerns zeigte es sich, daß der Bohrzylinder genau zwischen zwei Zickzackeisen, die quer zur Brückenachse verlaufen und an den angebohrten Stellen der Längsbewehrung genau zwischen zwei Längseisen angesetzt worden war.

Der Betonkern hatte sich größtenteils in glatter Fläche vom Blech gelöst, ein geringer Teil blieb am Blech haften (Abb. 2 u. 3). Die größere hell umrandete Fläche zeigt

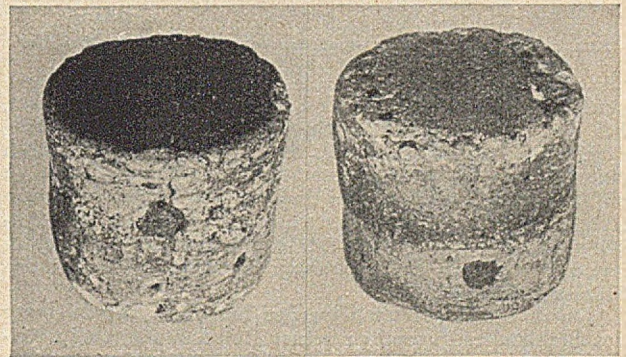


Abb. 4. Oberfläche des Betonkerns.

Abb. 5. Unterfläche des Betonkerns.

die Betonreste, die kleinere Reste der Schweißnaht des Zickzackeisens. Das Deckblech wies keinerlei Rostansatz auf, es hatte das Aussehen eines neuen Walzmaterials.

Den 12,5 cm starken Betonkern zeigt Abb. 4 und 5. Auf Abb. 4 ist der Riß auf der Oberfläche der Fahrbahn zu erkennen, der ungefähr an der Querbewehrung entlang läuft. Er verjüngt sich nach unten, auf der Unterseite (Abb. 5) ist er nicht mehr zu erkennen und auf der gegenüberliegenden senkrechten Seite kaum feststellbar. An der Unterseite ist auch festzustellen, wo der Beton am Blech haften blieb. Der Betonkern blieb bei der Entnahme trotz des Risses zusammen, ein Beweis dafür, daß der Riß nicht bis zum Deckblech durchging.

Wenn auch diese einzelne Bohrung nicht genügt, um mit Sicherheit Rückschlüsse auf den Zustand der gesamten Fahrbahn zu ziehen, so kann aber doch, da der Versuch an einem der breitesten Risse stattfand, angenommen werden, daß an anderen Stellen keine ungünstigeren Verhältnisse vorliegen. Die Bohrung dürfte also beweisen, daß die Sicherheit des Bauwerks durch die verschiedenen Risse nicht beeinträchtigt ist.

Reg.-Baum. Franz Braun, Köln.

Literatur:

1. Leonhardt: 26 (1949), S. 336.
2. Hirschfeld: Bauingenieur 25 (1950), S. 191 u. 305.
3. Wästlund: Bautechnik 26 (1949), S. 5.

Die Verankerung von geraden Stahlstäben im Beton.

Der Widerstand, den der einbetonierte Stahlstab gegen Verschieben in seiner Längsachse leistet, ist die Ursache für das Zusammenwirken der beiden Baustoffe im Stahlbetonbau und für die Kraftübernahme bei Verankerungen. Er kann auf drei Einzelwirkungen zurückgeführt werden, die teils gleichzeitig, teils nacheinander wirksam sind: die eigentliche Haftung, hervorgerufen durch die Klebkraft der umhüllenden Zementschicht, die Reibung und der Scherwiderstand.

Das Anhaften bedingt eine Verbindung zwischen Stahl und Beton, bei der die Spannungen in dem Stab jeweils proportional den Formänderungen des Stabes und des Betons sind. Bei dem Verlauf der Haftspannungen

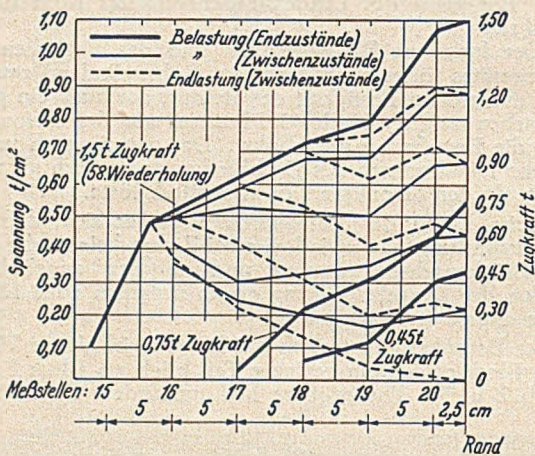


Abb. 1. Verlauf der Spannungen im Versuchsstab bei mehrfacher Be- und Entlastung.

sind zu unterscheiden: 1. der Fall des Verankerungsstabes, bei dem die Zugkraft an einem aus dem Beton herausragenden Stabende angreift und die Spannungen nach einem Exponentialgesetz, vom äußeren Ende nach innen zu abfallen und 2. der Fall, bei dem das Stabende spannungsfrei ist und die Spannung nach einem sinusförmigen Anstieg im mittleren Stabbereich einen Höchstwert erreicht, wie z.B. bei den vorgespannten Bewehrungsdrähten des Stahlsaitenbetons.

Durch die Reibung werden bei einer Verschiebung des Stahlstabes gegenüber seiner Betonummantelung Reibungskräfte erzeugt, die stets der Verschiebung entgegenwirken und unabhängig von der Größe der Verschiebung konstant bleiben. Die Kraftaufnahme infolge Reibung ist nicht ohne weiteres umkehrbar, es ergibt sich bei der umgekehrten Krafttrichtung jeweils eine andere Verteilung der Spannungen.

Der Scherwiderstand entsteht durch Unregelmäßigkeiten in der Oberfläche des Stahlstabes, so daß eine Verschiebung nur möglich ist, wenn die den Stab umhüllende Zementschicht zerstört wird.

Um die Veränderlichkeit der Spannungen bei geraden Ankerstäben zu überprüfen, insbesondere um auch den Spannungsverlauf bei mehrfacher Be- und Entlastung klarzustellen, wurden mehrere Versuche durchgeführt mit einem einbetonierten Stahlrohr von 1,10 m Länge und 1,37 cm² Fläche bei 20 mm äußerem und 15 mm innerem Durchmesser, bei dem durch 20 im Abstand von 5 cm

verteilten Meßstellen auf Grundlage der elektrischen Widerstandsmessung die Dehnungen angezeigt werden.

Als Ergebnis der Herausziehversuche konnte festgestellt werden: Der Versuchskörper, der 6 Tage feucht gehalten und anschließend an der Luft gelagert wurde, zeigte zuerst das übliche Quellen und dann das Schrumpfen infolge Schwindens des Betons. Die bei der Schwindverkürzung gemessenen Spannungen erreichten im mittleren Bereich des Stabes eine Höhe von rd. 500 kg/cm² bei einer Zugspannung des Betons von 17–18 kg/cm², die ohne erkennbare Risse aufgenommen wurden. Auf diese Druckspannung σ_m bezogen ergeben sich für das Stabende die folgenden Spannungswerte:

| Meßstelle | Abstand vom Rand | Bereich $\sigma_m < 340 \text{ kg/cm}^2$ | Bereich $\sigma_m > 340 \text{ kg/cm}^2$ |
|-----------|------------------|--|--|
| 1 | 2,5 cm | 40 % | konstant |
| 2 | 7,5 cm | 94 % | konstant |
| 3 | 12,5 cm | 100 % | 100 % |

Wird für diesen Fall des Schwindens des Betons für den Bereich $\sigma_m < 340 \text{ kg/cm}^2$ der oben angegebene sinusförmige Verlauf der Haftspannungen angenommen, so ergibt sich eine Verankerungslänge von 9,6 cm sowie eine Haftspannung von 12 kg/cm² oder 76 kg/cm Stablänge. Ab $\sigma_m > 340 \text{ kg/cm}^2$ tritt am Stabende ein Gleiten mit konstanten Reibungskräften ein.

Werden die Ergebnisse des Versuches und der Theorie auf die Haftung von Bewehrungsdrähten von vorgespanntem Beton übertragen — was vielleicht ein wenig gewagt ist —, so ergibt sich für einen Stahldraht vom Durchmesser D mit einer Spannung von 10 t/cm² eine Verankerungslänge von

$$L = 3.7 \sqrt{D} + 56 D \text{ [cm]},$$

was für

| | | |
|---------------------|-----------------|-----------------|
| $D = 5 \text{ mm}$ | 3 mm | 2 mm |
| $L = 30 \text{ cm}$ | 17 cm | 11 cm |

bedeutet.

Bei den Versuchen mit mehrfacher Be- und Entlastung wurde die Zugkraft zuerst von 0 auf 0,45 t, dann von 0 auf 0,75 t und anschließend von 0 auf 1,5 t gesteigert. Diese letzte Stufe wurde 60mal wiederholt. In der Abb. 1 ist der Verlauf der Spannungen in dem Endbereich des Stabes bei den ersten Laststufen 0,45 t und 0,75 t sowie bei der 58. Wiederholung der Belastung 0–1,5 t, bei der letzteren das Anwachsen und Nachlassen der Zugkraft in Stufen von 0,30 t, dargestellt.

Aus den Versuchen kann geschlossen werden, daß für sehr kleine Längenänderungen in Größenordnung von etwa $\frac{1}{100} \text{ mm}$ das Anhaften maßgebend ist, für größere Längenänderungen von etwa $\frac{6}{100} \text{ mm}$ wird die Verbindung durch Reibungskräfte hergestellt. Bei noch größeren Verschiebungen wird in der Hauptsache die Sperrung durch Unebenheiten der Staboberfläche, d. h. die Scherfestigkeit der umhüllenden Zementschicht wirksam. [Nach Traveaux 33 (1949) S. 260–264.]

Herbert Fröhlich, Dortmund.

Turmdrehkrane und Leichtbaukrane.

Das Bestreben, zur Senkung der Transportkosten im Baubetrieb Höhen- und Horizontalförderung ohne Umladung nacheinander oder möglichst gleichzeitig vorzunehmen, führte frühzeitig zur Entwicklung der Turmdrehkrane (Tabelle 1).

Dabei ist auf einem als Fahrgestell ausgebildeten Unterwagen ein drehbarer Turm aufgesetzt, dessen Spitze einen verstellbaren Ausleger trägt. Unmittelbar über dem Turmunterbau ist das Führerhaus eingebaut, von dem aus der Kranführer die ganze Baustelle übersieht und die Spezialelektromotoren steuert. Drei verschiedene Bewegungen: das Fahren auf Schienen, das Drehen des Auslegers und das Lastheben können einzeln oder gleichzeitig durchgeführt werden. Im Unterbau (TK 16/2) sowie im Führerhaus (TK 50) wird das entsprechende Gegengewicht eingelagert. So wurden Geräte geschaffen, die insbesondere für große und größte Bauten das Förderproblem einmal technisch überhaupt lösten und zum anderen infolge Verminderung der Transportanteile die Baukosten

wesentlich senkten. Die Montage erfolgt mit Hilfe eines Montagemastes (Abb. 1).

Tabelle 1
Turmdrehkran-Typen, Bauart Kaiser

| Type | TK 16/2 | | | | TK 30 | | | |
|-----------------|-----------------------|------|------|------|-----------------|------|------|------|
| Ausführung | 3 Motoren-Elektrokran | | | | | | | |
| Ausleger m | 20 | 15,5 | 11 | 8,5 | 20 | 15 | 10 | 6 |
| Tragkraft kg | 750 | 1000 | 1500 | 2000 | 1500 | 2000 | 3000 | 5000 |
| Rollenhöhe m | 23 | 31 | 35 | 37 | 27 | 37 | 41 | 44 |
| Heben m/min | 40 | | 20 | | 45 | | 20 | |
| Fahren m/min | 30 | | | | 30 | | | |
| Drehen U/min | 1,2 | | | | 1,1 | | | |
| Spurweite m | 2,8 | | | | 3,8 | | | |
| Ballast kg | 20 000 | | | | 28 500 4 500 | | | |
| Erstentwicklung | 1928/1950 | | | | 1928 | | | |

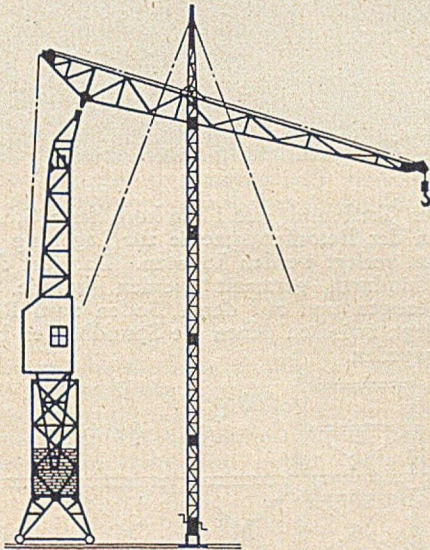


Abb. 1. Aufsetzen des Auslegers, als letzter Arbeitsgang beim Montieren eines Turmdrehkrans, mittels Montagemasts. Bauart Kaiser, St. Ingbert (Saar) und Oberlahnstein (Rhein).

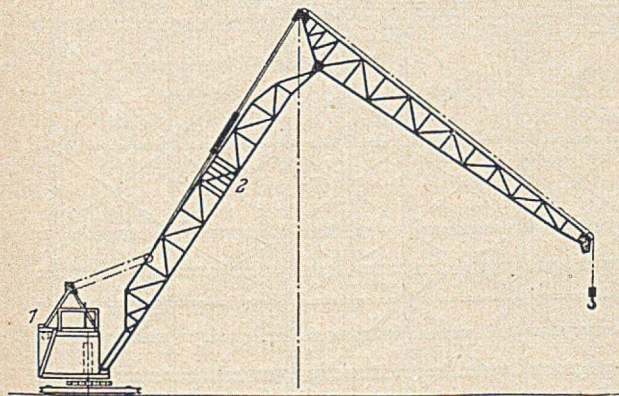


Abb. 2. Leichtbaukran TK 8 mit 2 Führerständen (1, 2) bei der Selbstmontage. Bauart Kaiser, Oberlahnstein (Rhein).

Konstruktion und Aufstellweise verbieten — wirtschaftlich gesehen — den Einsatz der Turmdrehkrane bei kleinen Objekten, wozu heute bei uns allgemein der Wohnungsbau zählt, obwohl auch hier die Lösung des

Problems der gleichzeitigen Horizontal- und Höhenförderung dringend erforderlich ist. Schon 1948 wurde daher ein schienenfahrender Leichtbaukran für Elektro- oder Dieselmotorantrieb (Tabelle 2) entwickelt, der wesentlich billiger als ein großer Turmdrehkran ist und sich überdies ohne Hilfsgerät selbst montiert.

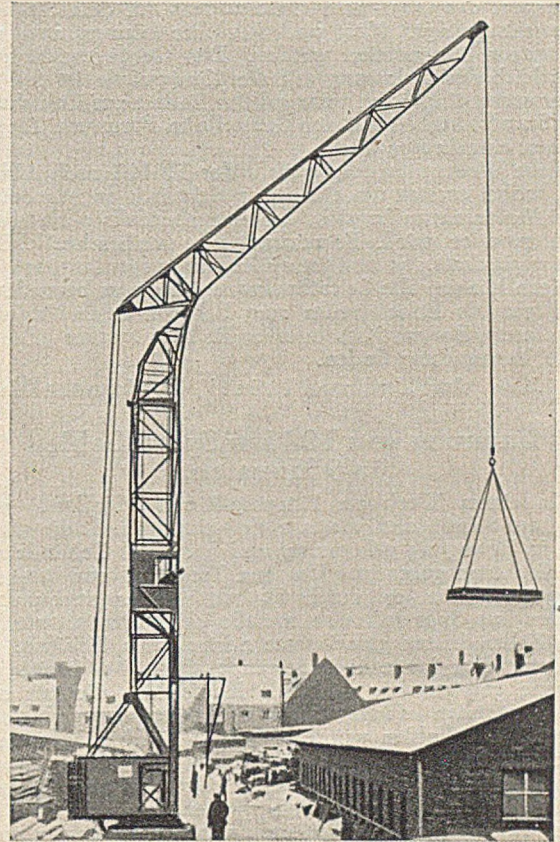


Abb. 3. Leichtbaukran TK 14/1 in 11-m-Stellung. Der Kran montiert sich selbst ohne Hilfsgerät. Bauart Kaiser.

Für einen größeren Arbeitsbereich folgte 1949 der BK 7,5, der konstruktiv bereits wieder das typische Kaiser-Kran-Bild zeigt, und aus dem der TK 8 mit erhöhtem Führerstand und zweitem Führerstand im Mast entstand (Abb. 2). Dabei handelt es sich ebenfalls um einen Elektro- oder Dieselmotorenkran, bei dem über entsprechende Kupplungen jede der drei Bewegungen —

Tabelle 2
Leichtbaukran-Typen, selbstmontierend, Bauart Kaiser

| Type | BK 4,2 | | TK 8 | | | TK 14/1 | | |
|-----------------|--------------------------|-----|---------|-----|------|-----------------------|------|------|
| Ausführung | Diesel- oder Elektrokran | | | | | 3-Motoren-Elektrokran | | |
| Ausleger m | 7 | 5 | 12,5 | 9 | 7 | 16 | 11 | 6 |
| Tragkraft kg | 600 | 900 | 600 | 800 | 1000 | 850 | 1200 | 2000 |
| Rollenhöhe m | 14 | 17 | 18 | 24 | 25,5 | 20 | 28 | 31 |
| Heben m/min | 25 | | 40 | | | 45 | 16 | |
| Fahren m/min | 22 | | 25 | | | 26 | | |
| Drehen U/min | 1,4 | | 1,2 | | | 1 | | |
| Spurweite m | 2,0 | | 2,5 | | | 2,5 | | |
| Ballast kg | 2000 | | 3500 | | | 7500 3500 | | |
| Erstentwicklung | 1948 | | 1949/50 | | | 1950 | | |

Fahren, Drehen und Heben — für sich oder zusammen eingeschaltet werden kann. Um eine gute Anpassungsfähigkeit an die im Baubetrieb immer wieder wechselnden Arbeitsstellen zu erreichen, werden diese Krane mit einem gummiereiften Straßenfahrwerk ausgerüstet, mit dem der BK 4.2 in seiner Gesamtheit als Anhänger von Baustelle zu Baustelle verfahren wird, während beim TK 8 nur der Transport des Ober- und Unterwagens auf dem Straßenfahrwerk erfolgt. Mast und Ausleger können aber mit Lastwagen transportiert werden. Das Gegengewicht zum Ausgleich der Belastung auf die Königssäule ist fest im Oberwagen eingebaut, während der Ballast zur Erreichung der Standsicherheit auf der Baustelle in Form von Ziegelsteinen eingebracht wird.

Eine Weiterentwicklung stellt der TK 14/1 nach Abb. 3 dar, wobei es sich um einen nur elektrisch angetriebenen Drei-Motorenkran handelt, der aber ebenfalls ohne Hilfsgerät montiert wird. Er zeichnet sich durch schnelle Einsatzbereitschaft aus und ist außerdem kurvenfahrig. Im übrigen können alle Leichtbaukrane mit einem besonderen Ausleger als Einsilgreifer zum Räumen oder Umladen von losem Boden, Kies oder Splitt oder vorher gelöster Erde Verwendung finden.

Ing. Ferdinand Pristl, Oberlahnstein/Rh.

Rammen von 104 km Spundbohlen in 9 Monaten.

In einem Werk am Patapsco-River (Maryland) war der aus Treibsand bestehende Untergrund die Auflast in Bewegung gekommen und hatte ein Gebäude aus der Richtung gebracht. Um den Treibsand zur Ruhe zu bringen, mußte er durch 18 miteinander verbundene Zellen aus Spundwänden umfaßt und gefestigt werden. Die Zellen hatten gemeinsame normal zum Gebäude gerichtete 60 m lange Scheidewände und 10 m breite gebogene gewölbeartig wirkende Kopfseiten, die mit den Scheidewänden durch besondere Y-Bohlen verbunden waren. Die Bohlen wurden 27—30 m tief bis in braunen Ton gerammt.

Die Bohlen von 52,4 kg/m Gewicht und 38,4 cm Breite von Schloß bis Schloß wurden der Höhe nach in zwei Teile zerlegt, wobei im unteren Teil immer zwei Bohlen von 11,6 m und 15,8 m Länge bei 27,4 m Gesamtlänge bezgl. 12,8 und 17,2 m bei 30 m Gesamtlänge miteinander abwechselten. Um gleichmäßige Rammtiefe zu

erreichen, wurden im ersten Arbeitsgang die Bohlen durch 4,2 m lange Aufsatzstücke ausgeglichen, die am Ende des ersten Rammabschnitts entfernt wurden.

Da im ganzen 104 lfd. km Bohlen zu rammen waren, verwendete der Unternehmer eine besondere, sehr leistungsfähige Rammvorrichtung (Abb. 1 und 2).

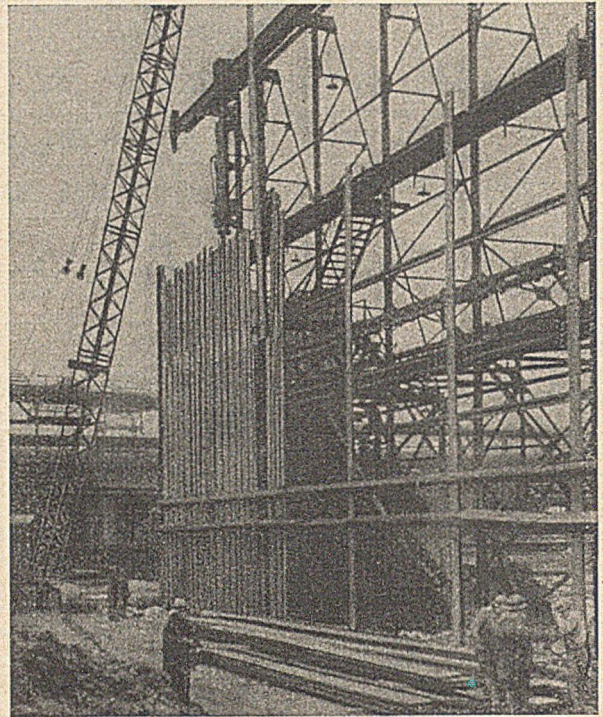


Abb. 1

Auf den Treibsand war 1,8 m hoch feste Schlacke geschüttet, in der Betonfundamente zur Lagerung von vier Laufbahnen verlegt werden konnten. Da nicht durch die Schlacke hindurch gerammt werden konnte, wurden Gräben gezogen und auf deren Boden zwei Richtungsröhre verlegt, zwischen denen die Spundbohlen hindurchgerammt wurden.

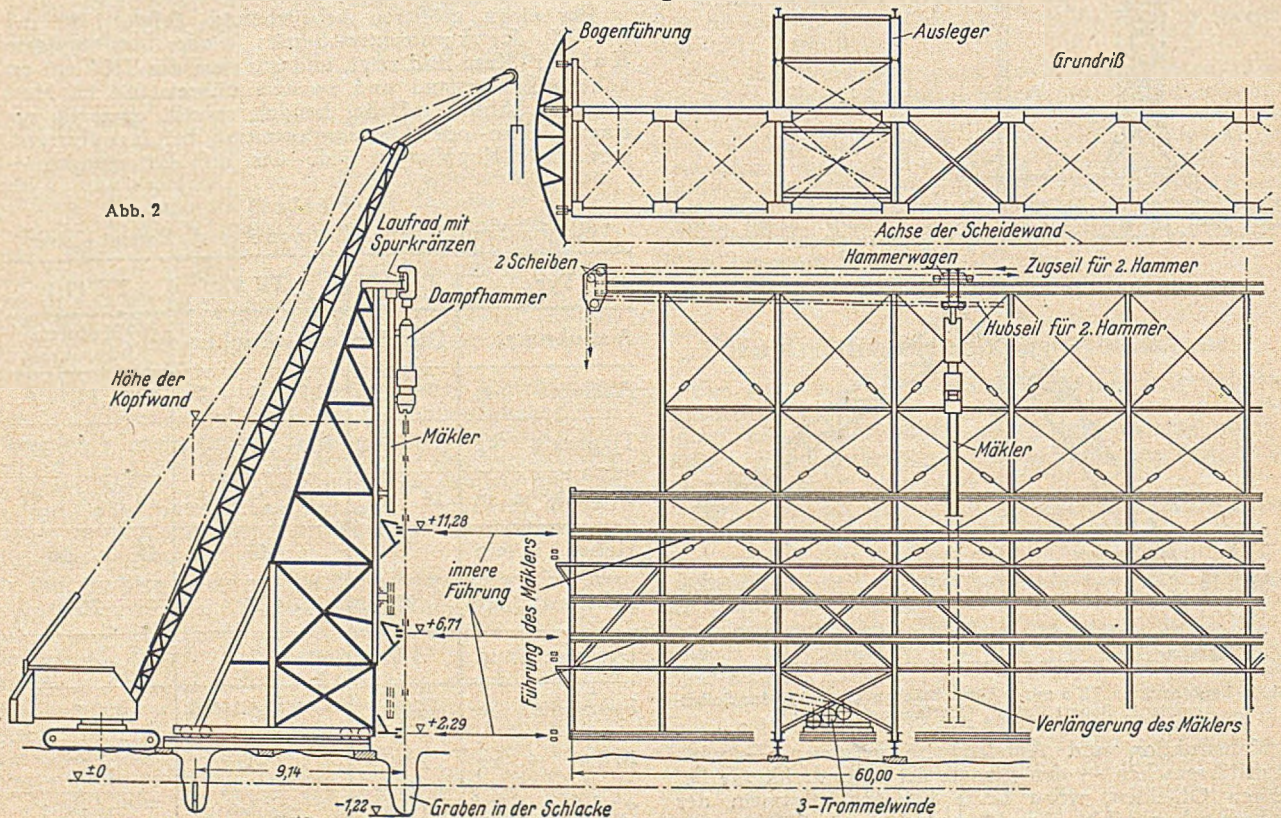


Abb. 2

Das 21 m hohe Rammgerüst hatte die Länge einer Scheidewand von 60 m und trug an den Enden bogenförmige Führungen für die Endabschlüsse der Zellen, die vor dem Weiterbewegen des Gerüsts niedergelegt wurden. Das Gerüst lief auf Rädern mit doppelten Spurräumen und trug 4 Gegengewichte von 20 t, damit es bei Winddruck auf die montierte Wand nicht kippen konnte. Am Kopf trug es eine Laufbahn für zwei Hämmer mit Mäklern, die bis unten verlängert werden konnten. Die Hämmer wurden mit Zugseilen von 3-Trommeln aus bewegt, die auf die unterste Plattform gesetzt waren. Eine Trommel hob und senkte den Hammer,

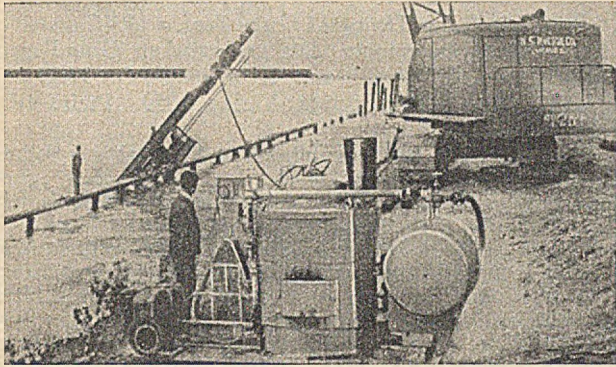


Abb. 3.

zwei Trommeln bewegten ihn seitwärts. Am Gerüst waren versetzbare waagrechte Führungsleisten für die Mäkler und Bohlen angebracht. Die Arbeit zwischen je zwei Verschiebungen des Rammgerüsts wurde in zehn siebenstündigen Schichten geleistet.

Nach Ausheben des Grabens für die Spundwand und Verlegen der vier Laufbahnen wurde das Rammgerüst in seine neue Stellung vorgezogen und verankert. Zum Verlegen der Führungen und Versetzen der Bohlen diente ein Kran auf Raupen mit 26 m langem Ausleger und 3 m langem für sich einziehbarem Klüver, der von der Vorderseite des Gerüsts aus arbeitete und ein Kran mit 30 m Ausleger und 6 m Klüver, der von der Rückseite aus arbeitete. Die Krane versetzten zunächst jede vierzehnte Bohle als Richtbohle, die gegen an den inneren Führungsleisten des Gerüsts in genauen Abständen befestigten Richtblöcke gestellt wurden. Die Bohlen wurden an drei inneren waagrecht Leisten geführt, die durch Drehen von Hakenschrauben schnell entfernt werden konnten. In Höhe der beiden unteren Leisten

wurden Rohre als äußere waagrechte Führungen verlegt und an den Richtbohlen mit Hakenschrauben befestigt.

Die beiden Krane fädelten nun die Bohlen ein, abwechselnd zwei lange und zwei kurze Bohlen. Auf die kurzen wurden zunächst zur Erzielung gleichmäßiger Rammtiefe die Ergänzungsbohlen aufgesetzt. Die Bohlen wurden von den seitwärts schon gerammten Y-Bohlen aus nach der Mitte zu versetzt und die Wand durch eine besondere Paßbohle geschlossen, deren genaue Breite durch Spannschlösser eingestellt werden konnte.

Nach dem Einfädeln wurden die Richtbohlen von den Richtblöcken gelöst und ihre Befestigungen auf benachbarte Bohlen umgesetzt. Beide Hämmer, ausgerüstet mit Rammhauben für zwei Bohlen, rammten alle Richtbohlen 3 m tiefer. Dann begann die Hauptrammarbeit, wobei die Richtbohlen immer 1,5 m tiefer gerammt wurden als die andern. Dabei mußten ständig neue Löcher gebrannt und die Haltebolzen für die waagrecht Führungen umgewechselt werden. Die Führungen wurden entfernt, wenn die Hämmer sie erreichten. Inzwischen wurden auch die bogenförmigen Stirnseiten gerammt, wobei beide Krane die Bohlen einfädelten und weitere Rammhämmer hielten. Wenn die Köpfe der kürzeren Bohlen die Führungsrohre in den Gräben erreichten, wurden die Ergänzungsbohlen entfernt. Der zweite obere Satz Bohlen wurde eingefädelt und wie der untere gerammt. Beim Eindringen in den harten Ton waren mehr als 165 Schläge auf 10 cm nötig.

Für das Rammen der ersten Zelle wurden 3 Monate benötigt, die übrigen 17 Zellen wurden aber in wenig mehr als 6 Monaten gerammt. 70 Mann arbeiteten in der Tagschicht und 60 in der Nachtschicht. Eine solche außergewöhnliche Rammleistung ist nur mit einem sehr leistungsfähigen Dampferzeuger möglich. Der Dampferzeuger (Abb. 3), entwickelt von der Vapor Heating Corp. Chicago, hat nur eine Grundfläche von 1,5 · 2,15 m, ist 1,85 m hoch und wiegt noch nicht 1400 kg. Er entwickelt nach zwei Minuten langem Anheizen schon Dampf von 21 at und kann stündlich 1360 kg Dampf liefern. Mit einem auf 12,5 at eingestellten Sicherheitsventil liefert er ständig Dampf von 8,8 at für die ununterbrochene Arbeit eines Rammbarrens, so daß der Rammschiff nie auf Dampf zu warten braucht. Er verbraucht dabei nur 380 l Öl am Tag gegenüber 950—1150 l Öl eines üblichen Generators. An Arbeitslöhnen wurden je Schicht eine Stunde Anheizen für den Maschinisten und 1¼ Stunden Wartezeit eines Trupps von 7 Mann erspart. [Nach Engg. News-Record 143 (1949) vom 10. Nov. 1949, S. 39 und 44.]

Wilh. Ihlburg, Frankfurt/M.

Buchbesprechungen.

Weng, Ernst, Dipl.-Ing.: Technische Mechanik, I. Teil, Statik der starren Körper. VIII, 129 S. mit 399 Abb. Stuttgart: Verlag Konrad Wittwer. 1950. Preis kart. DM 8,50, Halbl. DM 9,80.

Die Einteilung des Stoffes ist die übliche: Zusammensetzung und Zerlegung von Kräften in der Ebene und im Raum, Lagerung der Tragwerke, Ermittlung der Stabkräfte in ebenen und räumlichen Fachwerken und Behandlung ebener biegesteifer Träger. Der letzte Abschnitt befaßt sich mit Tragwerken für reine Druck- oder Zugbeanspruchung unter vertikaler Belastung. Die Darstellung ist klar und übersichtlich. Von der Verwendung der Vektorrechnung ist bewußt Abstand genommen worden. Das Buch ist in erster Linie für Studierende des Bau- und Maschineningenieurwesens gedacht. Es wird sich als Einführung in die Statik besonders gut zum Selbststudium eignen, da zahlreiche Übungsaufgaben in aller Ausführlichkeit sowohl graphisch als auch rechnerisch behandelt werden. Weitere Aufgaben, für die nur die Lösungen angegeben sind, ermöglichen eine gründliche Durcharbeitung des Stoffes. E. Kohl, Braunschweig.

Krauth, Theodor, Dr.-Ing., Oberbaurat a. D. und Dr.-Ing. Vosberg, Carrell, Baurat, Dozent am Staatstechnikum Karlsruhe: Erdbau, 247 S., Gr. 17·24 cm, mit 193 Abb.,

47 Zahlentafeln. Karlsruhe, Verlag C. F. Müller. 1950. DM 14,20 kart., DM 16,20 geb.

Die Forschungsergebnisse auf dem Gebiete der Bodenmechanik und die Entwicklung der Baumaschinen haben den neuzeitlichen Erdbau maßgebend beeinflußt. Der anstehende Boden muß also nach seiner Eignung als tragender Baugrund und als Baustoff für die zu schüttenden Dämme bewertet werden. Die Forderung nach ebenflächigen Decken im Straßenbau verlangt eine möglichst vollkommene Verdichtung des neu zu schaffenden Erdkörpers. Es gilt also, in jedem Einzelfall das richtige Verdichtungsgerät einzusetzen. Um die Bewegung großer Bodenmassen wirtschaftlich durchführen zu können, muß der Bauingenieur sich auch mit den Eigenheiten der Maschinen zur Gewinnung der Erdmassen und zu ihrer Beförderung vertraut machen. Die Verknüpfung technischer und wirtschaftlicher Gesichtspunkte beim Betrieb der Erdbaustellen vermag ganz besonders zum technisch-wirtschaftlichen Denken zu erziehen.

Unter Berücksichtigung der wissenschaftlichen Probleme des Erdbaus führt dieses Werk den Leser in ausgezeichnete Darstellung in die praktischen Arbeitsmethoden ein. Besonders wertvoll ist es, daß überall die neuesten Erkenntnisse und die modernsten Maschinen mit den Daten für den Betriebsaufwand und die erzielbare Leistung angegeben sind. Am Schlusse des Buches stehen wertvolle

Zahlenbeispiele für die Kostenberechnung der Handarbeiten und des Maschinenbetriebes, sowie ein Verzeichnis der wichtigsten Normenblätter.

In seiner übersichtlichen und klar geschriebenen Form eignet sich dieses Buch besonders für den Unterricht an Techn. Hochschulen und an Bauschulen, ist aber auch für den Praktiker auf der Baustelle von großem Werte. Diesem Werke ist eine weite Verbreitung zu wünschen.

Joh. Sch l u m s, Hannover.

Oberbach, J., Dr., Köln/Rhein: Teer- und Asphaltstraßenbau. Zweite erweiterte und neubearbeitete Auflage. 828 S., Gr. 8° mit zahlreichen Abbildungen und Tabellen. Heidelberg. Straßenbau, Chemie und Technik Verlagsgesellschaft m. b. H. 1950. Preis: Leinen geb. DM 48,—.

11 Jahre nach der ersten Auflage liegt jetzt in bedeutend größerem Umfange die zweite Auflage vor. In umfassender und erschöpfender Weise wird der bituminöse Straßendeckenbau behandelt. Zunächst wird die Bedeutung des Teer- und Asphaltstraßenbaues für Kultur und Wirtschaft aufgezeigt. Es folgen Angaben über Herkunft und Erzeugung der Bindemittel Teer und Bitumen, über deren straßenbautechnische Eigenschaften und ihre zweckmäßige Lagerung.

Einem Kapitel über den Unterbau, die Tragschicht für die bituminösen Decken, folgt die Beschreibung der Herstellung von Teer- und Asphaltdecken im Kalt- und Heißeinbauverfahren. Hier werden die einfachen und verstärkten Oberflächenbehandlungen, die Decken nach der Makadambauweise und die hochwertigen Decken nach dem Betonprinzip behandelt. Der Frage der Raughgestaltung glatter, bituminöser Beläge, der Verwendung von Teer und Bitumen zur Beseitigung von Unebenheiten auf Stein- und Betonstraßen sowie von Glätte auf abgefahrenem Pflaster, der Befestigung von Geh- und Radwegen mit bituminösen Belägen und den verschiedenen Möglichkeiten zur Ausbildung von Fahrbahnen auf Brücken sind besondere Kapitel gewidmet. Das von Oberbach entwickelte Schlammverfahren wird ausführlich beschrieben. Weitere Abschnitte befassen sich mit den Schwarzdecken auf Autobahnen, der Bodenvermörtelung mit Teer, Bitumen und Zement sowie den bituminösen Bauweisen im Wasserbau. Der im letzten Jahrzehnt erzielte Fortschritt ist besonders bei den Geräten und Maschinen zu erkennen.

Zum Schluß werden das Straßenbaulaboratorium, die Prüfverfahren und Prüfgeräte und endlich Kalkulationsverfahren beschrieben. Ein Anhang enthält Tabellen physikalischer Größen für Erdstoffe, für Zuschläge von Zementbeton und für die bituminösen Baustoffe. Rein äußerlich ist zu bemerken, daß eine Numerierung der Abschnitte wahrscheinlich die Disposition des Buches klarer erkennen lassen würde. Das Werk gehört in die Hand jedes Straßenbauers, der den Bau bituminöser Decken zu vergeben oder auszuführen hat.

Joh. Sch l u m s, Hannover.

Zanoskar, Walter, Dipl.-Ing., Dr. techn., Salzburg: Stollen- und Tunnelbau, eine Einführung in die Praxis des modernen Felshohlbaues. X und 231 Seiten, Größe 16 × 23 cm, mit 74 Abb. Wien, Springer-Verlag 1950. Preis geb. DM 24,—.

Der Verfasser hat es sich zur Aufgabe gemacht, die 1939 bis 1945 beim Bau von zahlreichen Tunneln gesammelten Erfahrungen zu verarbeiten und im Zusammenhange darzustellen. Den Hauptteil des Buches (182 von 216 Seiten) bildet der Stollen- und Tunnelbau im standfesten Fels. Darin werden eingehend die neuzeitlichen Verfahren für das Lösen und die Beförderung der Felsmassen untersucht. Hierbei werden besonders der Zeitaufwand und die erzielten Leistungen bei den verschiedenen Vortriebsarten behandelt und durch die Wiedergabe übersichtlicher Nomogramme erläutert. Der maschinellen Einrichtungen für Antrieb, Beförderungen, Beleuchtung, Belüftung und Energiebeschaffung wird besondere Aufmerksamkeit geschenkt. Damit sind die Grundlagen gegeben für die Kostenberechnung des Vortriebes (18 Druckseiten). Wenn man auf S. 3 beim Lesen des Satzes „Tunnels, welche zur Führung von Straßen oder Eisenbahnen gebaut werden, brauchen nicht wasser-

dicht zu sein“ zunächst zweifelnd stutzt, so belehren den Leser die Ausführungen auf S. 109 bis 113 eines besseren und zeigen, wie überaus schädlich eindringendes Bergwasser werden kann.

Den sehr eingehenden Ausführungen im ersten Teil des Buches stehen nur 34 Seiten des zweiten Abschnittes gegenüber, in dem Ausbruch, Mauerung und Baukosten im nicht standfesten Gebirge behandelt werden.

Alles in allem stellt das Buch eine äußerst wertvolle, neuzeitliche Ergänzung des älteren Schrifttums dar und wird daher dem im Tunnel- und Stollenbau tätigen Ingenieur höchst willkommen sein.

K. R i s c h, Hannover.

Stini, Josef, Ing. Dr. phil.; vorm. Prof. a. d. Universität Graz: Tunnelbaugeologie. Die geologischen Grundlagen des Stollen- und Tunnelbaues. XI u. 366 S., Gr. 17-23 cm, mit 192 Abb. Wien, Springer-Verlag, 1950. Preis: geb. DM 36,90.

Der Verfasser hat umfangreiches Material aus seiner Praxis zusammengestellt. Nach den Abschnitten „geologische Vorarbeiten“ und „Schichtenlagerung“ behandelt das Buch die Arbeiten, Beobachtungen und Vorgänge beim Bau selbst: Lösen des Gebirges, Wärmeverhältnisse, Schall- und Erschütterungswellen, Wasser, Bewetterung. Den Druckerscheinungen ist ein besonders ausführliches Kapitel gewidmet. Weiter werden Linienführung, Einbauten, Bau- und Betriebsweisen eingehend erörtert, ebenso unterirdische Hohlräume für besondere Zwecke und Baumaterialfragen. Ein Anhang über den neueren amerikanischen Tunnelbau bildet eine interessante Ergänzung. Der Stoff ist sorgfältig aufgliedert; jedes Kapitel enthält Schrifttumsangaben, die ein vertieftes Studium erleichtern. Das vorliegende Buch allein vermittelt aber schon einen sehr guten Einblick.

H. P e t e r m a n n, Bremen.

Gattnar, Anton, Dipl.-Ing., Prof.: Bemessungstabellen für Holzbauten, 5. erw. Aufl., 44 S., Gr. DIN A 4 mit 6 Textabb. und 26 Tafeln, Berlin 1949, Verlag von W. Ernst und Sohn. Preis DM 7,— brosch.

Die 5. Auflage erweitert die seit langem gut eingeführten „Bemessungstabellen für Holzbauten“, die in nomographischer und teilweise auch tabellarischer Form eine vereinfachte Behandlung der am häufigsten vorkommenden Bemessungsaufgaben ermöglichen, durch Hinzunahme neuer Belastungsfälle bzw. Querschnitte sowie einige Tabellen über Holzverbindungsmittel (Nägel, Bolzen, Dübel). Damit werden wohl alle normalerweise vorkommenden Fälle erfaßt. In der Hand des Fachingenieurs, der die Tabellen in ihrem Aufbau durchschaut, wird das Büchlein die Dimensionierung bei Entwurf und Ausführung von Holzbauwerken erleichtern. Ob sie — wie der Verfasser im Vorwort meint — dem Ungeübteren, der der Gefahr fehlerhafter Anwendung nicht richtig erkannter Formeln unterliegt, in gleicher Weise dienlich sind, kann nur mit Vorbehalt anerkannt werden. Im Interesse dessen, der sich durch Nachrechnen der Beispiele das Verständnis der Tabellen erst erarbeiten will, wäre für eine spätere Auflage eine sorgfältige Durchsicht auf Druckfehler und Kleinigkeiten in den Abbildungen empfehlenswert.

Die Bemessungstabellen für Holzbauten, aus der Praxis für die Praxis geschrieben, werden als wertvolle Auslegung der meisten in den einschlägigen DIN-Blättern enthaltenen Berechnungswege die Anwendung der Normen erleichtern. Sie sind daher — richtig genutzt — ein zweckmäßiges, durchaus zu empfehlendes Hilfsmittel für schnelle und sparsamste Bemessung solcher Bauwerke.

Carl Justus H o p p e, Bonn.

Verschiedenes.

G. Garbotz 60 Jahre alt.

Herr Prof. Dr.-Ing. Georg Garbotz, Inhaber des Lehrstuhles für Baumaschinen und Baubetrieb der Rhein.-Westfälischen Techn. Hochschule Aachen, feierte am 25. Mai 1951 seinen 60. Geburtstag.

PIATHERIM Isolierschaumstoff

für Wärme-, Kälte-
und Schallisolierungen

Als Bauhilfsstoff besonders bevorzugt
zur Isolierung von Holzhäusern, Dach-
kammern, Ställen usw.

Raumgewicht 13 kg je cbm
Wärmeleitzahl 0,03 kcal/mh° C



STICKSTOFFWERK PIESTERITZ

Die Statik im Stahlbetonbau

Ein Lehr- und Handbuch der Baustatik

Von

Dr.-Ing. Kurt Beyer,

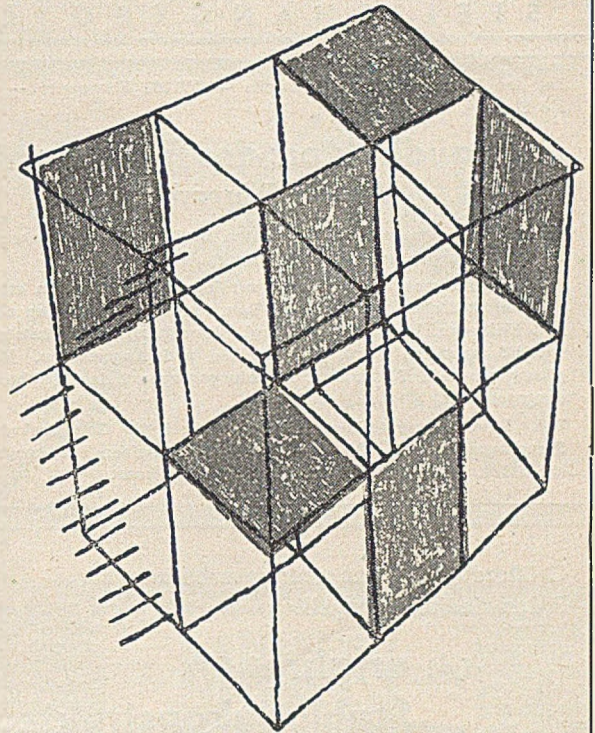
o. Professor an der Technischen Hochschule Dresden.

Zweite, vollständig neubearbeitete Auflage. Ber-
richtigter Neudruck. Mit 1372 Abbildungen im Text,
zahlreichen Tabellen und Rechenvorschriften. XII,
804 Seiten. 1948. Gebunden DM 66.—

Inhaltsübersicht:

I. Die Grundlagen der Baustatik. — II. Das statisch be-
stimmte Stabwerk. — III. Die Formänderung des ebenen Stab-
zuges. — IV. Stütz- und Schnittkräfte statisch unbestimmter
Stabwerke. A. Die Berechnung durch Elimination der Kompo-
nenten des Verschiebungszustandes. B. Die Berechnung durch
Elimination der Schnittkräfte. — V. Anwendung der Theorie
auf die im Bauwesen viel verwendeten Stabwerke. — VI. Die
Flächentragwerke. A. Die Platten. B. Die Scheiben. C. Die
Schalen. — Verzeichnis der Zahlenbeispiele und Rechen-
vorschriften. — Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GUTTINGEN · HEIDELBERG



CONSTRUCTA BAUAUSSTELLUNG 1951 HANNOVER 3.VII. — 12.VIII.

LANDESPANUNG

STADTEBAU UND ORTSGESTALTUNG

BAUPLANUNG

ABC DES BAUENS

INGENIEURBAU

BAUWIRTSCHAFT

AUSLAND

BAUEN AUF DEM LANDE

DAS KLEINE HAUS

ZENTRALBUCHEREI

KONGRESSE UND TAGUNGEN

Die Deutsche Bundesbahn gewährt Tarifvergünstigungen
Sonderzüge u. Gesellschaftsreisen durch DER-Reisebüros
Auskünfte erteilt CONSTRUCTA Hannover-Messe Gelände

STELLENANGEBOTE

Bei der Stadtverwaltung Karlsruhe — 200 000 Einwohner — ist die Stelle

des Baudirektors des Tiefbauamts (einschl. Fuhrpark)

auf 1. 9. 51 durch einen geeigneten Bauingenieur (Bauassessor bzw. Regierungsbaumeister) zu besetzen.

In Frage kommen nur Bewerber mit langer Erfahrung im städt. Tiefbau, Städtebau, Planung und Bau von Verkehrsanlagen aller Art, Hafenaufbau, Wasserbau u. dergl. Verwaltung der Dienststelle mit 600 Arbeitern sowie 120 Beamten und Angestellten. Vergütungsgruppe I TO. A bzw. Besoldungsgruppe 1 der Stadtbesoldungsordnung.

Ubl. Bewerbungsunterlagen (Lebenslauf, begl. Zeugnisabschr., Spruchkammer-Besch.) bis 14 Tage nach Erscheinen der Ausgabe an: Städt. Personalamt, Karlsruhe, Neues Rathaus.

Größeres Werk der eisenverarbeitenden Industrie im Ruhrgebiet

sücht erfahrenen Stahlbaukonstrukteur

der sauberer Zeichner und in der Lage ist, auch statische Berechnungen aufzustellen. Alter zwischen 30 und 40 Jahren. Abgeschlossene HTL und eine mindestens 5jährige praktische Tätigkeit in einer Stahlbauanstalt Bedingung.

Bewerbungen mit Lebenslauf, lückenlosen Zeugnisabschriften und Lichtbild unter „Der Bauingenieur 292“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Die Temperaturverteilung im Beton

Von

Dr.-Ing. habil. Kurt Hirschfeld,
o. Professor an der Technischen Hochschule Aachen.

Mit 173 Abbildungen im Text und in einem Anhang, sowie 15 Zahlentafeln. IV, 154 Seiten. 1948.

DM 36.—

Aus den Besprechungen:

Die Frage nach der Temperaturverteilung in großen Betonkörpern ist von der Praxis her in letzter Zeit immer wieder gestellt worden. Während die bisherigen Veröffentlichungen sich alle mehr oder minder auf die Bekanntgabe praktischer Versuchsergebnisse beschränken, hat Hirschfeld in dem vorliegenden Buch dieses Problem von der theoretischen Seite her angepackt und es erstmalig analytisch so weit durchgearbeitet, daß sich als Niederschlag für den praktischen Ingenieur eindeutige Rechenvorschriften ergeben, die an Hand von Zahlenbeispielen erläutert werden. Die Untersuchung setzt eine Platte oder einen Zylinder von unendlicher Ausdehnung voraus. Diese Idealisierung ist notwendig, um das dreidimensionale Problem zurückführen zu können und damit den Rechenaufwand in erträglichen Grenzen zu halten.

„Die Technik“

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÜTTINGEN · HEIDELBERG

Großbauunternehmung im Saarland sucht für das techn. Büro einen

jüngeren Diplom-Ingenieur,

gewandten Statiker, mit einiger Praxis im Eisenbetonbau.

Ausführliche Angebote mit Lebenslauf und Zeugnisabschriften unter „Der Bauingenieur 256“ Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Gesucht für Übersee 1 Bauingenieur

nicht über 45 Jahre, für große Tiefbauarbeiten (Erd-, Ramm- und Betonarbeiten). Verlangt wird: Nachweis mehrjähriger Erfahrung auf diesem Gebiet sowie ausreichende Kenntnis der engl. Sprache. Ausführliche Bewerbung mit handschriftl. Lebenslauf, Lichtbild, techn. Werdegang und Angabe des frühesten Eintrittes unter „Der Bauingenieur 291“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Jüngerer Diplom-Ingenieur

mit Erfahrung im Beton- und Stahlbetonbau, sowie Kalkulation von im Aufbau begriffener, angesehener Baufirma für das Gebiet Niedersachsen gesucht.

Ausführliche Bewerbung mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Lichtbild und Gehaltsansprüchen unter „Der Bauingenieur 300“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

STELLENGESUCH

Dipl.-Ing. (Bauing.)

27 Jahre, bisher im Wohnungsbau tätig, sucht Anstellung in Bauunternehmen (Tief- oder Stahlbetonbau).

Angebote unter „Der Bauingenieur 297“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Industrie-Graphiker

sucht neuen Wirkungskreis. Spezialgebiet: Bildliche Darstellungen und Gestalten nach Konstruktions-Zeichnungen, in schwarz-weiß, farbig oder Maschinenretusche, für Kataloge, Ersatzteillisten, Baubeschreibg., Prospekte, Werbung usw.

Angebote unter „Der Bauingenieur 298“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Zu verkaufen:

1. Eine neue unbenutzte Transportbandbrücke in Eisenkonstruktion 2,5 m breit, 2,5 m hoch, 82 m lang, ca. 57 t Gewicht.
2. Eine neue unbenutzte Transportbandbrücke in Eisenkonstruktion 2,5 m breit, 2,5 m hoch, 37 m lang, ca. 26 t Gewicht.
3. Eine Brückenstütze dazu, ca. 10 m hoch, Gewicht ca. 7 t.

Angebote unter „Der Bauingenieur 293“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Fährnachen

werftneu, 10×2,20×0,60 m. Fassungsvermögen 40 Personen, sofort lieferbar, preiswert verkäuflich.

GEBR. KLUTH, Duisburg-Ruhrort, Rheinstahlhaus

Lieferfirmen der Bauindustrie



FIXIF.F
der wirtschaftliche Universal-Schutzanstrich
auch für *feuchte*
Beton- u. Mauerwerksflächen

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE G.M.B.H. UNNA L.W.

Auf der CONSTRUCTA Hannover: Halle 7 — Stand 98
und Halle 3 — Gr. 29



Pelikan Graphos

Der Fälscher-Füllhalter mit
auswechselbaren Stahlfedern
für Künstschrift und techn-
nisches Zeichnen. Ausführ-
lichen Prospekt auf Wunsch

GÜNTHER WAGNER · HANNOVER

Öl- und Wasser-
Abscheider
für Druckluft

Filterapparate
Filtersteine

W. Schuler GmbH
EISENBERG (Pfalz)



**Drehofen-
Gips**

Gedr. **Knauf**
Westdeutsche Gipswerke Jphofen.



HEINR- **MÖWES** & CO-KG
HOCH-TIEF-U. EISENBETONBAU
GUTERSLOH



J. Ferbeck & Cie., Industriebau
Aachen Lemgo (Lippe) Mülheim (Ruhr)
Wallstr. 23 Am Wasserturm Ruhrorter Str. 122

Schornsteinbau, Kesseleinmauerungen
Feuerungsbau, Eisenbetonbau

Bautenschutz durch

PROLAPIN
DICHET MÖRTEL
UND BETON

MERITIN
SCHNELLBINDER

LITHURIN
DICHET FASSADEN
FARBLOS

HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK

**Schliemanns
Homogen-Asphaltplatten**

Seit über 50 Jahren bestens bewährt
als Fußbodenbelag
trittsicher, fußwarm, unempfindlich gegen
Mineralöl, Benzin und Witterungseinflüsse
> Druckfestigkeit über 300 kg/qcm <

Fordern Sie unverbindliches Angebot!

Schliemann & Co.
Asphaltfabrik und Teerdestillation A.-G.
Hannover-Linden · Bauweg 34
Fernruf: 419 44/45 · Drahtwort: Bimex

**TRANSPORTANLAGEN
FÜR ALLE ART VON FÖRDERGUT**



STÖHR

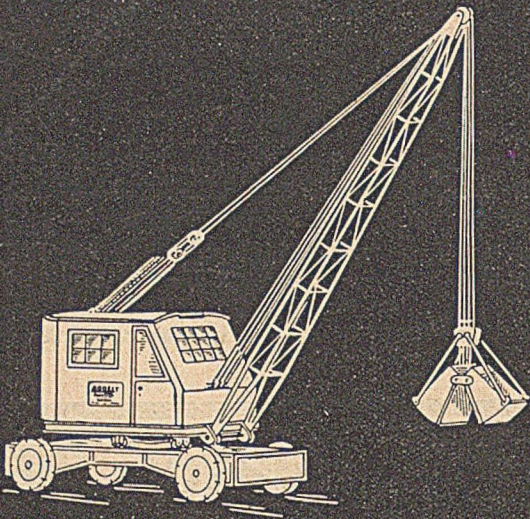
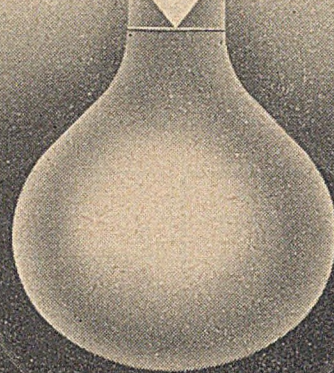
SPEZIALFABRIK FÜR TRANSPORTANLAGEN U. AUZÜGE
OFFENBACH A.-M.

ESO-FAKT ROSTSCHUTZ-FARBEN
Früher Frenkel: **FAKTOR** „Nass auf Nass“

Verlangen Sie bitte BROSCHÜRE EF 12491

Schramm LACK- UND FARBENFABRIKEN AG. OFFENBACH-MAIN



ARDELT**ARDELTWERKE G.M.B.H. OSNABRÜCK****LORENZ**
BETON-BOHRPFAHL

bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen



ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO. M. B. H.
BERLIN-WILMERSDORF

LORENZ-BAU
G. M. B. H.
ISERLOHN

ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO.
LUBECK · HAMBURG · KIEL

Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. Von Dr.-Ing. habil. Edgar Schultze, ord. Professor an der Technischen Hochschule Aachen, Direktor des Instituts für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik, und Dr.-Ing. Heinz Muhs, Geschäftsführer der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo), Technische Universität Berlin. Mit 498 Abbildungen. XI, 464 Seiten. 1950.

Ganzleinen DM 43,50.

Die moderne Bodenmechanik kann in diesem Jahre auf eine Entwicklung von etwa 25 Jahren zurückblicken. Im Laufe ihrer Entwicklung, die im Jahre 1925 durch „Erdbaumechanik“ von TERZAGHI eingeleitet wurde, ist eine große Fülle von Veröffentlichungen über theoretische Fragen und praktische Untersuchungsmethoden erschienen, die verwirrend wirkt und vergessen läßt, daß sich die Durchführung einer Baugrundprüfung im großen und ganzen doch stets auf eine begrenzte Zahl bewährter Versuche und wenig Theorie beschränkt.

Das vorliegende Buch enthält eine gründliche Schilderung der heute als zuverlässig anerkannten Untersuchungen, die vor Beginn eines Ingenieurbauwerkes durchgeführt werden müssen (1. Teil), sowie aller Beobachtungen und Messungen, die man am fertigen Bauwerk vornehmen kann (2. Teil). Es werden aber auch die meisten Geräte und Untersuchungsmethoden, die in deutschen oder ausländischen Versuchsanstalten während und nach dem Kriege entwickelt wurden und bislang wenig oder gar nicht bekannt geworden sind, eingehend beschrieben. Darüber hinaus ist darauf Wert gelegt zu zeigen, wie die mit diesen Geräten gewonnenen Versuchsergebnisse in einfacher Form und übersichtlich aufgetragen werden können. Die verwendeten Darstellungen sind neuartig und in der deutschen Fachliteratur in dieser einheitlichen Form bisher nicht behandelt. Sie können als Vorarbeit für eine Normung der Untersuchungsmethoden und der Darstellung ihrer Ergebnisse aufgefaßt werden, die den Zweck hat, jeden Bauingenieur in die Lage zu versetzen, die Ergebnisse ohne besondere theoretischen Spezialkenntnisse und ohne langwierige Einarbeitung in mathematische Dinge für seine Aufgaben zu verwerten. Hierzu dienen auch eine große Reihe der Wirklichkeit entnommener Beispiele, die jedem Kapitel beigelegt sind.

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Diesem Heft liegen zwei Prospekte des Springer-Verlages, Berlin - Göttingen - Heidelberg, bei.

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund; für den Anzeigenteil: Hans-Georg Halfter, Berlin W 35, Reichpietsch-
ufer 20. — Druck: Hempel & Co., Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 11, Dessauer Straße 6-8. — Reg.-Nr. 115.
Springer-Verlag, Berlin - Göttingen - Heidelberg. — Printed in Germany.