

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

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

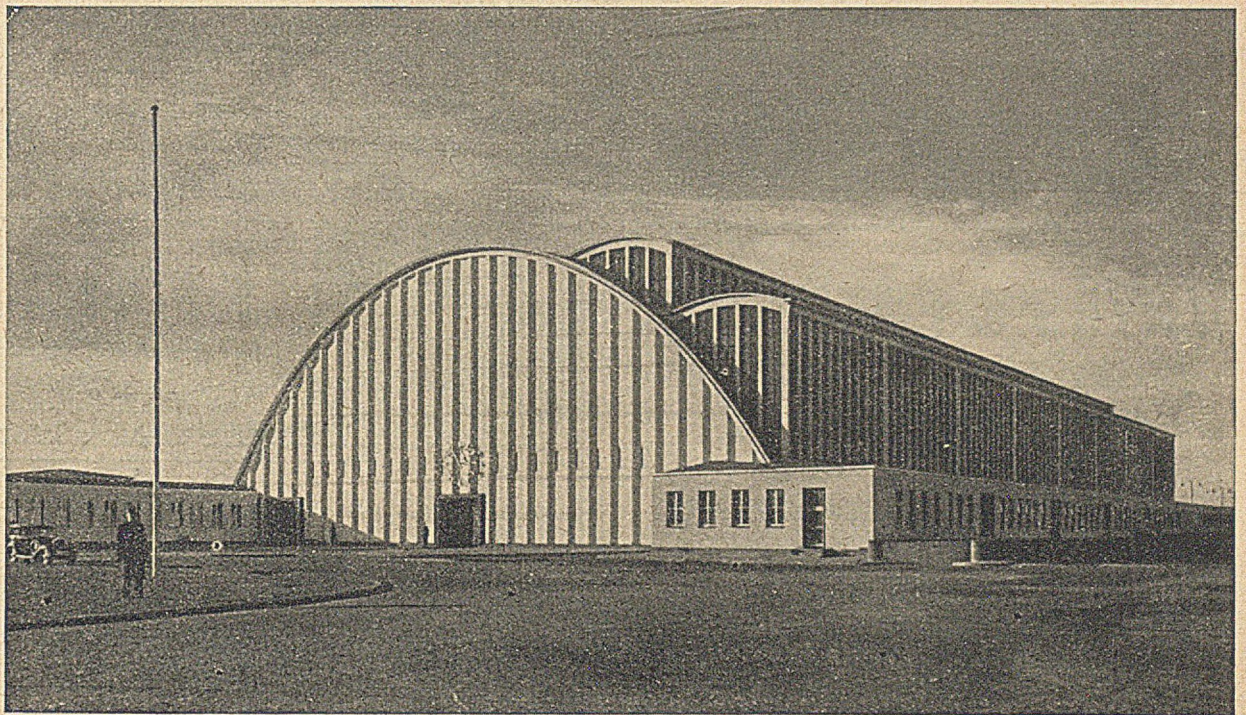
SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

25. JAHRGANG

MAI 1950

HEFT 5

Zur 47. Hauptversammlung
des Deutschen Beton-Vereins
Wiesbaden, 3. und 4. Mai 1950



GROSSMARKTHALLE KÖLN SCHALENBAUWEISE SYSTEM ZEISS-DYWIDAG

DYCKERHOFF & WIDMANN

KOMMANDIT-GESELLSCHAFT

HOCHBAU

TIEFBAU

WEITGESPANNTE STAHLBETONBAUTEN



18

65

BERLIN / BREMEN / BIELEFELD / DÜSSELDORF
KIEL / BAD KISSINGEN / KÖLN / KONSTANZ

MÜNCHEN

ESSEN / HAMBURG / HANNOVER / KARLSRUHE
MÜNSTER / NÜRNBERG / STUTTGART / WIESBADEN

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der 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,
(22 a) Düsseldorf, Grunerstraße 32;
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,
(22 a) Düsseldorf,
Grunerstraße 32.

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. be-

nutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von 32 Seiten.

Bezugspreis:

Vierteljährlich DMark 9,—, für das Einzelheft DMark 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 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 91 03 46) 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:

England: Lange, Maxwell & Springer Ltd., 41—45 Neal Street, London, W. C. 2. Frankreich: Lange, Maxwell & Springer S. A., 24, Rue des Ecoles, Paris (Ve). Schweiz: Lange, Maxwell & Springer A. G., Basel 15, Neuweiler Str. 53.

WAYSS & FREYTAG

A. G.

HOCH- UND TIEFBAU



FRANKFURT AM MAIN

Neue Mainzer Straße 59

NIEDERLASSUNGEN

Berlin - Bremen - Düsseldorf - Essen - Frankfurt am Main
Hamburg - Hannover - Heilbronn - Karlsruhe - Kiel - Mann-
heim - München - Neustadt a. d. Haardt - Nürnberg - Stuttgart

FIXIF
Bitumen · Schutzanstriche
für BETON · EISEN · DACHPAPPE

wasserdicht
säurebeständig
kalt streichbar
elastisch · schnell trocknend

WUNNERSCHE BITUMENWERKE G.M.B.H. @ UNNA L.W.

Südwestdeutsches Stahlbauunternehmen sucht zum baldigsten Eintritt

2 Konstrukteure

Bewerber müssen langjährige konstruktive Erfahrungen auf dem Gebiet des Stahl- und Brückenbaues nachweisen und mit den neuzeitlichen Bauweisen vertraut sein.

Ausführliche Bewerbungen mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften frühestem Eintrittstermin und Gehaltsansprüchen bitten wir zu richten an „Der Bauingenieur 98“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

MATH-
INSTRUMENTE
GEO-
DENNERT & PAPE, HAMBURG-ALTONA

ZEISS

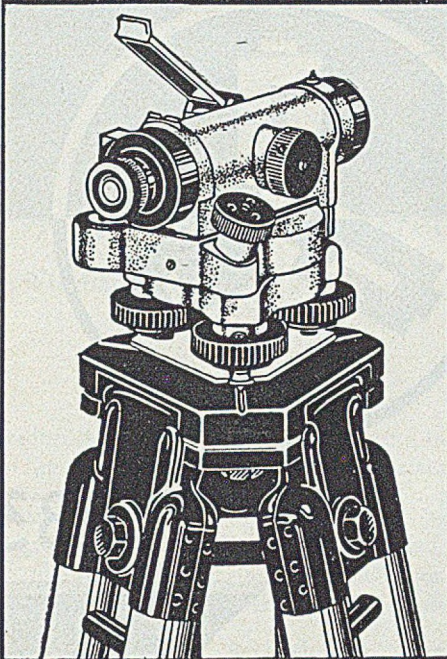
VERMESSUNGSGERÄTE
FÜR DIE BAUSTELLE

*einfach - widerstandsfähig
handlich - leistungsfähig*

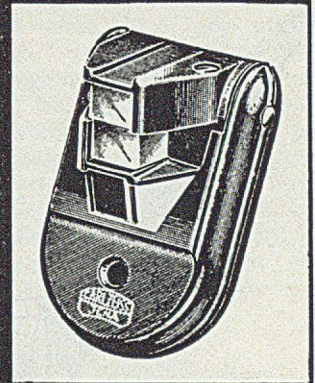
NEUENTWICKLUNG IN
BEWAHRTER QUALITÄT



VERLANGEN SIE BITTE
DRUCKSCHRIFTEN 10/6 VON
OPTIK
CARL ZEISS JENA
VEB



BAU-NIVELLIER Ni 060



DOPPELWINKELPRISMA

Selbständiger, versierter

KONSTRUKTEUR

für den Stahlhochbau mit mehrjähriger praktischer Tätigkeit wird zum möglichst baldigen Eintritt von süddeutscher Stahlbauanstalt gesucht.

Unterlagen sind zu richten an „Der Bauingenieur 102“, SPRINGER-VERLAG, Anzeigenabteilung, BERLIN W 35, Reichpietschufer 20.

Dr.-Ing. oder Dipl.-Ingenieur

für die technische Oberleitung eines gut eingeführten Werkes für

Stahl- und Brückenbauten gesucht.

Nur Herren mit entsprechender Erfahrung bitten wir um ausführliche Bewerbung unter „Der Bauingenieur 95“ an den SPRINGER-VERLAG, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Homberg

Einflußflächen für Trägerroste

1. Teil

bietet:

Gebrauchsfertige, strenge Lösungen nicht nur für Knotenkräfte, sondern auch für Biegemomente, Querkräfte und Durchbiegungen

berücksichtigt:

ein bis neun und unendlich viele, unendlich schmale Querträger sowie alle vorkommenden Laststellungen

enthält:

das umfangreichste Formel- u. Zahlenmaterial

erfordert:

keinen größeren Arbeitsaufwand als ein Näherungsverfahren

Neuer Preis DM 5,—
einschl. Postversandkosten

Zu beziehen vom Verfasser
(21b) Hagen/Westf., Hohenzollernstraße 5
Telefon 5280

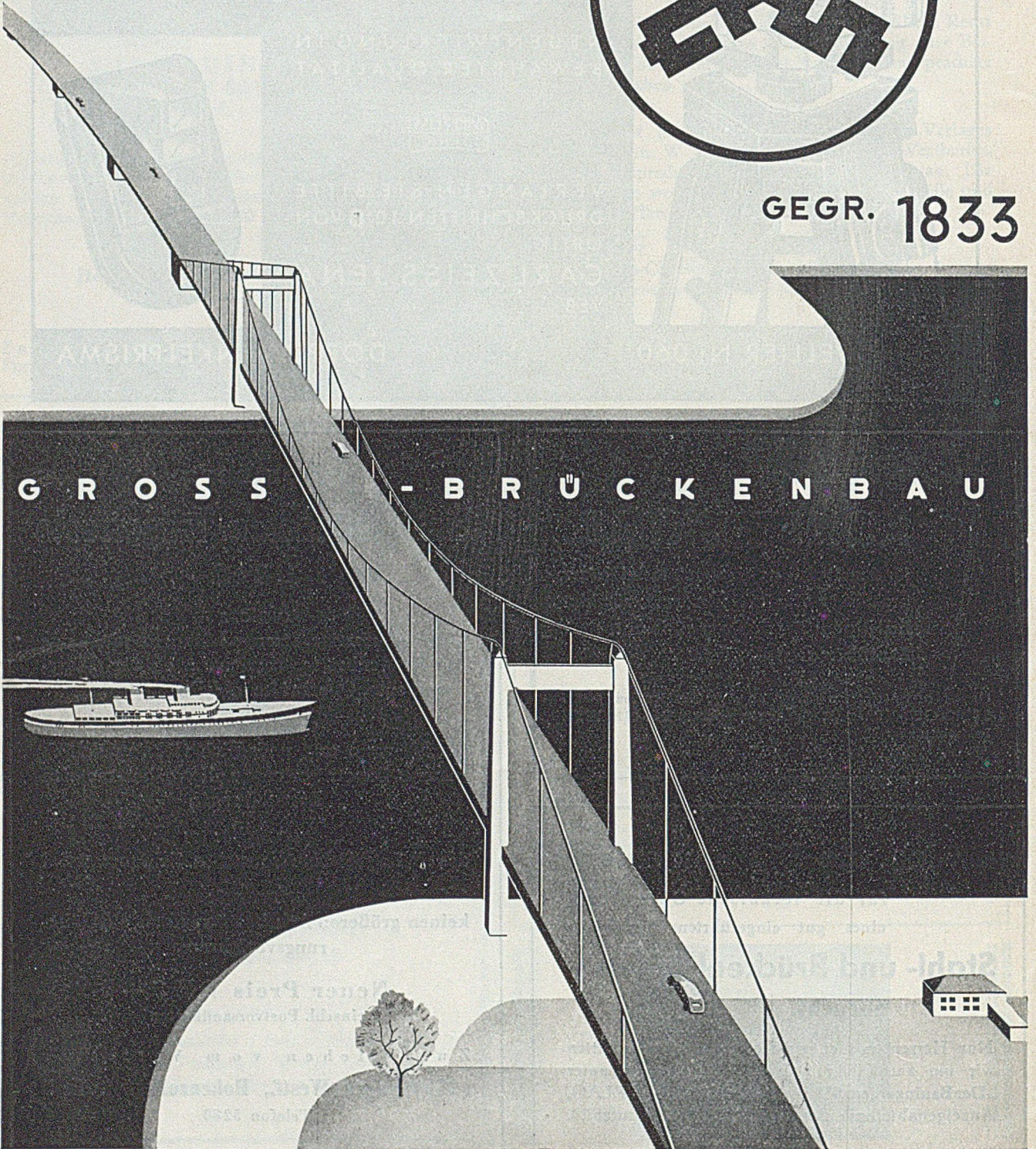
J. GOLLNOW u. SOHN

DÜSSELDORF



GEGR. 1833

G R O S S - B R Ü C K E N B A U



DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

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

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

25. JAHRGANG

MAI 1950

HEFT 5

Zur 47. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins

Wiesbaden, 3. und 4. Mai 1950

INHALT:

- Die Herdbrücke in Ulm und die Inselbrücke in Neu-Ulm. Von Reg.-Baumstr. Albert Kaiser und Baurat Hermann König 153
- Über den Verlauf der Biegemomentenhauptlinien für dünne Platten. Von Prof. Dr.-Ing. Alfred Mehmel und Dipl.-Ing. Hubert Beck 160
- Die Holzkonstruktionen der Schweizerischen Mustermesse in Basel. Von Emanuel Bernhard Geering, Basel 163
- Der Einfluß der Torsionssteifigkeit der aussteifenden Träger auf die Stabilität der Hängebrücken. Von Prof. Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. F. Dischinger, Berlin 166
- Die Entwicklung der Bogenstaumauer zur beherrschenden Bauform für den Ausbau der mitteleuropäischen Wasserkräfte. Von Prof. Dr.-Ing. habil. Friedrich Tölke, Karlsruhe 170
- Kurze Techn. Berichte:
- Vorgespannte Brücke aus Ortbeton. Von Dr.-Ing. G. Franz, Frankfurt/Main 175
- Bau einer Wasserfassung im Eriesee/USA. Von Dr.-Ing. G. Franz, Frankfurt/Main 176
- Wirkungsgrad von Betonmischanlagen. Von Dr.-Ing. G. Merkle, Düsseldorf 176
- Verbiegung von Sperrholzbalken infolge Wechsels des Feuchtigkeitsgehalts. Von E. Jacoby, Lübeck 179
- Sandsäulen zur Entwässerung von Marschboden. Von H. W. Widenmann, Hamburg 181
- Unterfangung eines abgerutschten Widerlagers. Von E. Weiss, Berlin 181
- Buchbesprechungen und Neuerscheinungen .. 182
- Persönliches 184

Aus dem Inhalt der letzten Hefte:

Heft 3

Sonderheft: „Stahlverbund - Bauweise“

Vorwort. Von Prof. Dr.-Ing. A. Dörnen, Dortmund-Derne.

Anwendung und Bedeutung der Verbundträgerbauweise. Von Ministerial-Rat Dr.-Ing. Hampe, Offenbach/Main.

Die Baustoffe der Stahlverbund-Bauweise. Von Prof. Dr.-Ing. K. Gaede, Hannover.

Schubsicherungen. Von Regierungsbaudirektor Dr.-Ing. W. Klingenberg, Offenbach/Main.

Theorie der Stahlverbund-Tragwerke. Von Dr.-Ing. H. Fröhlich, Offenbach/Main.

Beitrag zur Entwicklungsgeschichte der Verbund-Trägerdecke. Von Reg.-Baumstr. Karl Zandler, Ludwigshafen.

Vorschlag für Schubsicherungen. Von Dr.-Ing. K. Albers, Salzgitter.

Diskussion.

Brücke über den Leopoldskanal bei Oberhausen. Von Dipl.-Ing. U. Wiechert, Freiburg/Br.

Wiedbrücke Segendorf. Von Dipl.-Ing. M. Thümecke, Rheinbrohl.

Lahnbrücke Friedensdorf. Von Dipl.-Ing. Erich Lautz, Wiesbaden.

Stahlverbund-Brücken. Von Dr.-Ing. Helmut Homberg, Dahl/Westfalen.

Diskussion.

Fragen der Verbundwirkung von Stahl und Beton beim Bau der neuen Rheinbrücke Bonn. Von Prof. Dr.-Ing. Pirlet, Köln.

Entwurf einer erdverankerten Hängebrücke. Von Dr. Nickel, Dortmund.

Schwindspannungen. Von Dr.-Ing. E. Kesper, Dortmund.

Schlußwort.

Schweizer Versuche mit Verbundkörpern. Von Prof. Dr.-Ing. Ferd. Schleicher, Düsseldorf.

Betonfahrbahnen von Straßenbrücken. Von Dr.-Ing. H. Fröhlich, Offenbach/Main.

Prof. Dr.-Ing. W. Loos zum 60. Geburtstag. Von Prof. Dr.-Ing. H. Wittmann, Karlsruhe.

Heft 4

Internationaler Straßenbau. Von Ministerialdirigent Josef Kayser, Düsseldorf.

Die Entwicklung der Bogenstaumauer zur beherrschenden Bauform für den Ausbau der mittteleuropäischen Wasserkräfte. Von Prof. Dr.-Ing. habil. Friedrich Tölke, Karlsruhe.

Spundwand mittragend. Von Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Loos, Karlsruhe.

Der Querkraft-Verschiebungsplan. Von Prof. Dr.-Ing. Günter Worch, München.

Versuche mit Nietverbindungen. Von Prof. Otto Graf, Stuttgart.

Hängebrücken unter statischem Wind. Von Prof. Dr.-Ing. habil. Friedr.-Wilh. Walting, Düsseldorf.

Betonfahrbahnen von Straßenbrücken. Von Herbert Fröhlich, Offenbach/Main.

Träger mit Sparöffnungen. Von F. Schleicher, Düsseldorf.

Güterschuppen in Paris-Tolbiac. Von F. Schleicher, Düsseldorf.

Rammung sehr großer Rohrpfähle im Mississippi. Von O. Wundram, Hamburg.

Die Herdbrücke in Ulm und die Inselbrücke in Neu-Ulm.

Von Regierungsbaumeister Albert Kaiser, Direktor der Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung Stuttgart, und Baurat Hermann König, Vorstand des Städt. Tiefbauamtes, Ulm/Donau.

Die Herdbrücke ist der älteste, heute noch benutzte Donauübergang der alten Reichsstadt Ulm. Seit dem Jahre 1347 gibt sie der Stadt den Weg nach dem Süden frei und ist bis zum heutigen Tage die wichtigste Straßenverbindung zwischen den beiden Schwesterstädten Ulm und Neu-Ulm geblieben. Seit 600 Jahren ist ihr Schicksal mit der Geschichte beider Städte eng verflochten. Kriegszeiten und Hochwasser hatten sie des öfteren zerstört. So wurde sie auch am 24. April 1945 ein Opfer des Krieges. An diesem Tage wurde die in den Jahren 1828-32 erbaute steinerne Drei-Bogenbrücke, „Ludwig-Wilhelm-Brücke“ genannt, gesprengt. Abb. 1 zeigt die zerstörte Brücke von der Neu-Ulmer Seite gesehen. Zusammen mit dieser von den Ulmern als „Alte Donaubrücke“ benannten Brücke, wurden gleichzeitig alle weiteren Donauübergänge zerstört, so auch die auf dem Wege nach Neu-Ulm kurz hinter der „Alten Donaubrücke“ gelegene „Inselbrücke“. Diese Brücke, um das Jahr 1880 als Eisenfachwerkkonstruktion gebaut, führt

begradigt und erhielt eine neue Breite von 15 m. Auf der Insel auf Neu-Ulmer Seite wurde die alte S-förmige Straßenführung verlassen und ein zügiger Übergang von der Herdbrücke zur Marienstraße gesucht. Die neue Straßenführung ist aus dem Lageplan zu ersehen.

I. Herdbrücke über die Donau.

Bei der Planung zeigte sich sofort, daß es nicht möglich war, die Brücke in ihrer alten Form mit 3 Bogen wieder erstehen zu lassen. Für den späteren Ausbau der Donau als Schifffahrtstraße war der Weg freizuhalten. Gleichzeitig galt es, den hohen Aufstau bei Hochwasser der Donau, durch die starken Pfeilereinbauten bedingt, herabzusetzen, um die oberhalb der Brücke gelegenen Stadtgebiete vor Hochwasserschäden zu sichern. Außerdem mußte ein Brückenbild gefunden werden, das der Umgebung — der alten Stadtmauer mit dem dahinter aufragenden Münster — entsprach. All dies führte zum Entwurf der Einbogenbrücke.

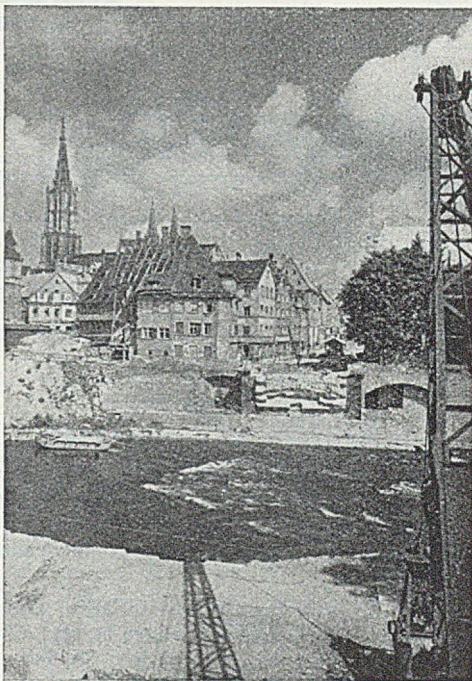


Abb. 1. Brückenbaustelle.

über den Hochwasserarm der Donau, „Kleine Donau“ genannt. Der Lageplan Abb. 2 zeigt den Straßenzug zwischen Ulm und Neu-Ulm.

Wenn auch am Rande beider Städte bei der Schillerbrücke und bei der Neuen Donaubrücke seit Frühjahr 1945 zwei Übergänge in Form von hölzernen Behelfsbrücken bestanden, so wurde doch der Aufbau der im Herzen von Ulm und Neu-Ulm gelegenen Brücken immer dringender. Im Sommer 1946 wurden die Trümmer der zerstörten Brücke aus dem Flußbett geräumt. In der Zwischenzeit hatte auch die Stadtplanung beider stark zerstörten Städte ihre Neuplanungen im Bereich der Brücken abgeschlossen. Für den Übergang über die Donau wurde hierbei die bisherige Lage beibehalten. Die Donaustraße, als Zubringerstraße auf Ulmer Seite, wurde in ihrer Linienführung

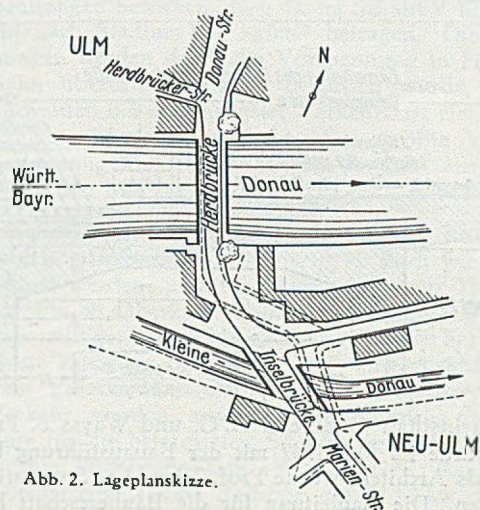


Abb. 2. Lageplanskizze.

Bohrungen an beiden Ufern ergaben, daß die Felsbank vom Ulmer gegen das Neu-Ulmer Ufer um rund 3,0 m abfällt, so daß es zunächst zweifelhaft erschien, ob die fallende Felsschicht auf Neu-Ulmer Seite den großen Schub eines einzelnen Bogens aufnehmen konnte. Ein Bogen gewöhnlicher Bauart hätte eine flache Neigung der Schlußkräfte zum Fundament ergeben, so daß für die Gründung mit Schwierigkeiten zu rechnen war. Außerdem war auf bayerischem Ufer in etwa 2,0 m Entfernung von einem mehrstöckigen Gebäude bis zur Tiefe von 12,0 zu gründen. Dieses Gebäude war durch ungenügende Gründung, Setzungen im Untergrund und durch die Brückensprengung zudem in seinem Gefüge bereits stark zerrüttet. Diese Umstände zeigen, daß die Lösung der Gründung entscheidend war.

Bei der Ausschreibung der Arbeiten für den Bau der Brücken gingen zahlreiche Sondervorschläge ein. Unter den Vorschlägen der Arbeitsgemeinschaft C. Baresel A. G. und Wayss & Freytag A. G. befand sich auch ein Entwurf von Rgbm. Stöhr, Öhringen, der die Öffnung im Freivorbau mit einzelnen kastenförmigen Betonfertigstücken bis zu 27 t Gewicht bewältigen wollte. Diese Fertigstücke sollten vom Kämpfer her vorgebaut, mit Spannschlössern an-

cinandergesetzt werden und eine Vorspannung mit Drahtseilen erhalten.

Da alle als Angebot eingereichten Entwürfe keine durchweg befriedigende Lösung ergaben, bearbeitete die erwähnte Arbeitsgemeinschaft auf Vorschlag der Bauherrschaft den Entwurf einer vorgespannten Bogenscheibe mit Auslegern. Diese Anwendung einer Bogenscheibe mit Auslegern ergab einen geringen Bogenschub und versprach deshalb für die Gründung auf Neu-Ulmer Seite eine befriedigende Lösung. Es fiel nicht leicht, sich für diese zweifellos kühne, den Erfolg noch keineswegs garantierende Lösung zu entscheiden und sie den Gemeindevertretern beider Städte zur Genehmigung zu empfehlen. Beide Städte gaben dann dem Vorschlag der vorgespannten Bogenscheibe mit Auslegern ihre Zustimmung und die Ar-

Fahrbahnplatten überdeckt wurden. Die Fahrbahn ist 9,00 m und die beiden Gehwege sind je 3,00 m breit; sie wird nicht mehr — wie bisher — von einer Straßenbahn befahren werden, da diese von einem Obus-Betrieb abgelöst wird. Die Gesamtbreite zwischen den Ansichtsflächen der Gewölbe beträgt 13,20 m, über diese laden die Gehwege 1,20 m aus. Das Längsgefälle wurde mit 1,5 % symmetrisch zum Scheitel festgelegt und mit einem Halbmesser von 750 m ausgerundet. Rohr- und Kabelleitungen werden unter der Fahrbahn in der äußeren oberstromigen Kastenrippe verlegt, wo die Querwände entsprechende Aussparungen erhielten. Die beiden Ausleger laden 7,80 m aus; sie waren aus Ersparnisgründen zunächst hohl gedacht und sollten mit Erde verfüllt werden, um durch die Erhöhung des Gegengewichts eine steilere Lage der Schlußkraft zu

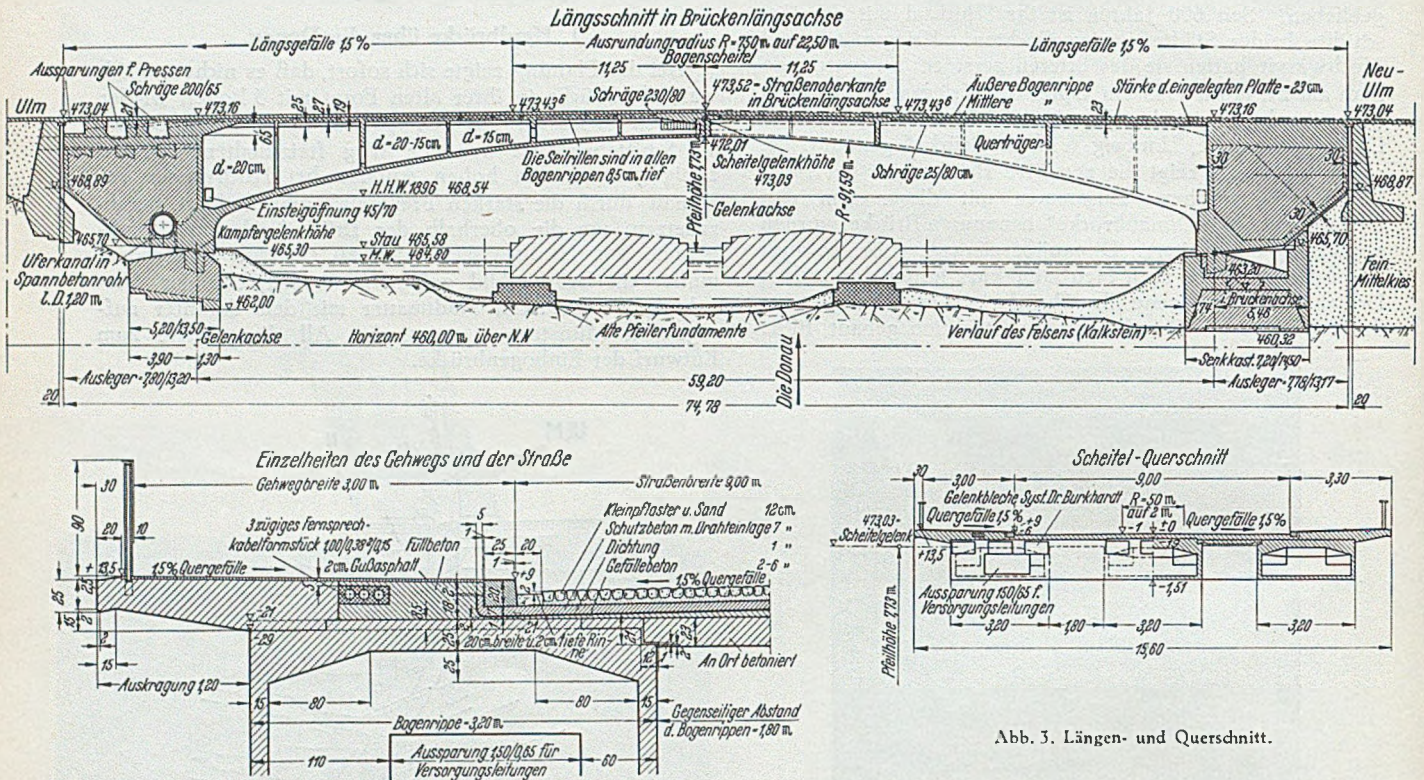


Abb. 3. Längen- und Querschnitt.

beitsgemeinschaft C. Baresel A. G. und Wayss & Freytag A. G. wurde im Mai 1947 mit der Bauausführung beauftragt. Als Architekt wurde Prof. Tiedje, Stuttgart, hinzugezogen. Die Bauleitung für die Bauherrschaft beider Städte war beim Städt. Tiefbauamt Ulm.

Systemwahl.

Die Anwendung des Systems einer Bogenscheibe geht auf die Jahre 1912/13 zurück. Es wurde 1931 erstmals bewußt in Heilbronn bei der Kanalhafenbrücke mit 112,8 m Spannweite angewandt. Bei diesem Bauwerk haben sich später feine Risse in der über der Kämpfergegend liegenden Zugzone gezeigt. Die in den letzten Jahren stark im Wachsen begriffenen Erkenntnisse über vorgespannte Konstruktionen ließen es zweckmäßig und vorteilhaft erscheinen, hier zudem eine Vorspannung anzuwenden. Die Zugzonen der Scheibe konnten mit vorgespannten Drahtseilen vollständig überdrückt werden, so daß Zugrisse unter allen Umständen vermieden werden. Außerdem ließ die Vorspannung eine Ersparnis an Bewehrung erwarten, was sich später auch bestätigte.

Abmessungen der Brücke.

Die Brücke mit 59,20 m Spannweite und 7,73 m Pfeilhöhe gliedert sich (Abb. 3) in drei kastenförmige Bogen-tragwerke von je 3,20 m Breite, zwischen denen zwei je 1,80 m breite Streifen frei blieben, die mit frei beweglichen

erhalten. Neben anderen Gründen wich man auch wegen der unsicheren Vorausbestimmung des spezifischen Gewichts des Füllstoffes hiervon ab und bildete die Ausleger massiv aus, indem man Magerbeton zwischen den 25 bis 30 cm starken Rippen einbrachte und zusammen mit diesen hochführte.

Abb. 4 zeigt die Bewehrung der Fahrbahn. Die Stärke der oberen Platte des Holzquerschnittes beträgt 27 cm für den mittleren und 25 cm für die seitlichen Querschnitte, in der 8 cm starke Vertiefungen von wechselnder Breite für die Drahtseile ausgespart sind. Die Druckplatte ist unten im Scheitel 12 cm stark; sie nimmt geradlinig bis auf 40 cm gegen den Kämpfer zu. Die Wände sind in der Scheitelgegend 15 cm und in der Nähe des Kämpfers 20 cm stark. Die Bögen sind vom Scheitel aus alle 5 m durch Querwände ausgesteift; jede zweite Querwand ist als kräftiger Querträger zum benachbarten Hohlquerschnitt durchgeführt. Die Ausmaße der Widerlager betragen links 5,50 × 14,50 m und rechts 7,20 × 14,50 m.

Statische Untersuchung des Überbaus.

Das statische System der vorgespannten Bogenscheibe ist neuartig; es kam in Ulm erstmals zur Anwendung. Da Erfahrungswerte über die Querschnittsabmessungen bei Vorspannung noch nicht vorlagen, mußte man die endgültigen Abmessungen durch Versuchsrechnungen bestimmen. Die statische Berechnung und die Ausführungszeich-

nungen wurden von Prof. Dr.-Ing. e. h. Mörsch im Auftrage des Bauherrn geprüft.

Die Brücke ist nach DIN 1072 und DIN 1075 für Klasse IA berechnet worden. Der Stoßzuschlag für Verkehrslast wurde für die Fahrbahnplatte mit 1,40 und für das Bogen-tragwerk mit 1,10 berücksichtigt. Das Haupttragwerk mit den Auslegerwänden wurde für B 300 bemessen. Hierfür wurde hochwertiger Zement Z 325 mit einem Gehalt von 350 kg/m³ Fertigbeton verwendet. Die Probewürfel ergaben Druckfestigkeiten W 28 von 450 bis 500 kg/cm². Die frei gelagerten Fahrbahnplatten und die Gehwege wurden für B 225 bemessen, wofür Portlandzement Z 225 mit einer Dosierung von 300 kg/m³ Fertigbeton genügte; man erhielt Würfeldestigkeiten W 28 von 350 bis 400 kg/cm². Der Füllbeton mit 120 kg Zement/m³ Fertigbeton wurde

Eckvoute ersetzt. Die Aussparungen wurden nach dem Einlegen der Seile und vollzogener Vorspannung mit Beton satt geschlossen und ein sicherer Verbund durch eine in den fertigen Beton seitlich und nach unten greifende Bewehrung hergestellt. Die Fahrbahnzwischenplatten müssen den verschiedenen Durchbiegungen der Bogen folgen können und deshalb frei gelagert sein. Zur Übertragung der horizontalen Windkräfte wurden sie durch vertikale Runden gelenkig mit den Rahmenscheiben verbunden. Man hielt es für zweckmäßig, die Gehwegplatten von der Mitwirkung der Bogenkräfte auszuschließen, um unerwünschte Beanspruchungen zu vermeiden, weshalb sie alle 10 m durch Querfügen unterbrochen wurden. Die Gehwege wurden erst nach dem Ablassen des Lehrgerüsts betoniert, womit auch eine einwandfreie Flucht des Gesimses erzielt wurde.

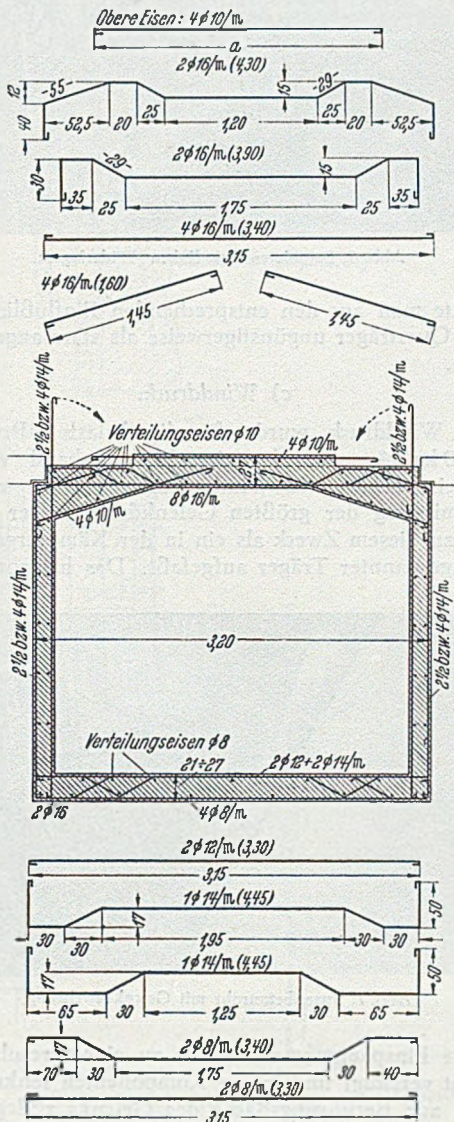


Abb. 4. Bewehrung des Hohlquerschnitts.

unmittelbar nach dem Wandbeton eingebracht und stufenweise hochgeführt und gegen die Kammermauer mit einer 30 cm starken besseren Mischung mit 330 kg Zementgehalt abgegrenzt. Die Bewehrung bestand aus Betonstahl I, der mit 1400 kg/cm² beansprucht wurde.

a) Fahrbahnplatte.

Die Hohlquerschnitte des Bogens bilden geschlossene Rahmen wechselnder Systemhöhe. Das verschiedene Trägheitsmoment der Riegel wurde berücksichtigt und die Querschnittsminderung der Fahrbahnplatte infolge der Vertiefungen für die Drahtseile durch eine reichlich bemessene

b) Bogen.

Für die statische Berechnung wurde die Bogenscheibe vom Scheitel aus in 5 m lange Abschnitte eingeteilt und die Stützlinie infolge Eigengewicht in bekannter Weise eingerechnet und zeichnerisch nachgeprüft. Die Untersuchung wurde für die mittlere, am stärksten belastete Bogenrippe durchgeführt. Aus ständiger Last wirkte im Scheitel eine Kraft von 906 t auf die ganze Brückenbreite. Die Vertikallasten betragen für die halbe Brücke 2560 t, wovon auf den Ausleger 1500 t und auf die Bogenscheiben 1060 t entfallen. Infolge des massiven Auslegers und der einspringenden Rahmenecke entstehen in der Bogenscheibe erhebliche Momente, die in der Zone über dem Kämpfer bedeutende Zugspannungen bewirken, die z. B. im Schnitt V für Eigengewicht nach Stadium I 37 kg/cm² betragen. Diese Zugspannungen werden durch die Vorspannung in Höhe der Fahrbahn überdrückt, die so bemessen wurde, daß in allen Schnitten bei ungünstigster Verkehrslast eine Druckreserve von 5 kg/cm² verbleibt. Die größte zulässige Druckspannung von 100 kg/cm² wurde nicht ausgenutzt; man ging nur bis 90 kg/cm².

Um die Versorgungsleitungen im Scheitel durchführen zu können, mußte das Scheitelgelenk so hoch wie möglich angeordnet werden; man kam hierfür mit nur 33 cm von Gelenkmitte bis Oberkante Fahrbahnplatte aus. Die durch den außermittigen Scheiteldruck nunmehr unten bei Schnitt I ausgelöste Zugspannung wurde durch eine zusätzliche Bewehrung gedeckt. Die Grenzwerte der Randspannungen für Verkehr wurden aus den Einflußlinien der Kernmomente für die betrachteten Schnitte gewonnen. Auf die untersuchte Mittelrippe kam außer dem 40 t-Raupenfahrzeug beiderseits je eine Radspur des 12 t-Lkw. mit dem Anteil, der dem Lastabstand von der betrachteten Wand entspricht. Das vor und hinter den Radlasten anschließende Menschengedränge hatte eine Belastungsbreite von 5 m.

Zur Spannungsermittlung wurden Trägheitsmoment und Schwerachse der einzelnen Querschnitte graphisch bestimmt, und zwar für ständige Last der Querschnitt mit Seilaussparungen und für Verkehr der mit Beton geschlossene Querschnitt, worin die Stahlseile mit n = 8 berücksichtigt wurden. Um ein freies Spiel der Ausleger zu ermöglichen, wurde der Ausleger links mit Kammermauern umschlossen, die rückwärts durch einen 20 cm breiten Luftspalt und seitlich durch eine doppelte Lage Faserplatten von ihm getrennt wurden. Die Beweglichkeit des Auslegers rechts wurde seitlich durch die Flügelmauern über dem Senkkasten und rückwärts durch eine Winkelstützmauer in ähnlicher Ausführung wie links gewährleistet.

Da in allen Querschnitten — wenn man von der Zugspannung unten in Schnitt I absieht — nur Druckspannungen auftreten, so ist für die Schubsicherung die schiefe Hauptzugspannung maßgebend. Hierzu errechnet man zunächst die Schubspannung aus der Einflußlinie der Querkraft und aus der gesamten Normalspannung bei derselben

Laststellung. Die schiefen Hauptzugspannungen ergeben sich dann nach Größe und Richtung aus dem Weyrauch'schen Spannungskreis. Sie verlaufen in allen Querschnitten steil unter 70° zur Horizontalen, so daß die Bewehrung hierfür praktisch senkrecht eingelegt werden konnte. Der Größtwert ergab sich in Schnitt I zu 15 kg/cm^2 ; die Bewehrung besteht aus 5 bis 8 Rundeisen $\varnothing 14 \text{ mm}$ je lfm Wand. Weitere Schubkräfte werden an den Seil-

über und bildet die organische Verbindung zu beiden Seiten des Kämpfers (Abb.5). Der Boden des Kastenquerschnitts wurde in der Querrichtung als Riegel des geschlossenen Rahmens berechnet; für die Riegelbewehrung war noch eine Komponente nach oben aus der längsgerichteten Bogenwölbung zu berücksichtigen. Die alle 10 m angeordneten Querträger ergeben eine zusätzliche Versteifung und bringen die drei Bogenrippen zu einheitlicher statischer Wirkung. Die Momente und Querkräfte

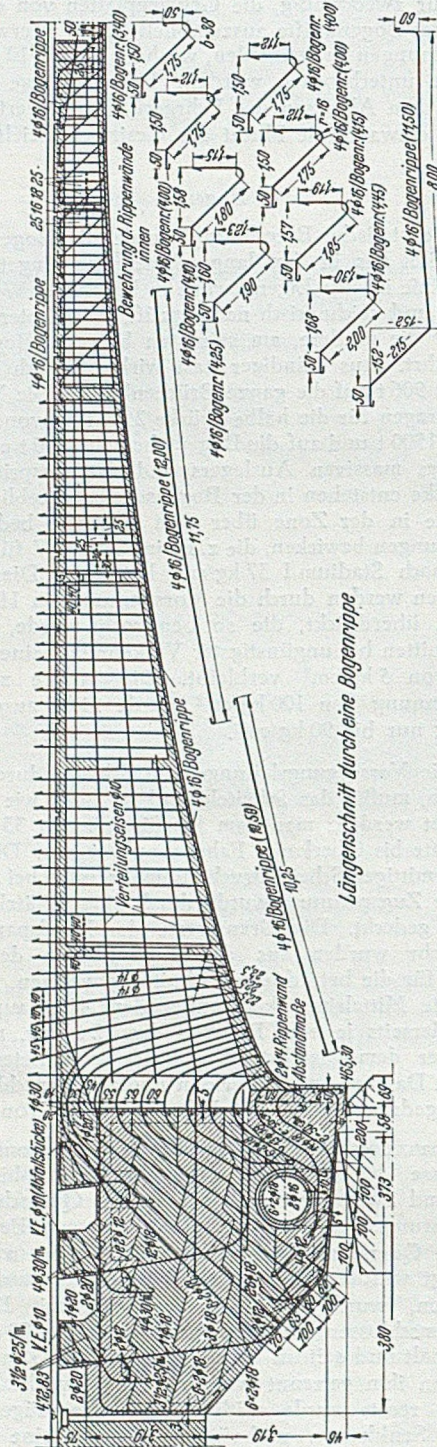


Abb. 5. Bewehrung des Bogens mit Ausleger.

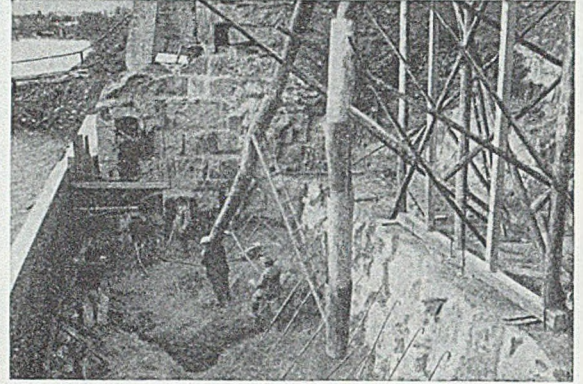


Abb. 6. Betonieren des linken Widerlagers.

ermittelte man aus den entsprechenden Einflußlinien, wobei die Querträger ungünstigerweise als starr angenommen wurden.

c) Winddruck.

Der Winddruck wurde für die belastete Brücke mit $w = 150 \text{ kg/m}^2$ sowie für eine Verkehrsband von 2,0 m Höhe eingesetzt. Die Windberechnung dient vor allem der Ermittlung der größten Gelenkdrücke. Der Überbau wurde zu diesem Zweck als ein in der Kämpfergelenklinie voll eingespannter Träger aufgefaßt. Das horizontale und

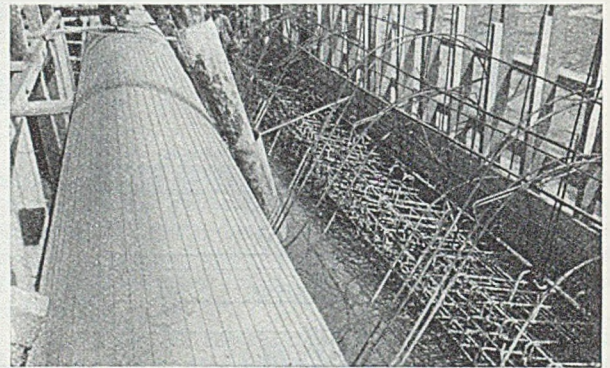


Abb. 7. Spannbetonrohr mit Gelenkbewehrung.

vertikale Einspannmoment wurde zu einem resultierenden Moment vereinigt und in die Komponenten senkrecht und parallel zur Berührungsfläche des Gelenks zerlegt. Damit erhielt man die Normal- und Scherkräfte auf die Gelenke für die innere und die äußeren Bogenrippen. In den letzteren wirkt nach dieser Ermittlung ein Gelenkdruck von $7,8 \text{ t/m}$ senkrecht und eine Querkraft von $5,1 \text{ t/m}$ quer zur Gelenkfläche infolge Wind allein. Im Scheitel treten infolge Wind nur Normaldrücke auf.

Gelenke.

Für den Scheitel und für die Kämpfer wurden gepanzerte Wälzelenke verwendet. Sie wurden senkrecht zur Resultierenden aus ständiger Last versetzt. Die Hertzsche Pressung betrug für das Scheitelgelenk 500 kg/cm^2 bei Radien von 70 bzw. 60 cm und für das Kämpfergelenk

umlenkungen erweckt, wo die Vorspannkkräfte in den Beton eingeleitet werden müssen. Hierfür wurden an jeder Umlenkung je Wand vier unter 45° geneigte Stäbe von $14 \text{ mm } \varnothing$ eingelegt. In den Wänden der Ausleger wurden die vor allem durch Eigengewicht erweckten Schubkräfte durch eine zwischen 45° und 60° verlaufende Bewehrung aufgenommen; sie greift in die Wände der Bogenöffnung

400 kg/cm² bei Radien von 150 bzw. 120 cm. Die Querspannung im Beton von etwa 7 kg/cm² wurde durch eine entsprechende Bewehrung aufgenommen. Zur Übertragung der Querkräfte im Scheitel dienen zwei Dollen von 45 mm Durchmesser für das 80 cm lange und im Kämpfer drei Dollen von 60 mm Durchmesser für das 1,0 m lange Gelenkstück. Während die Gelenke im Scheitel nur auf die Breite der Bogenrippen notwendig wurden, mußten sie im Kämpfer auf die ganze Brückenbreite durchgehen, da dies durch die großen Gewichte des massiven Auslegers bedingt war. Die durch die Längswände ein-

troffen wurde, war eine tiefere Fundierung nicht nötig. Dies führte zu einer Flachgründung des Widerlagers mit einer entsprechenden Bewehrung.

Am linken Donauufer führte teils außerhalb, teils innerhalb der Stadtmauer ein Abwasserkanal von 60 × 90 cm Querschnitt, der entweder landseitig um den Ausleger der Brücke oder durch den Ausleger hindurch geführt werden mußte. Man entschloß sich zu der zweiten Lösung, da eine zügige Führung des Kanals bei dem sehr geringen Gefälle zweckmäßig war. Im Bereich der Brücke wurde der rechteckige Kanal durch ein kreisförmiges Spannbetonrohr von 1,20 m Ø der Wayss & Freytag A.G. ersetzt (Abb. 7). Es mußte für eine unverschiebliche Lage des Rohres als Abwasserleitung und für eine einwandfreie Beweglichkeit des Auslegers gesorgt werden. Das Rohr wurde an einzelnen Stellen mit Betonsätteln auf dem Widerlagerücken abgestützt und die Beweglichkeit des Auslegers dadurch hergestellt, daß über dem Rohr ein Hohlraum von 5 cm Dicke geschaffen wurde. Die durchgehende zylindrische Aussparung im Ausleger war bei der Bemessung der Bewehrung entsprechend zu berücksichtigen.

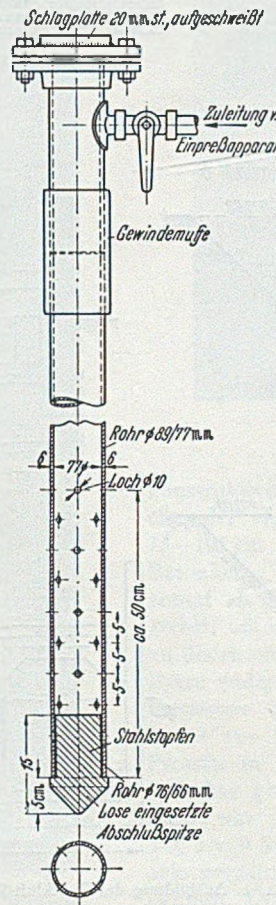
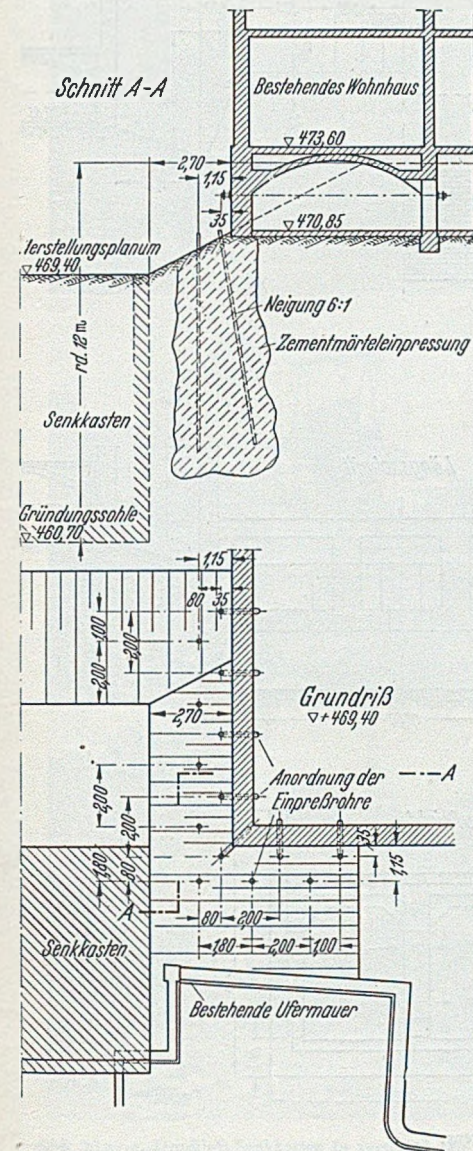


Abb. 8. Zementeinpressungen unter dem Gebäude am rechten Ufer.

geleiteten Lasten werden durch eine Querwand über der Kämpferachse gleichmäßig auf die Kämpfergelenke verteilt. Der Abwälzweg für die zu 7,0 cm ermittelte Scheitelsenkung infolge Eigengewichts, Schwindens und Kriechens beträgt für das Scheitelgelenk 2,1 cm und für das Kämpfergelenk 1,5 cm. Diese Werte liegen im Bereich der Einstellgenauigkeit.

Widerlager.

Auf der Ulmer Seite wurde die Baugrube im Schutze eines Betonfangedammes ausgehoben, der später als Auflager für das Außenfeld des Lehrgerüsts diente (Abb. 6). Da in verhältnismäßig geringer Tiefe gesunder Fels ange-

troffen wurde, war eine tiefere Fundierung nicht nötig. Dies führte zu einer Flachgründung des Widerlagers mit einer entsprechenden Bewehrung.

Am linken Donauufer führte teils außerhalb, teils innerhalb der Stadtmauer ein Abwasserkanal von 60 × 90 cm Querschnitt, der entweder landseitig um den Ausleger der Brücke oder durch den Ausleger hindurch geführt werden mußte. Man entschloß sich zu der zweiten Lösung, da eine zügige Führung des Kanals bei dem sehr geringen Gefälle zweckmäßig war. Im Bereich der Brücke wurde der rechteckige Kanal durch ein kreisförmiges Spannbetonrohr von 1,20 m Ø der Wayss & Freytag A.G. ersetzt (Abb. 7). Es mußte für eine unverschiebliche Lage des Rohres als Abwasserleitung und für eine einwandfreie Beweglichkeit des Auslegers gesorgt werden. Das Rohr wurde an einzelnen Stellen mit Betonsätteln auf dem Widerlagerücken abgestützt und die Beweglichkeit des Auslegers dadurch hergestellt, daß über dem Rohr ein Hohlraum von 5 cm Dicke geschaffen wurde. Die durchgehende zylindrische Aussparung im Ausleger war bei der Bemessung der Bewehrung entsprechend zu berücksichtigen.

Zur Sicherung des erwähnten Gebäudes gegen etwaige Setzungen wurde der Baugrund im Grenzbereich zuvor verfestigt. Der Untergrund bestand aus etwas sandhaltigem Auffüllmaterial, so daß eine Auspressung mit Zementmörtel einen Erfolg versprach. Nach Abb. 8 wurden alle 1,20 m Einpreßrohre von 1 1/2" Querschnitt und 7 m Länge von einem Preßlufthammer eingerammt. Die Rohre waren unten mit einem kegelförmigen Stahlstopfen verschlossen und besaßen in der Wandung kleine Öffnungen für den Austritt des Zementmörtels. Es wurde nun Mörtel bis zu 25 atü Druck mit einer Spezialpumpe, Fabrikat Häny, Schweiz, eingepreßt. Es wurden 14 Rohre gerammt und hierfür insgesamt 250 Sack Zement verbraucht, so daß auf ein Rohr im Querschnitt 18 Sack entfielen. Jedes zweite Rohr wurde schräg unter das Gebäude getrieben und zuerst ausgepreßt, ehe die dazwischenliegenden senkrechten Rohre verpreßt wurden.

Druckluftgründung.

Ursprünglich sollte das rechte Widerlager in offener Baugrube zwischen stählernen Spundwänden gegründet werden. Man wich hiervon aus nachstehenden Gründen ab.

Mit Rücksicht auf das gefährdete mehrstöckige Haus hielt man eine Druckluftgründung Rutschungen und Ausspülungen des Untergrundes gegenüber für ungefährlicher. Schon vor Beginn der Bauarbeiten waren am Gebäude starke Setzrisse, besonders über den Fenster- und Türstürzen, festgestellt worden, was u. a. auf das vollständige Fehlen von Bankettverbreiterungen zurückzuführen war. Die Beschaffung von 12 m langen Spundwänden aus Stahl und der Aussteifung aus Holz war bei Baubeginn im Sommer 1947 fast unmöglich. Rammerschütterungen hätten

des Senkkastens mit einem Bagger hergerichtet, d. h., es wurde so tief ausgeschachtet, als es die Gründungstiefe des Hauses zuließ. Gleichzeitig wurden die Kellergewölbe in Kämpferhöhe durch Zuganker gesichert. Nach der Bodenverfestigung wurde der inzwischen erhärtete Senkkasten etwa 5,0 m bis auf den Wasserspiegel der Donau ohne Lufthaltung abgelassen. Die Quader des alten Widerlagers und die Erdhinterfüllung wurden mit einem Derrick über die Arbeitskammerdecke durch eine Öffnung von $1,40 \times 1,60$ m gefördert. Der Senkkasten wurde unter offe-

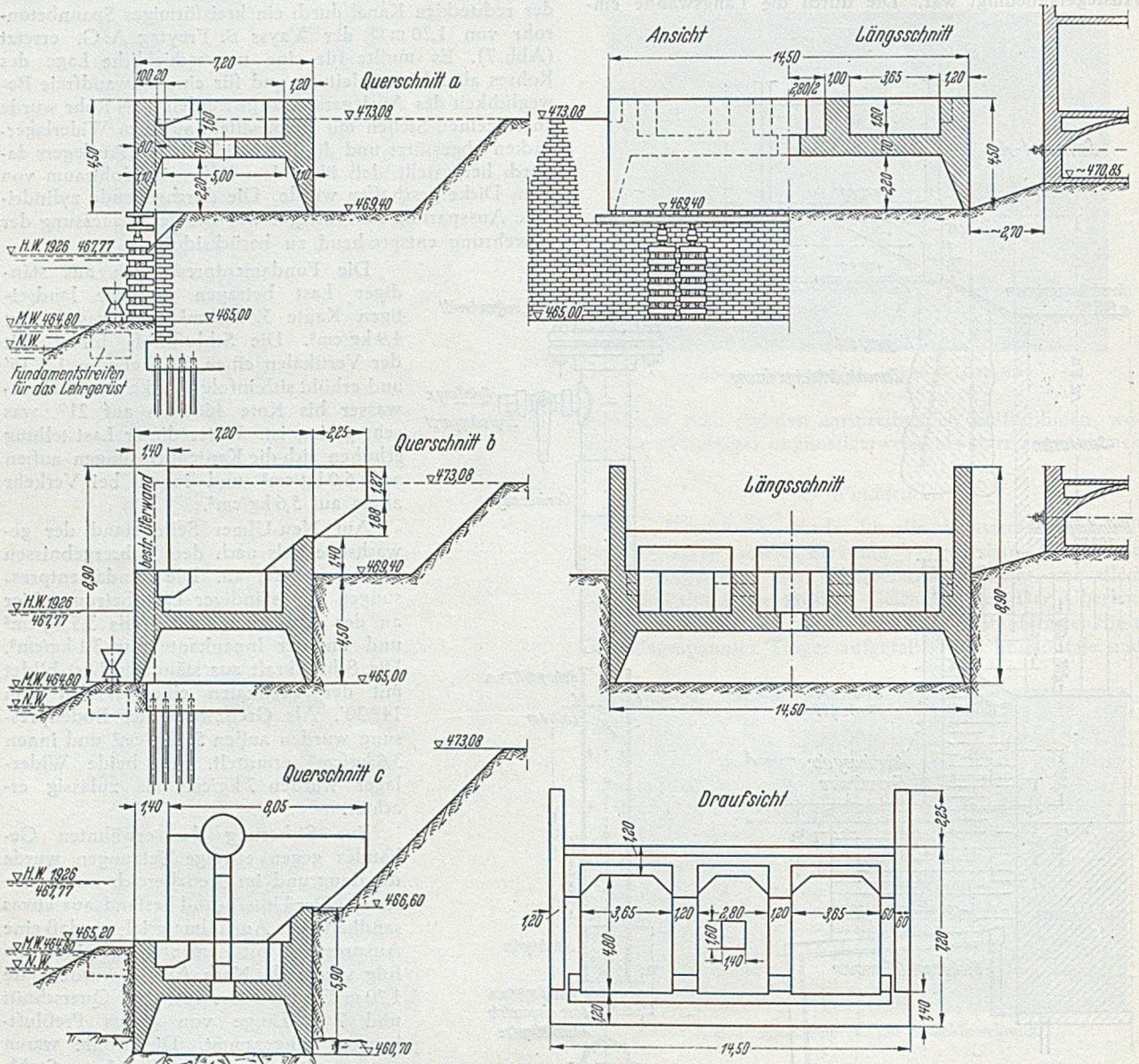


Abb. 9 a—c. Ausbildung des Druckluft-Senkkastens.

zweifellos weitere Schäden an dem Haus verursacht. Da man sich damals das Belassen der Stahlspundwände im Baugrund nicht erlauben konnte, hätte man Lockerungen beim Ziehen und damit Setzungen des Untergrundes befürchten müssen. Man hätte außerhalb der Widerlagerumgrenzung zudem einen Arbeitsraum benötigt und deshalb mit der Spundwand noch näher an das Haus herangehen müssen.

Um den Bestand des Hauses zu sichern und zusätzliche Schäden auszuschließen, wurde eine Druckluftgründung vorgeschlagen. Die gefährdete Hausecke wurde zunächst durch die erwähnte Bodenverfestigung gesichert. Die einzelnen Bauabschnitte der Druckluftgründung sind aus Abb. 9a—c ersichtlich. 3,5 m unter Gelände, = 4,5 m über dem Donauuferweg, wurde ein Planum für die Erstellung

ner Wasserhaltung noch weiter um 80 cm abgesenkt, um die Hölzer der alten Pfahlrostgründung in möglichst großen Längen durch die erwähnte Öffnung fördern zu können. Dann wurde die Arbeitskammerdecke geschlossen, die Schleuse montiert und der Senkkasten noch 4,0 m unter Druckluft auf die endgültige Tiefe abgesenkt. Hierbei mußten etwa 100 Rundholzpfähle und eine Holzspundwand der alten Foundation in zerkleinertem Zustand durch die Schleuse gefördert werden. Mit der Schneide wurden die plattigen oberen Felschichten noch etwa 70 cm durchfahren, bis der Senkkasten überall auf gesundem Fels aufsaß.

Die Grundfläche des Senkkastens beträgt $7,20 \times 14,50 = 104,4 \text{ m}^2$; die wasserseitige Längswand des Senkkastens lag durchschnittlich 80 cm vor dem alten Widerlager; sie wurde

in den äußeren Fünftelpunkten durch Schwellenstapel auf Stampfbetonfundamenten unterstützt und unter der Schneide zur Lastverteilung ein Träger I P 34 eingebaut. Der Senkkasten wurde auf dieser Seite mit hydraulischen Pressen, die immer wieder ausgewechselt wurden, langsam und gleichmäßig abgesenkt. Die Abb. 10 a—c zeigt den Senkkasten in drei verschiedenen Absenkstellungen.

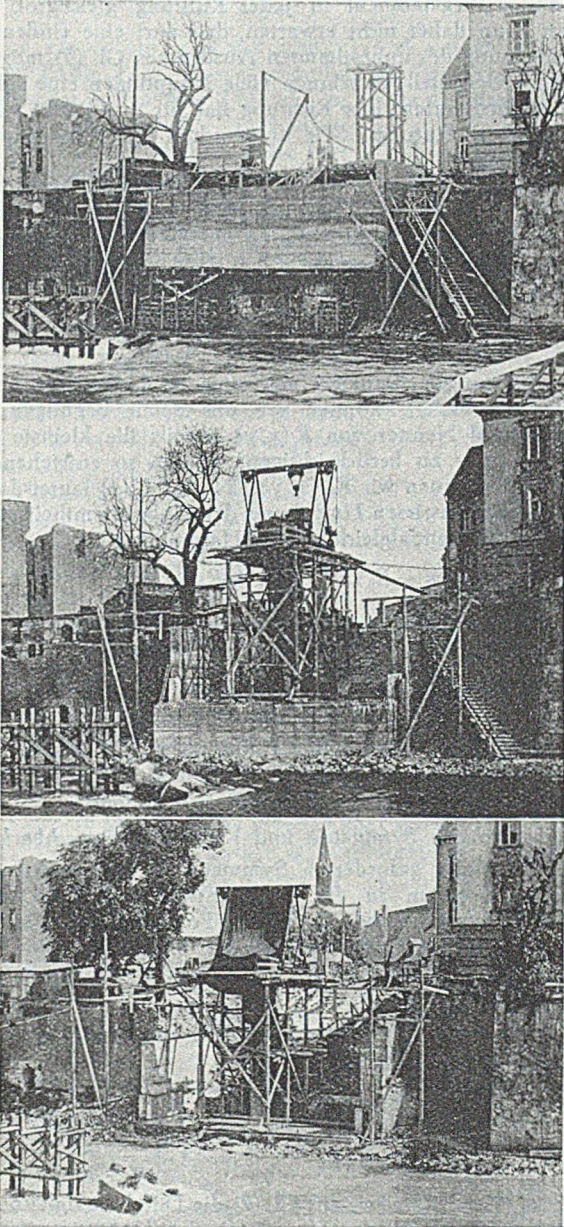


Abb. 10 a—c. Druckluft-Senkkasten in verschiedenen Absenkstellungen.

Vorspannung.

Zur Vorspannung der Bögen dienten Drahtseile von 32 mm Durchmesser und 5,69 cm² Querschnitt. Die Drahtseile wurden von der Firma Felten & Guilleaume Carlswerk, Köln-Mülheim, geliefert, die über die Güte des Einzeldrahtes folgende Angaben machte:

Zugfestigkeit $\sigma_Z = 160 \text{ kg/mm}^2$,

Fließgrenze $\sigma_F = 120 \text{ kg/mm}^2$,

Kriechgrenze $\sigma_K = 88 \text{ kg/mm}^2$.

Die Seile wurden unverzinkt und ungeölt unmittelbar nach dem Vorspannen rostsicher einbetoniert. Die eingeleitete

Vorspannung betrug 8000 kg/cm², entsprechend einer Zugkraft von 45,5 t je Seil. Der Spannungsverlust infolge Kriechens und Schwindens des Betons wurde zu 1500 kg/cm² angesetzt, so daß eine wirksame Seilspannung von 6500 kg/cm² verblieb. Besondere Aufmerksamkeit wurde der Einleitung der Vorspannkraft geschenkt. Die Endverankerung der Seile im Bereich des Auslegers konnte aus

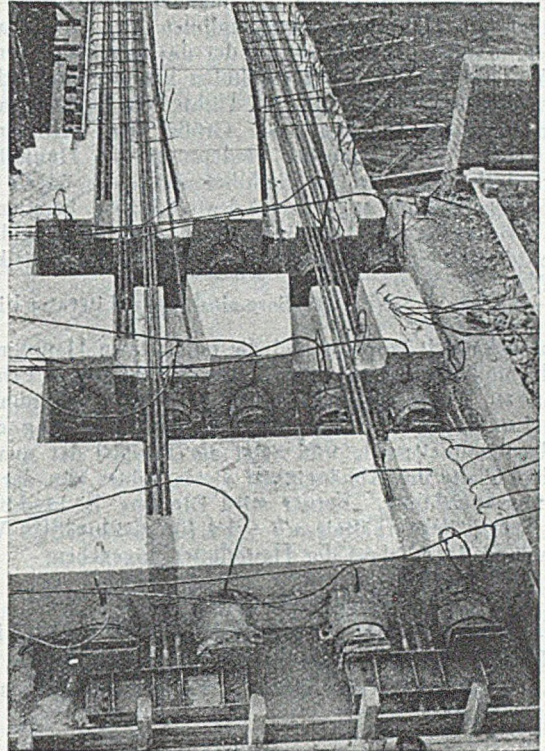


Abb. 11. Anordnung der Vorspannung.

konstruktiven Gründen nur in dreifacher Staffelung hintereinander angeordnet werden, wozu Aussparungen von 75—105 cm Tiefe und 110—120 cm Länge dienten. Die Betonkerne zwischen diesen Aussparungen wurden horizontal als Träger und vertikal auf Konsolwirkung bewehrt, um die wirksamen Kräfte auf den Auslegerkörper zu übertragen. In jeder Bogenhälfte sind 11 Seile eingelegt. Diese endigen in Seilköpfen, die mit einer Zinklegierung vergossen wurden. Die Köpfe wurden in einem Querhaupt aus Stahlprofilen gefaßt und mit hydraulischen Pressen in der auf der Endstrecke unter 1:8 geneigten Seilachse gezogen, bis die rechnermäßige Spannung erreicht war. Von außen nach innen fortschreitend wurden $3 \times 3 = 9$ Seile je gemeinsam und die restlichen 2 Seile einzeln gespannt. Die gesamte Anordnung ist aus Abb. 11 ersichtlich. Die Vorspannkraft wurde an Manometern abgelesen. Zur Kontrolle wurde die Dehnung der Seile nachgemessen; die für einen Elastizitätsmodul von 1600000 kg/cm² und eine bleibende Dehnung von 0,1 % berechnet wurde. Die Übereinstimmung bei den Ablesungen war durchaus befriedigend. Zwecks Wiedergewinnung der Pressen wurden die in den Seilen wirksamen Kräfte durch Stahlbetonquader aufgenommen, die an Ort und Stelle betoniert und nach 7tägiger Erhärtung beansprucht wurden.

Die in den einzelnen Bogenquerschnitten benötigte Seilzahl richtete sich nach den statischen Erfordernissen. Die Seile wurden — wie aus Abb. 11 ersichtlich — entsprechend der Form von Haarnadeln in konzentrischer Lage so angeordnet, daß sie beim Ausleger endigen.

(Schluß folgt.)

Über den Verlauf der Biegemomentenhauptlinien für dünne Platten.

Von Prof. Dr.-Ing. Alfred Mehmel und Dipl.-Ing. Hubert Beck.

Aus den Arbeiten des Lehrstuhls für Massivbau an der Technischen Hochschule Darmstadt.

Als Hauptbiegemomentenlinien werden bei Platten diejenigen Linien bezeichnet, die in jedem Punkte die Richtungen der beiden Hauptmomente angeben. Diese beiden Richtungen stehen aufeinander senkrecht. Wir nennen die Hauptbiegemomentenlinien hier kurz Hauptlinien. Außer der Richtung, in der das maximale Moment wirkt, läßt sich aus den Hauptlinien kein weiterer Verlauf ziehen. Insbesondere gibt die Dichte des Linienverlaufes keinen Aufschluß über die Größe der auftretenden Momente. Die technische Bedeutung der Hauptlinien liegt darin, daß sie im Stahlbetonbau die ideale Bewehrungsrichtung angeben. Schwierigkeiten bereiten in der Zeichnung des Hauptlinienbildes meist die singulären Punkte oder Unbestimmtheitsstellen, gekennzeichnet durch $\frac{M_{xy}}{M_x - M_y} = 0$ (vgl. I/2). Diese sind in der Literatur bisher nicht behandelt worden, und die publizierten Hauptlinienbilder sind alle ungenau, zum Teil sogar mit groben Fehlern behaftet. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich nun mit der Ermittlung des Linienbildes in der Umgebung einer Unbestimmtheitsstelle und zeigt am Beispiel der quadratischen Platte die Abhängigkeit dieses Bildes von der Belastungsanordnung. Ferner wird für eine Rechteckplatte mit dem Seitenverhältnis $a/b = 3/4$ für gleichmäßige Vollbelastung der Verlauf der Hauptlinien angegeben.

I. Allgemeine Grundlagen.

1. Differentialgleichung der Hauptlinien.

Bezeichnet φ den Winkel der Hauptlinien mit der x -Achse eines rechtwinkligen x, y -Koordinatensystems, so gilt bekanntlich

$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{2 M_{xy}}{M_x - M_y} \quad (1)$$

Die Momente sind mit w als Durchbiegung gegeben durch

$$M_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right); \quad M_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right);$$

$$M_{xy} = -D(1 - \mu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (2)$$

Damit folgt unter Einführung einer Funktion $R(x, y)$

$$R(x, y) = \frac{1}{\operatorname{tg} 2\varphi} = \frac{\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}}{2 \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}} \quad (3)$$

Von der Querdehnungszahl ist der Hauptlinienverlauf somit unabhängig. Setzen wir in Gl. (3)

$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{2 \operatorname{tg} \varphi}{1 - \operatorname{tg}^2 \varphi} \quad \text{und} \quad \operatorname{tg} \varphi = \frac{dy}{dx}$$

dann erhalten wir die Differentialgleichung der Hauptlinien

$$\frac{dy}{dx} = -R(x, y) \pm \sqrt{1 + R^2(x, y)} \quad (4)$$

Gl. (4) stellt eine Differentialgleichung 1. Ordnung dar, die zumindest numerisch oder zeichnerisch lösbar ist, sofern eine eindeutige Lösung überhaupt existiert. Dies ist an den Unbestimmtheitsstellen nicht mehr der Fall.

2. Unbestimmtheitsstellen und ihre Umgebung.

Eine Stelle, an der das Drillungsmoment und die Biegemomentendifferenz verschwinden, nennen wir Unbestimmtheitsstelle. Hierfür gilt also

$$M_{xy} = 0 \quad \text{und} \quad M_x - M_y = 0 \quad (5a)$$

oder nach Gl. (2) gleichwertig

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0 \quad (5b)$$

Damit werden aber die Ausdrücke für $\operatorname{tg} 2\varphi$ und $R(x, y)$ unbestimmt. Aus Gl. (5a) folgt, daß an einer Unbestimmtheitsstelle in keiner Richtung ein Drillungsmoment auftritt und das Biegemoment in jeder Richtung gleichgroß ist. Man kann daher nicht erwarten, daß dort eine eindeutige Bestimmung des unbestimmten Ausdruckes Gl. (3) möglich ist. Im Gegenteil: es können viele Hauptlinien eine solche Stelle durchlaufen; ihre Richtung hat für den Punkt selbst keinerlei Bedeutung. Wir untersuchen daher die nächste Umgebung.

Der Punkt $x=a, y=b$ sei eine Unbestimmtheitsstelle. Durch eine lineare Transformation erreichen wir stets $a=b=0$. Die Taylorentwicklung um die Unbestimmtheitsstelle für die Durchbiegung w hat dann die Form:

$$w = a_{00} + a_{10}x + a_{01}y + a_{20}x^2 + a_{11}xy + a_{02}y^2 + a_{30}x^3 + a_{21}x^2y + a_{12}xy^2 + a_{03}y^3 \dots \quad (6)$$

Da uns nur die nächste Umgebung der Unbestimmtheitsstelle interessiert, können wir uns damit begnügen, in Zähler und Nenner von $R(x, y)$ jeweils die kleinste Potenz in x, y zu berücksichtigen. Diesen so entstehenden Ausdruck nennen wir $R_0(x, y)$. Nach Gl. (4) lautet damit die in einer gewissen Umgebung der Unbestimmtheitsstelle gültige Differentialgleichung der Hauptlinien

$$\frac{dy}{dx} = -R_0(x, y) \pm \sqrt{1 + R_0^2(x, y)} \quad (7)$$

Wünschen wir für Gl. (7) ein größeres Geltungsgebiet, so nehmen wir in $R(x, y)$ noch höhere Potenzen mit.

3. Hauptlinientypen in der Umgebung einer Unbestimmtheitsstelle.

Nachstehend seien einige Hauptlinientypen rein mathematisch behandelt und geordnet. Die mechanischen Zusammenhänge werden unter Abschnitt II behandelt.

a) Zweiachsige Symmetrie und Variablenvertauschbarkeit.

Infolge der geforderten Symmetrie in beiden Achsenrichtungen treten in der Taylorentwicklung der Durchbiegung w nur gerade x - und y -Potenzen auf. Da die Variablen ferner noch vertauschbar sein sollen, sind die Koeffizienten von $x^n y^m$ und $x^m y^n$ gleich. Damit lautet die Durchbiegung

$$w = a_{00} + a_{20}(x^2 + y^2) + a_{40}(x^4 + y^4) + a_{22}x^2y^2 + \dots \quad (8)$$

Damit folgt nach Gl. (3)

$$R_0(x, y) = \frac{6a_{40} - a_{22}}{4a_{22}} \cdot \frac{x^2 - y^2}{xy} = A \cdot \frac{x^2 - y^2}{xy} = A \cdot \left(\frac{x}{y} - \frac{y}{x} \right) \quad (9)$$

Mit Gl. (9) erhalten wir aus Gl. (7) die Differentialgleichung der Hauptlinien in der Umgebung der Unbestimmtheitsstelle. Die Lösung der Differentialgleichung weist in Abhängigkeit von A verschiedene Typen auf. Aus der in Gl. (9) zuletzt angegebenen Form erkennen wir, daß R_0 — und damit nach Gl. (7) auch das Steigungsmaß der Lösungskurven der Differentialgleichung, also der Hauptlinien — nur eine Funktion des Quotienten y/x ist. Bezeichnen wir als Isoklinen diejenigen Linien, auf denen die Hauptlinien gleiche Neigung haben, so sind dies hier die durch die Unbestimmtheitsstelle gehenden Geraden $y = c \cdot x$. Berechnen wir für einige Werte c das Steigungsmaß, so können wir uns leicht ein Richtungsfeld aufzeichnen und erkennen hieraus den typischen Verlauf der Hauptlinien. Dies ist in den Abb. 1 bis 3 geschehen. In Abb. 1 $a-c$ ist $A > 0$; für $A = \frac{1}{2}$ erhalten wir die Geraden $y = c \cdot x$ und die Kreise $y^2 + x^2 = c^2$ als Lösungskurven (Abb. 1 a). Für größer und kleiner werdendes A sind zur

Verdeutlichung der Änderungstendenz in den Abb. 1 b, c die Kreise der Abb. 1 a gestrichelt eingezeichnet. In den Bildunterschriften ist zusätzlich angegeben, für welche speziellen Werte die Zeichnung gilt. Zur Zeichnung des gesamten Hauptlinienbildes einer Platte reicht es im allgemeinen aus, nach der Größe A eine Einordnung in die hier gegebenen Typen zu treffen, ohne von dem Isoklinenverfahren nochmals Gebrauch machen zu müssen. In Abb. 2 a—c ist $A < 0$; für $A = -\frac{1}{2}$ erhalten wir gleich-

seitige Hyperbeln $x \cdot y = c$ und $y^2 - x^2 = c$ als Hauptlinien (Abb. 2 a). Zur Verdeutlichung der Änderungstendenz ist in den Abb. 2 b und c im ersten Quadranten die Abb. 2 a gestrichelt eingegeben. Schließlich sind in Abb. 3 die beiden Grenzfälle $A=0$ und $A=\pm\infty$ dargestellt. Wir erkennen, wie Abb. 3 a als Grenzfall der Abb. 1 c und 2 c zustandekommt, ebenso Abb. 3 b als Grenzfall der Abb. 1 b und 2 b. Bei diesen Grenzübergängen werden die punktiert eingezeichneten Geraden zu „Unbestimmtheitslinien“, d. h. Linien, deren jeder Punkt eine Unbestimmtheitsstelle darstellt. Obwohl in jeder dieser Unbestimmtheitsstellen durch die Hauptlinien zwei Richtungen ausgezeichnet werden, haben diese Richtungen für die Punkte selbst ebensowenig physikalische Bedeutung wie in jenen Fällen, in denen mehr als zwei Hauptlinien die betrachtete Stelle durchlaufen.

Wünschen wir einen größeren Geltungsbereich für die Lösungskurven der Differentialgleichung (7), so können wir an Stelle von $R_0(x, y)$

$$\bar{R}_0(x, y) = \frac{(6 a_{40} - a_{22})(x^2 - y^2) + (15 a_{60} - a_{24})(x^4 - y^4)}{4 a_{22} \cdot xy + 8 a_{24}(xy^3 + x^3y)} \quad (10)$$

benutzen. Ist insbesondere in Gl. (9) $A = 0$, so liegt streng nicht der Grenzfall von Abb. 3 a vor. Wir müssen dann nämlich die nächsthöhere Potenz des Zählers mitnehmen, die einen nichtverschwindenden Koeffizienten aufweist, also

$$\hat{R}_0(x, y) = \frac{15 a_{60} - a_{24}}{4 a_{22}} \cdot \frac{x^4 - y^4}{xy} \quad (11)$$

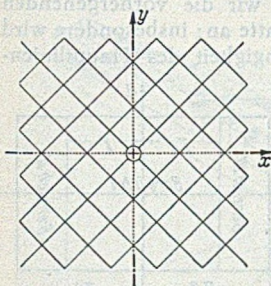


Abb. 3 a.

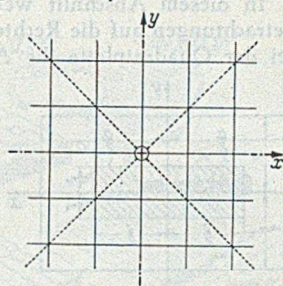


Abb. 3 b.

Abb. 3 a wird auf einem endlich großen Flächenteil nur für die Glockenbelastung $p_k = p_0 \cdot \cos k\pi \frac{x}{a} \cdot \cos k\pi \frac{y}{a}$ (k ungerade) erreicht. Sie bewirkt die Durchbiegung

$$\begin{aligned} w_k &= \frac{p_0 a^4}{D\pi^4 64 k^4} \cdot \cos k\pi \frac{x}{a} \cdot \cos k\pi \frac{y}{a} = \\ &= w_k^0 \cdot \cos k\pi \frac{x}{a} \cdot \cos k\pi \frac{y}{a}, \\ &\text{mit } k = 1, 3, 5, \dots \end{aligned}$$

Damit ist für alle x und y :

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0 \quad \text{und}$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = w_k^0 \cdot \frac{k^2 \pi^2}{a^2} \cdot \sin k\pi \frac{x}{a} \cdot \sin k\pi \frac{y}{a}.$$

Für jeden Punkt $x \neq 0$ und $y \neq 0$ ist daher nach Gl. (3)

$$R(x, y) = 0$$

und nach Gl. (4)

$$\frac{dy}{dx} = \pm 1.$$

Die Achsen $x = 0$ und $y = 0$ sind Unbestimmtheits-

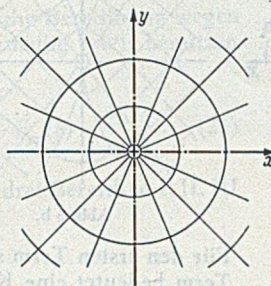


Abb. 1 a.

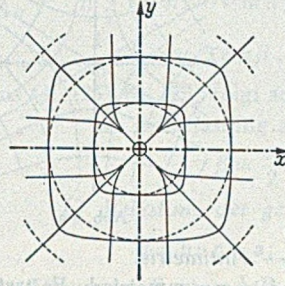


Abb. 1 b.

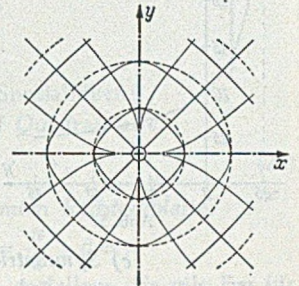


Abb. 1 c.

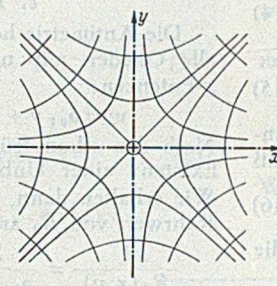


Abb. 2 a.

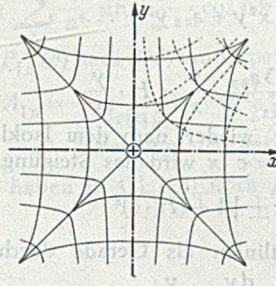


Abb. 2 b.

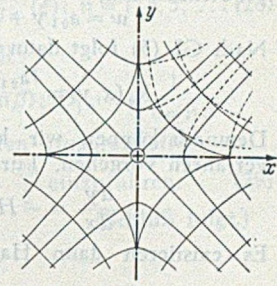


Abb. 2 c.

linien, da dort auch $\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$ ständig verschwindet (vgl. Abb. 3 a.)

b) *Zweiachsige Antimetrie und Variablenvertauschbarkeit.*

In Gl. (6) treten jetzt nur ungerade Potenzen auf; durch die verlangte Vertauschbarkeit von x und y sind wieder die Koeffizienten von $x^m y^n$ und $x^n y^m$ gleich.

$$w = a_{11} xy + a_{31}(x^3 y + xy^3) + \dots \quad (12)$$

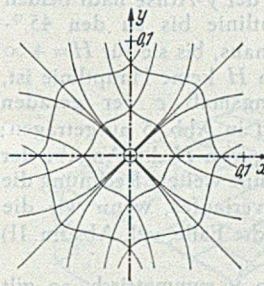


Abb. 4 a.

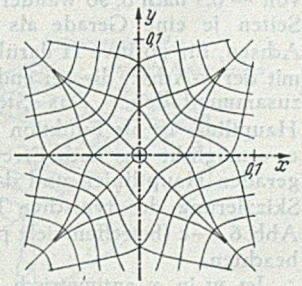


Abb. 4 b.

Die gemischte 2. Ableitung würde also mit einem absoluten Term, nämlich a_{11} , beginnen. Dann läge aber nach Gl. (5 b) gar keine Unbestimmtheitsstelle vor. Zu deren Existenz muß demnach notwendigerweise zusätzlich $a_{11} = 0$ gefordert werden. Wir erhalten dann

$$\begin{aligned} R_0(x, y) &= \frac{10 a_{31} - 3 a_{33}}{3 a_{31}} \cdot \frac{xy(x^2 - y^2)}{x^2 + y^2} = \\ &= B \frac{xy(x^2 - y^2)}{x^2 + y^2}. \end{aligned} \quad (13)$$

Da die Isoklinen keine einfachen Kurven werden, berechnen wir uns hier besser die Neigung der Hauptlinien auf den Geraden $y = c \cdot x$. Setzen wir diese Geradengleichung in Gl. (13) ein, so wird

$$R_0 = B \cdot c \frac{1 - c^2}{1 + c^2} \cdot x^2 \quad (13a)$$

Damit haben wir auch hier wieder rasch einen Überblick. Wir haben nur zwei wesentliche Typen zu unterscheiden: $B > 0$ (Abb. 4a) und $B < 0$ (Abb. 4b).

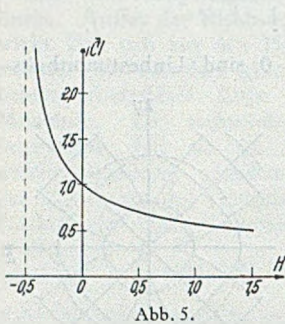


Abb. 5.

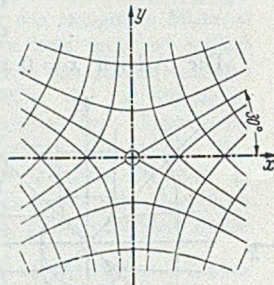


Abb. 6 a.

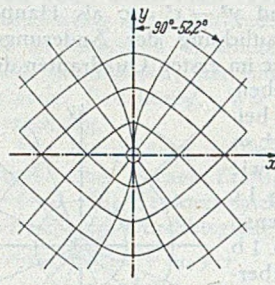


Abb. 6 b.

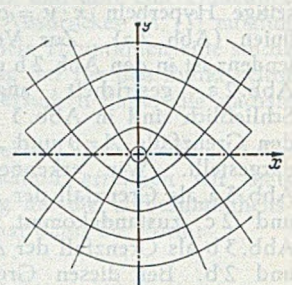


Abb. 6 c.

c) Symmetrie — Antimetrie.

w sei in y antimetrisch und in x symmetrisch. Es treten in Gl. (6) also nur Glieder mit geraden x - und ungeraden y -Potenzen auf.

$$w = a_{01} y + a_{21} x^2 y + a_{03} y^3 + \dots \quad (14)$$

Nach Gl. (3) folgt dann

$$R_0(x, y) = \frac{a_{21} - 3a_{03}}{2a_{21}} \cdot \frac{y}{x} = H \cdot \frac{y}{x} \quad (15)$$

Demnach können wir hier wieder nach dem Isoklinenverfahren vorgehen. Für $y = c \cdot x$ wird das Steigungsmaß

$$\frac{dy}{dx} = -H \cdot c \pm \sqrt{1 + (H \cdot c)^2} \quad (16)$$

Es existieren dann Hauptlinien als Gerade durch die Unbestimmtheitsstelle, wenn $\frac{dy}{dx} = \frac{y}{x} = \bar{c}$ ist. Mit Gl. (16)

lautet diese Forderung

$$-H \cdot \bar{c} \pm \sqrt{1 + (H \cdot \bar{c})^2} = \bar{c}$$

Dies liefert nach \bar{c} aufgelöst:

$$\bar{c} = \pm \sqrt{\frac{1}{1 + 2H}} \quad (17)$$

Aus Gl. (17) erkennen wir: für $H < -0,5$ existiert keine gerade Hauptlinie (außer der y -Achse, welche bei diesem Typ für jeden Wert von H Hauptlinie ist). Wandert H von $-0,5$ nach 0 , so wandern von der y -Achse nach beiden Seiten je eine Gerade als Hauptlinie bis zu den 45° -Achsen, für positive H darüber hinaus, bis sie für $H = +\infty$ mit der x -Achse, die bei endlichem H keine Hauptlinie ist, zusammenfallen. Das Steigungsmaß \bar{c} der geraden Hauptlinie ist als Funktion von H in Abb. 5 aufgetragen; es ermöglicht uns nach Errechnung von H die Angabe der geraden Hauptlinien und damit ohne weitere Rechnung die Skizzierung des typischen Linienverlaufes, wenn wir die Abb. 6 a—c (betreffen viele praktische Fälle, vgl. Abschn. II) beachten.

Ist w in x antimetrisch und in y symmetrisch, so gilt ganz analog

$$R_0(x, y) = \frac{3a_{30} - a_{12}}{2a_{12}} \cdot \frac{x}{y} = -H \cdot \frac{x}{y} \quad (15a)$$

Durch Einführung des Minuszeichens vor H gelten wieder die Abb. 6 a—c, wenn wir sie um 90° gedreht denken, d. h. bei Vertauschung von x - und y -Achse.

d) Einachsige Symmetrie.

Die Symmetrie herrsche in y -Richtung. In w können beliebige x -Potenzen, aber nur gerade y -Potenzen auftreten. Nach Gl. (6) nimmt w die Form an:

$$w = a_{00} + a_{10} x + a_{20} x^2 + a_{02} y^2 + a_{30} x^3 + a_{12} x y^2 + \dots \quad (18)$$

Bilden wir die Ableitungen nach Gl. (5 b), so erhalten wir

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = (2a_{20} - 2a_{02}) + \dots$$

Dies verschwindet für die Stelle $x = y = 0$ nicht. Deshalb tritt zur Sicherung der Existenz der Unbestimmtheitsstelle die notwendige Forderung $a_{20} = a_{02}$ hinzu. Damit erhalten wir

$$R_0(x, y) = \frac{3a_{30} - a_{12}}{2a_{12}} \cdot \frac{x}{y} + \frac{a_{22} - 6a_{04}}{2a_{12}} \cdot \frac{y}{y} \quad (19)$$

Für den ersten Term s. Abb. 6 nach Gl. (15 a). Der zweite Term bedeutet eine Korrektur in der Richtung, in der die Symmetrie herrscht, hier in y -Richtung.

e. Einachsige Antimetrie.

Die Antimetrie herrsche in y -Richtung. w enthält dann alle Glieder mit ungeraden y -Potenzen bei beliebigen x -Potenzen:

$$w = a_{01} y + a_{11} x y + a_{21} x^2 y + a_{31} y^3 + \dots \quad (20)$$

Nach den schon früher angestellten Überlegungen ist zur Existenz einer Unbestimmtheitsstelle $a_{11} = 0$ notwendig. Wir erhalten dann, wenn wir hier zweckmäßigerweise den Kehrwert von R_0 anschreiben:

$$\frac{1}{R_0(x, y)} = \frac{2a_{21}}{a_{21} - 3a_{03}} \cdot \frac{x}{y} + \frac{3a_{13}}{a_{21} - 3a_{03}} \cdot \frac{y}{y} \quad (21)$$

Die Berücksichtigung des zweiten Termes in Gl. (19) und (21) ist nur dann notwendig, wenn der Koeffizient des ersten sehr klein gegenüber dem des zweiten wird. Aus dem Vorzeichen des zweiten Termes kann man die Änderungstendenz mit wachsendem y entnehmen (vgl. Beispiel Rechteckplatte).

II. Die Rechteckplatte unter zweiachsig-symmetrischer Belastung $p = \text{const.}$ und mit Navierschen Auflagerbedingungen.

In diesem Abschnitt wenden wir die vorhergehenden Betrachtungen auf die Rechteckplatte an; insbesondere wird bei der Quadratplatte die Abhängigkeit des Hauptlinien-

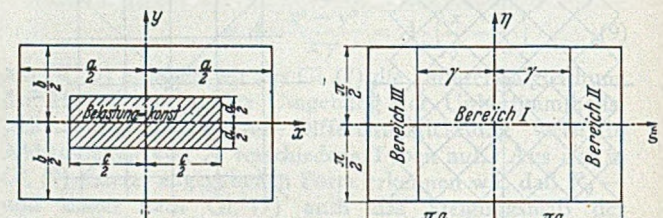


Abb. 7 a.

Abb. 7 b.

bildes von der Belastungsanordnung gezeigt. Die dazu benötigten Formeln der Plattenstatik seien eingangs zusammengestellt.

1. Zusammenstellung der Ergebnisse der Plattenstatik.

Es sei $p = \text{const.}$ über einen rechteckigen Teil der Platte erstreckt (Abb. 7 a); die Ränder der Platte seien frei drehbar unantriebig gelagert. An Abkürzungen gebrauchen wir:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\pi}{2} \cdot \frac{a}{b} = \beta; \quad \frac{\pi}{2} \cdot \frac{c}{b} = \gamma; \quad \frac{\pi}{2} \cdot \frac{d}{b} = \delta; \quad \pi \cdot \frac{y}{b} = \eta; \\ \pi \cdot \frac{x}{b} = \xi; \quad \frac{b}{a} = \alpha; \quad \frac{4pb^4}{D\pi^5} = C^*; \quad w = \frac{w^*}{C^*} \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

In Doppelreihenform lautet die Durchbiegung w^* :

$$w^* = \frac{16pa^4}{D\pi^6} \sum_m \sum_n \frac{\sin \frac{m\pi c}{2a} \cdot \sin n\delta}{mn(m^2 + \frac{n^2}{\alpha^2})^2} \cdot \cos m\pi \frac{x}{a} \cdot \cos n\pi \eta; \quad n = 1, 3, 5, \dots \quad (23)$$

Diese Formel ist aber für die numerische Berechnung wegen ihrer schlechten Konvergenz unzuweckmäßig. Wir benutzen daher Einfachreihen in der Form¹

$$w = \sum_n \frac{\sin n\delta}{n^5} \cdot \cos n\eta \cdot F_n(\xi). \quad (24)$$

Die Funktionen $F_n(\xi)$ haben in den drei Bereichen I, II, III (Abb. 7 b) die Form:

$$F_{In}(\xi) = 1 + A_{In} \cdot \cos n\xi + D_{In} \cdot n\xi \cdot \sin n\xi; \quad n = 1, 3, 5, \dots; \quad (25a)$$

$$F_{II n}(\xi) = (A_{II n} + n\xi B_{II n}) \cdot \cos n\xi + (C_{II n} + n\xi D_{II n}) \cdot \sin n\xi; \quad n = 1, 3, 5, \dots; \quad (25b)$$

$$F_{III n}(\xi) = (A_{III n} - n\xi B_{III n}) \cdot \cos n\xi - (C_{III n} - n\xi D_{III n}) \cdot \sin n\xi; \quad n = 1, 3, 5, \dots \quad (25c)$$

¹ Zur Herleitung vergl. S. Wołnowsky-Krieger: Z. ang. Math. Mech. 14 (1934) S. 13-18

Darin bedeuten:

$$\left. \begin{aligned} A_{In} &= -\frac{1}{\cos n\beta} [n \cdot \frac{\gamma}{2} \cdot \sin n(\beta-\gamma) + \cos n(\beta-\gamma)] - \\ &\quad - n \frac{\beta}{2} \cdot \frac{\sin n\gamma}{\cos^2 n\beta}; \\ D_{In} &= \frac{\cos n(\beta-\gamma)}{2 \cos n\beta}; \\ A_{II n} &= -n \frac{\gamma}{2} \cos n\gamma \cdot \sin n\beta + \\ &\quad + \sin n\gamma \cdot \sin n\beta - n \frac{\beta}{2} \frac{\sin n\gamma}{\cos^2 n\beta}; \\ B_{II n} &= \frac{\sin n\gamma}{2}; \\ C_{II n} &= n \frac{\gamma}{2} \cos n\gamma - \sin n\gamma; \\ D_{II n} &= -\frac{1}{2} \sin n\gamma \cdot \sin n\beta. \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

Aus Gl. (25) bis (29) folgt an Spezialfällen:

a) Teilbelastung auf Quadratplatte:

$$\beta = \frac{\pi}{2}; \quad \gamma = \delta. \quad (27)$$

b) Belastung der gesamten Rechteckplatte:

$$d = b; \quad c = a; \quad \delta = \frac{\pi}{2}; \quad \beta = \gamma.$$

Die Lösungen $F_{II n}$ und $F_{III n}$ entfallen. Es gilt F_{In} für die gesamte Platte:

$$w_1 = \sum_n \frac{1}{n^5} \sin \frac{n\pi}{2} \cdot \cos n\eta \cdot F_{In}(\xi); \quad n = 1, 3, 5, \dots \quad (28)$$

mit $F_{In}(\xi)$ nach (25) und speziell

$$A_{In} = -\frac{1}{\cos n\beta} (1 + n \frac{\beta}{2} \sin n\beta); \quad D_{In} = \frac{1}{2 \cos n\beta}.$$

c) Belastung der gesamten Quadratplatte:

$$\text{Wir haben in Gl. (28) noch } \beta = \frac{\pi}{2} \text{ einzuführen.} \quad (29)$$

(Schluß folgt.)

Die Holzkonstruktionen der Schweizerischen Mustermesse in Basel.

Von Emanuel Bernhard Geering, Basel.

In den Jahren 1941 bis 1946 wurde die Ausstellungsfläche der Schweizerischen Mustermesse in Basel um 30 000 m² vergrößert. Alle in dieser Periode neu hinzukommenden Räume wurden mit Holzkonstruktionen überdacht: ein sprechendes Zeugnis für die Wichtigkeit des Holzes während des Krieges (Abb. 1).

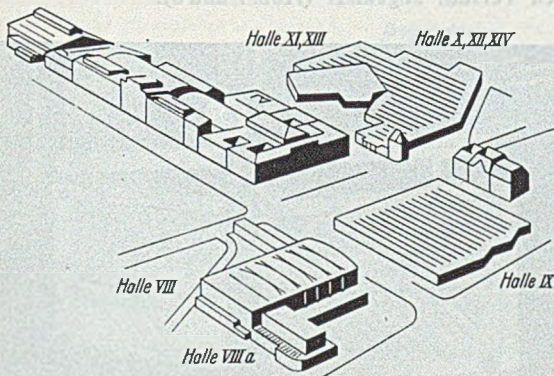


Abb. 1. Übersicht der Mustermessebauten in Basel.

nenter Bauten war in den meisten Jahren die Zeit zu knapp. Man half sich daher zunächst mit Zelten; die Erfahrung zeigte aber, daß diese sich für viele Produkte als Ausstellungsraum nicht eigneten, weshalb zu provisorischen Hallen in Holzkonstruktion übergegangen wurde.

Bei allen diesen Hallen wurden die Haupttragteile in

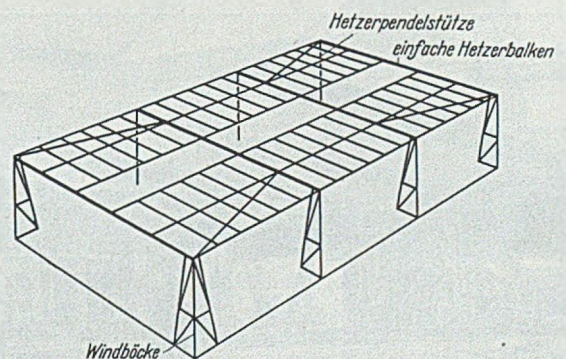


Abb. 2. Schema der Tragkonstruktion der Halle IX.

Die 1941-1943 erbauten Hallen VIII und VIIIa sind als definitive Bauten mit massivem Unterbau erstellt worden, während die späteren Ausführungen als provisorische Bauten ganz in Holz konstruiert wurden.

Diese provisorischen Hallen haben sich als praktisch und ökonomisch erwiesen. Für die Projektierung perma-

nach System Hetzer geleimten Konstruktionsteilen ausgeführt. Dabei wurde mit Rücksicht auf die Widerstandsfähigkeit gegen Feuchtigkeit und Pilzbefall im Gegensatz zum früher allgemein gebräuchlichen „Kasein“ der Kunstharzleim „Melocol“ der CIBA Aktiengesellschaft in Basel verwendet. Neben der relativ kleinen Brandgefahr haben

die Hetzerträger den Vorteil, daß nur wenig Holzverbindungen nötig sind. Im allgemeinen wurden dafür bei den Mustermessehallen Ringdübel verwendet.

bereit. Die Kosten der Konstruktion betragen 800 000 Franken, somit 97,5 Fr./m² Grundfläche oder 18 Fr./m³ umbauten Raum, einschließlich Fundationen, Dachbelag und Oberlichter. Entwurf und Ausführung lagen in den Händen der Firma Nielsen-Bohny & Co. in Basel [2].

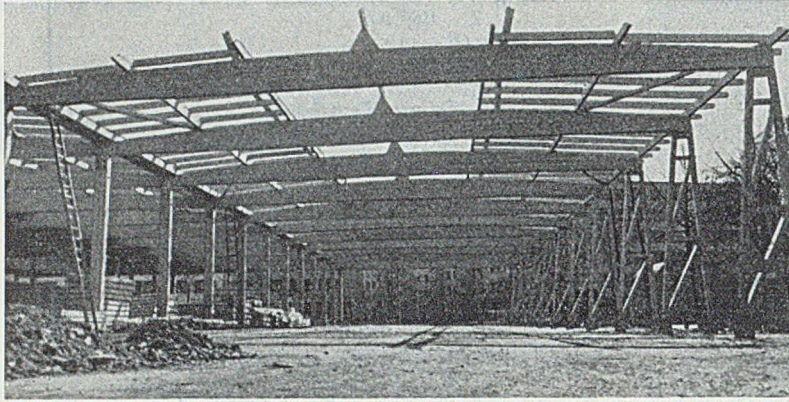


Abb. 3. Außenfelder der Halle IX.

Für die provisorischen Hallen hat sich ein stützenfreies Feld von etwa 5×15 m als praktisch erwiesen. Das einfachste Beispiel dieser Art zeigt die Halle IX, welche durch Aneinanderreihen von einfachen Balken von 15,9 m Spannweite gebildet wird. Diese Halle weist 98 Felder zu je

Die Anpassungsmöglichkeit der Holzbauten bei unregelmäßigem Grundriß wird durch die Überdachung des ehemaligen Fabrikareals der Schappe A.G. von ca. 16 000 m² veranschaulicht (Hall X bis XIV, Abb. 1).

Die Achsabstände der Stützen betragen hier 15,5 m und 5,23 m. Die Hauptträger wurden als Gerberträger ausgebildet. Die Übertragung der Windkräfte geschieht bei diesem Bau durch Streben und mittels Ringdübeln zugfest angeschlossener Zwillingstützen (Abb. 5).

Die Quersteifigkeit wird durch die Ausbildung der Dachfläche als Windscheiben, Abstützung derselben durch Strebendreiecke, alle 15,5 m, und Ableitung der Kräfte mittels eiserner Portalrahmen oder Holzwände erreicht (Abb. 4).

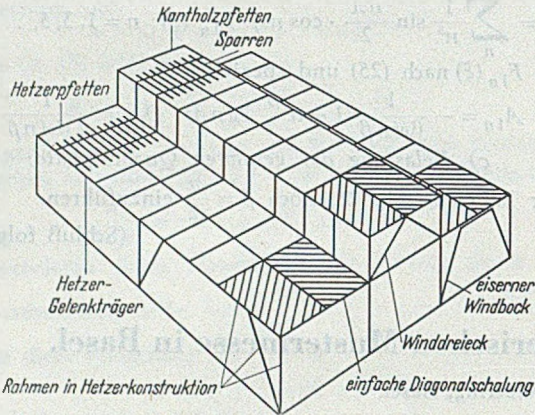


Abb. 4. Schema der Tragkonstruktion der Halle X bis XIV.

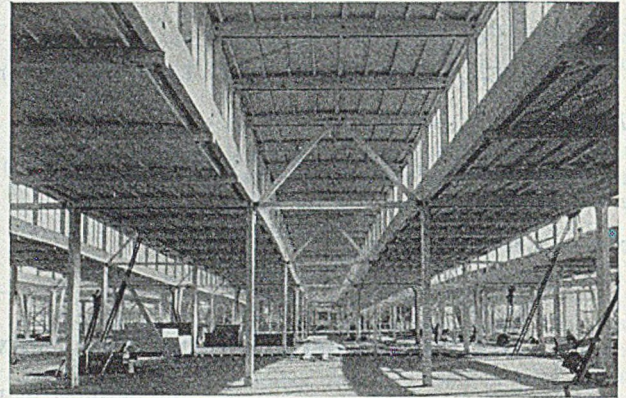


Abb. 6. Untersicht der als Windscheiben ausgebildeten Dachflächen der Halle XII.

5,25×15,9 m auf. Die Totalfläche beträgt 8200 m² (Abb. 2). Die Windsteifigkeit wird bei dieser Konstruktion durch bockartige Randstützen in Kantholz gewährleistet. Alle Auflager sind in Eichenholz ausgeführt (Abb. 3). Wände und Dächer sind mit genormten Tafeln System

Die Windscheiben wurden durch die innige Verbindung der Grat- und Randsparren mit den Pfetten und durch eine Diagonalschalung gebildet (Abb. 6).

Die Wirkungsweise der Windscheiben wurde durch einen Versuch abgeklärt (Abb. 7 und 8).

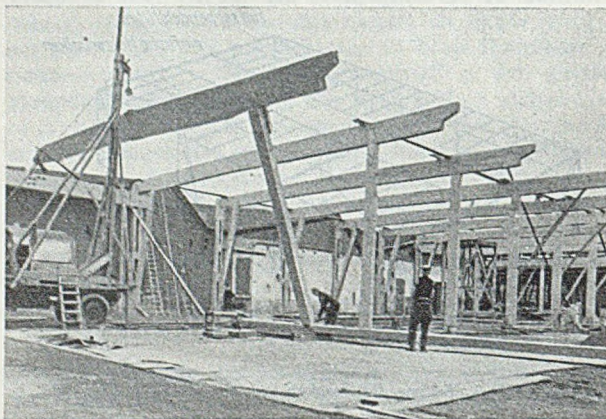


Abb. 5. Montage der Endrahmen der Gerberträger der Halle XI.

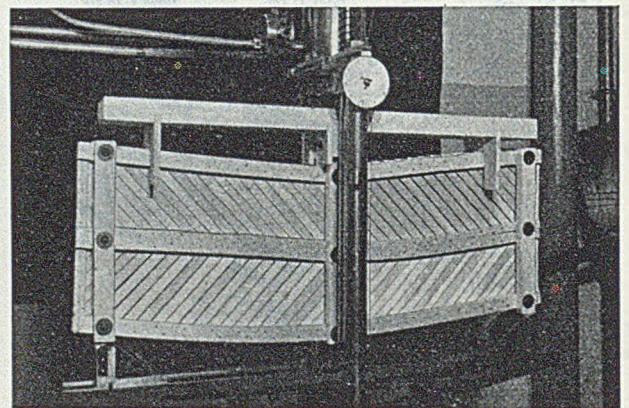


Abb. 7. Versuchsanordnung zur Abklärung der Wirkungsweise der Windscheiben.

„NILBO“ konstruiert. Dieses System erlaubt eine rasche Montage.

Die Halle IX wurde Mitte Dezember 1943 in Auftrag gegeben und war am 22. April 1944 für die Ausstellung

Abb. 7 zeigt die Durchbiegung der Längshölzer (Sparren). Die ersten Scherrisse im mittleren Längsholz (Gratsparren) erfolgten bei einer Last von $P = 1600$ kg.

Approximativ ergibt sich dafür die Schubspannung zu

$$\tau = 1,5 \cdot \frac{Q}{F} = 1,5 \cdot \frac{P}{4F} = 1,5 \cdot \frac{1600}{4 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 2} = 37 \text{ kg/cm}^2,$$
 ohne Berücksichtigung der Schwächung durch den Bolzen.
 Die Biegemomente in den Längshölzern betragen approximativ

$$M = \frac{2 Q \cdot \lambda}{8},$$

wobei λ = Abstand der Pfetten.

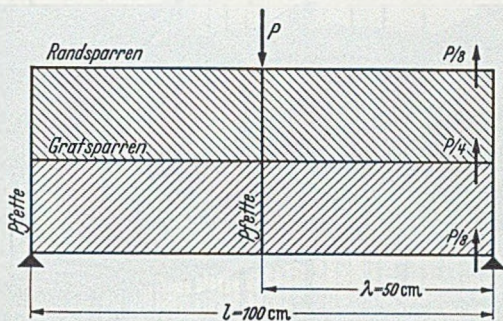


Abb. 8. Schema des Windscheibenversuches.

Bei der Bruchlast des Modells von $P = 1600 \text{ kg}$ wird das maximale Moment im Gratsparren

$$M_g = \frac{1600}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0,5}{8} = 50 \text{ mkg.}$$

Dies würde einer Biegespannung von

$$\sigma = \frac{M_g}{W_g} = \frac{5000 \cdot 6}{2 \cdot 2 \cdot 4 \cdot 4} = 470 \text{ kg/cm}^2$$

entsprechen.

Für die Randsparren werden Axialkraft, Maximalmoment und Biegespannung

$$S = \frac{1600}{4} \cdot \frac{100}{34} = 1200 \text{ kg,}$$

$$M_r = 25 \text{ mkg.}$$

$$\sigma = \frac{S}{F} + \frac{M_r}{W_r} = \frac{1200}{2 \cdot 3,2 \cdot 2} + \frac{2500 \cdot 6}{2 \cdot 3,2 \cdot 3,2 \cdot 2} = 459 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\tau = 1,5 \cdot \frac{P}{8F} = \frac{1,5 \cdot 1600}{8 \cdot 2 \cdot 3,2 \cdot 2} = 23,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Durch die Reibung der gedrückten Diagonalschalung wird der Biege widerstand des Modells stark erhöht. Das hier

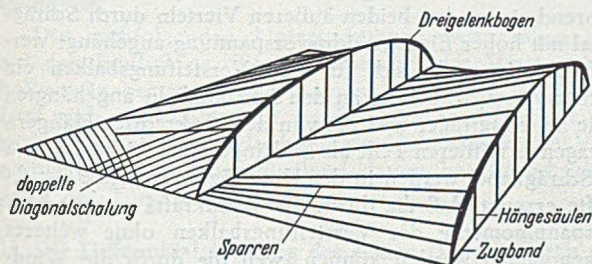


Abb. 9. Schema der Tragkonstruktion des Daches der Halle VIII.

gewählte System einer Windscheibe kann bis zu bedeutenden Spannweiten angewendet werden.

Die Ausführung dieses Auftrages wurde einer aus 8 Firmen bestehenden Arbeitsgemeinschaft anvertraut. Die Holzqualität wurde am Fabrikationsort geprüft. Außerdem wurden an der Eidgen. Materialprüfungsanstalt Scherproben zur Überprüfung der Leimung vorgenommen. Die Mindestscherfestigkeiten betragen

| | |
|-------------------------------|-------------------------|
| bei trockenen Versuchskörpern | 35 kg/cm ² , |
| bei nassen Proben | 25 kg/cm ² . |

Die Kosten dieser Halle betragen einschließlich Hallenbeleuchtung und sanitärer Anlagen, aber ohne Wasser, Gas, Kraftstrom und Telefon

Fr. 1 831 240,— oder 18 Fr./m³ umbauten Raum.

Die Kosten der Zimmerarbeiten allein waren

Fr. 1 033 320,— oder 65 Fr./m² Grundfläche
 oder 10 Fr./m³ umbauten Raum.

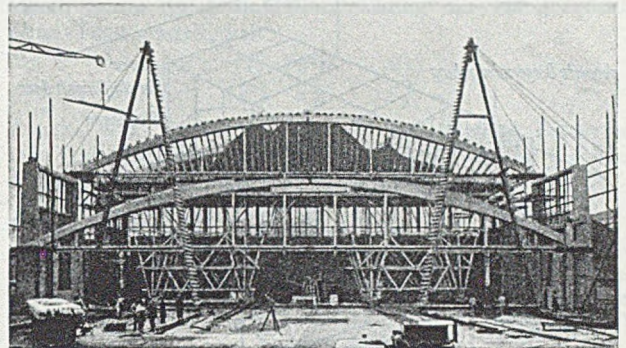


Abb. 10. Montage der Hallenbinder.

Die Hauptträger der permanenten Hallen VIII und VIIA sind Bogenträger.

Für die Halle VIII (lichter Grundriß 43,86 · 78,95 m) war blendungsfreies Licht verlangt. Es wurde daher eine Shedkonstruktion gewählt, deren Fensterflächen gegen Ostnordost gerichtet sind. Die vertikalen Hauptträger in 8 m Abstand sind Dreigelenkbogen mit Zugbändern. Die Kantholzsparrren liegen einesteils auf den Bögen und andernteils auf den Zugbändern auf. Die eigentliche Dachscheibe ist eine Regelfläche. Die Schalbretter wurden auch hier diagonal vernagelt, um der Scheibe eine größere Steifigkeit zu verleihen (Abb. 9 und 10).

Die Dimensionen

der Bögen sind 2 · 18 cm/40 cm bis 2 · 18 cm/90 cm,

der Zugbänder 2 · 18 cm/40 cm,

der Hängesäulen 12 cm/18 cm.

Die letzteren sind mittels Auflagerhölzern und Ringdübeln ϕ 12 cm an die Zugbänder und Bögen angeschlossen.

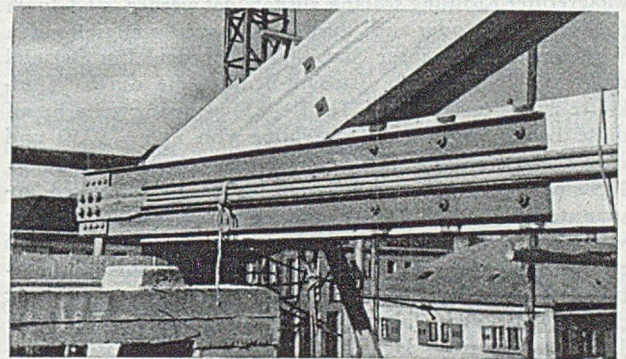


Abb. 11. Auflager eines Hallenbinders mit Zugbandanschluss.

sen. Es war ursprünglich beabsichtigt, die Bögen auf ein mit dem Zugband fest verleimtes Widerlager abzustellen. Nachdem aber ein Großversuch gezeigt hatte, daß die Widerstandsfähigkeit für die benötigte große Scherfläche zu gering war (15 kg/cm²), wurde dieser Gedanke fallengelassen und die Verbindung von Bogen und Zugband in Eisenkonstruktion ausgeführt [4] (Abb. 11).

Die Montage der Konstruktion geht aus den Abbildungen hervor. Die einzelnen Konstruktionsteile wurden in der Werkstatt fertiggestellt und auf der Baustelle zu-

sammengesetzt. Die Binder wurden dann als Ganzes hochgezogen (Abb. 10).

Eine zweckmäßige Konstruktion zeigt die Halle VIIIa mit einer Grundrißfläche von 1308 m².

Die Hauptträger sind hier Stabbögen mit Zugbändern, welche durch obere und untere biegungsfeste Träger versteift sind. Die Windkräfte werden auch hier durch Hori-

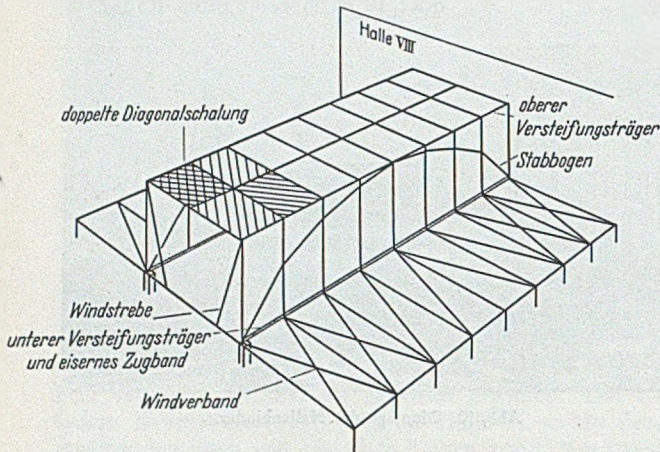


Abb. 12. Schema der Dachkonstruktion der Halle VIIIa.

zontalscheiben an die Wände und Stützen weitergeleitet. Der Horizontalschub eines Bogens wird durch je 2 [22 übernommen. Diese bilden zugleich die Laufschiene für die Laufkatze von 3 t Nutzlast. Die Übertragung des Bogen-schubes vollzieht sich in den besonders dafür konstruier-ten Gußlagern (Abb. 12 und 13).

Der verschiedenen Wirkungsweise des stählernen Zug-bandes und der hölzernen Versteifungsträger wurde da-

durch Rechnung getragen, daß die Verbindungsstäbe der beiden Systeme beweglich gelagert wurden.

Durch diese während des Krieges ausgeführten Bauten wurde erneut der Beweis erbracht, daß bei richtiger Ver-wendung das Holz für provisorische und permanente Bau-werke einen wertvollen Baustoff darstellt. Im besonderen haben sich die Hetzerkonstruktionen für große Spann-weiten ausgezeichnet bewährt. Möglicherweise könnte auch in Deutschland dem Mangel an großen Holzquerschnitten

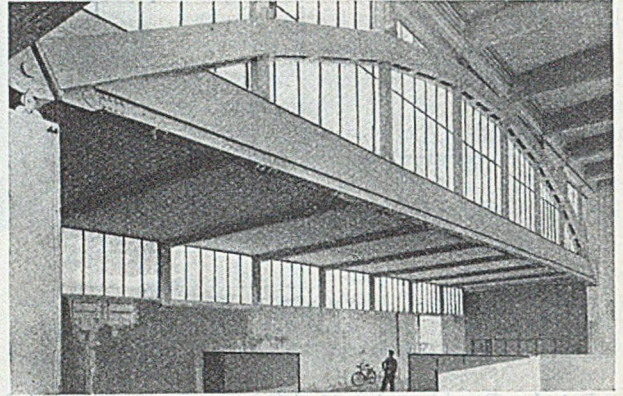


Abb. 13. Halle VIIIa Hallenbinder, links bewegliches Lager.

durch Verwendung von verleimten Querschnitten begegnet werden. (Abb. 5, 6, 7, 10, 11 und 13 nach Photos von Hoffmann SWB, Basel.)

Literatur.

1. Schweiz. Bauzig. Bd. 121 (1943) S. 219–221.
2. Schweiz. Bauzig. Bd. 123 (1944) S. 201–202.
3. Schweiz. Bauzig. Jg. 65 (1947) S. 191–193.
4. Die Melocol-Leime der CIBA A.-G., Basel. EMPA-Bericht Nr. 152, Zürich 1945.

Der Einfluß der Torsionssteifigkeit der aussteifenden Träger auf die Stabilität der Hängebrücken.

Von Prof. Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. F. Dischinger, Berlin.

I. Vorwort.

Hängebrücken, die sowohl in senkrechter als auch in waagrechter Richtung schlank ausgebildet werden, sind durch die Windkräfte oder auch durch die ausmittig angreifenden Verkehrslasten in ihrer Stabilität gefährdet. Ein Beispiel dafür ist die bekannte Tacoma-Brücke, die durch Windkräfte zum Einsturz kam [1]. Bei 855 m Spannweite besaß diese Brücke nur eine Trägerhöhe von $2,45 = 1/350$ und eine Breite zwischen den beiden Hauptträgern von $2b = 11,90 \text{ m} = 1/72$, während bei der bisher am weitesten gespannten Hängebrücke, der Golden-Gate-Brücke, in der waagrechten Richtung ein Schlankheitsverhältnis von $1/53$ zur Anwendung kam. Von großem Einfluß auf die Instabilität der Tacoma-Brücke war auch das geringe Gewicht der angehängten Fahrbahn, das nur $8,4 \text{ t/m}$ für beide Tragwände betrug. Der Einsturz dieser Brücke ist keineswegs ein Beweis dafür, daß man von diesen geringen Schlankheitsverhältnissen abgehen muß, sondern es ist bei geeigneten konstruktiven Maßnahmen ohne weiteres möglich, bei Brücken sehr großer Spannweite erheblich größere Schlankheitsverhältnisse bei hinreichender Stabilität anzuwenden.

Man kann die Stabilität sowohl durch größere Trägheitsmomente der Versteifungsbalken wie durch Erhöhung des Kabelzuges vergrößern. Einen erhöhten Kabelzug kann man entweder erreichen durch eine Erhöhung des Fahrbahngewichtes oder eine Verringerung der Pfeilhöhe f des Kabels. Beide Maßnahmen sind mit erheblichen Kosten

verbunden, während dies bei den im folgenden beschriebenen neuartigen Konstruktionen nicht der Fall ist.

1. Man erreicht viel einfacher eine erhöhte Stabilität wenn man entsprechend den Brücken-Vorschlägen von [1] die Versteifungsbalken ungefähr nur in der mittleren Hälfte mittels senkrechter Hänger an dem Hauptkabel anhängt, während sie an den beiden äußeren Vierteln durch Schrägkabel mit hoher Eigengewichtsvorspannung angehängt werden. Damit ergibt sich für den Versteifungsbalken ein Gerbersystem, wobei die an den Schrägkabeln angehängten Teile als Kragträger und die von den senkrechten Hängern getragenen mittleren Teile als Einhänger wirken. Durch die Schrägkabel werden in den Kragträgern so große Druckkräfte erzeugt, daß die durch die Windkräfte verursachten Einspannmomente der Versteifungsbalken ohne weiteres aufgenommen werden können, weil die durch die Windkräfte erzeugten Zugkräfte in den Anschlußgelenken der Versteifungsbalken an die Pylonenpfeiler durch die Druckkräfte aus den Schrägseilen überlagert werden. Die an den Schrägseilen aufgehängten Kragträger besitzen eine sehr hohe Steifigkeit, insbesondere auch gegen Drehmomente aus Wind oder aus ausmittiger Belastung, und wegen der stark abgeminderten Spannweite der Einhänger (etwa $1/2$) ergibt sich auch für die letzteren eine sehr hohe Steifigkeit.

2. Eine weitere Erhöhung der Stabilität erreicht man, wenn man den Versteifungsbalken als torsionssteifen Hohlkasten nach Abb. 1 ausbildet. Die nachstehenden Aus-

fürungen zeigen, daß die Torsionssteifigkeit des Trägers gleichwertig einer sehr erheblichen ideellen Steigerung des Kabelzuges ist.

3. Die Stabilität gegenüber Windkräften kann weiter dadurch gesteigert werden, daß man dem Hohlkasten gemäß Abb. 2 eine aerodynamisch günstige Querschnittsform gibt. Die Abrundungen an den beiden Seiten erzeugt man zweckmäßig durch dünne zylindrische Bleche, die bei der Berechnung der Trägheitsmomente usw. außer acht bleiben.



Abb. 1.

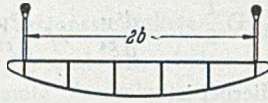


Abb. 2.

Durch diese zweckmäßigen Querschnitte werden die Windkräfte erheblich verringert.

Bei den Windkräften ist auch zu berücksichtigen, daß durch die Reaktionskräfte r der beiden Kabel auf den Versteifungsbalken nach Abb. 3 Drillungsmomente $m_D = 2rc$ ausgeübt werden. Hierbei ist c der Abstand der Trägerschwerlinie von der Reaktionskraft r , die an dem unteren Endpunkt der Hänger angreift. Bei Versteifungsbalken ohne Biege- und Torsionssteifigkeit können diese Momente nur durch den Widerstand $H_g v$ übernommen werden, wobei v die senkrechte Durchbiegung des Trägers ist. Diese Drillungsmomente sind die Ursache dafür, daß die Versteifungsbalken infolge der Windbeanspruchung auf Verdrehung beansprucht werden. Bei den dadurch ausgelösten Schwingungen wirken diese Drillungsmomente als Erreger.

Bei Zusammenfassung der Gesichtspunkte 1. bis 3. lassen sich weitgespannte Straßenhängebrücken mit verhältnismäßig geringem Eigengewicht bei großen Schlankheitsgraden in beiden Richtungen mit hinreichender Stabilität herstellen.

In Abb. 9 ist eine derartige Brücke mit 3000 m Spannweite dargestellt, die nur eine Konstruktionshöhe von $3,75 = 1/800$ besitzt und bei welcher die Brückenbreite (Hauptträgerabstand)

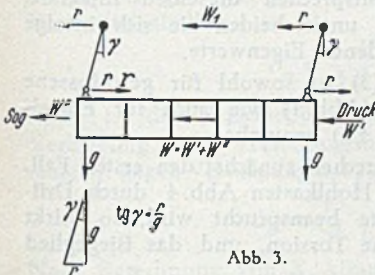


Abb. 3.

nur $30 \text{ m} = 1/100$ beträgt. Trotzdem besitzt diese Brücke, wie nachgewiesen werden wird, eine hinreichende Windsteifigkeit.

Die nachfolgenden Untersuchungen beschränken sich auf den Einfluß der Torsionssteifigkeit des Versteifungsbalkens in bezug auf die inneren Kräfte, der m. W. bis jetzt noch nicht untersucht wurde. Hierbei stellen wir zunächst die Differentialgleichung der Hängebrücke bei Vernachlässigung und anschließend davon bei Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit auf.

II. Die Differentialgleichung der echten Hängebrücken mit Versteifungsbalken ohne Torsionssteifigkeit.

Diese Gleichung erhält man durch Kombination der Differentialgleichungen des Balkens und des Seiles. Hierbei setzen wir, um eine geschlossene Integration durchführen zu können, ein konstantes Trägheitsmoment des Balkens voraus. Die Differentialgleichung des Balkens lautet

$$p_1(x) = EJ_c \frac{d^4 v}{dx^4}$$

Die Differentialgleichung des Seiles ist

$$p_2(x) = -H \frac{d^2 v}{dx^2}$$

Hierin bedeuten EJ_c die Biegesteifigkeit des Balkens, v seine Durchbiegung und $p_1(x)$ seinen Belastungsanteil. H ist der Kabelzug und $p_2(x)$ ist die Belastung des Kabels. Die Größen $p_1(x)$, $p_2(x)$ und H beziehen sich hierbei auf eine Tragwand. Die Belastung $p(x)$ der Hängebrücke ergibt sich aus der Summe der beiden Anteile:

$$p'(x) = EJ_c \frac{d^4 v}{dx^4} - H \frac{d^2 v}{dx^2}$$

Damit lautet die Differentialgleichung der Hängebrücke ohne Torsionssteifigkeit

$$\frac{d^4 v}{dx^4} - \frac{H}{EJ_c} \frac{d^2 v}{dx^2} - \frac{p(x)}{EJ_c} = 0.$$

Zwecks einer besseren Übersicht und um die Integrale tabulieren zu können, führen wir dimensionslose Größen ein und setzen $x = \xi l$.

Mit $\frac{Hl^2}{EJ_c} = \lambda^2$ erhalten wir

$$\frac{d^4 v}{d\xi^4} - \lambda^2 \frac{d^2 v}{d\xi^2} - \lambda^2 p(x) \frac{l^2}{H} = 0. \quad (1)$$

Hierbei ist

$$\lambda^2 = \frac{Hl^2}{EJ_c} \quad (1a)$$

der dimensionslose Eigenwert der Differentialgleichung, der reziprok zu der Knicksicherheit ν des auf Druck beanspruchten Versteifungsbalkens ist:

$$\nu = \frac{\pi^2 EJ_c}{Hl^2} = \frac{\pi^2}{\lambda^2} \quad (1b)$$

Darin ist $H = H_g + H_p$ der Zug aus Eigengewicht und Verkehr.

Nach zweimaliger Integration können wir (1) mit $M_x = -\int dx \int p(x) dx$ auch in der Form einer Differentialgleichung zweiter Ordnung anschreiben:

$$\frac{d^2 v}{d\xi^2} - \lambda^2 v + \lambda^2 \frac{M_x}{H} = 0. \quad (1c)$$

Es bedeutet

$$M_x = \mathfrak{M}_x + M_1(1 - \xi) + M_r \xi - H_p z \quad (1d)$$

das Biegemoment des Balkens als Grundsystem bei Berücksichtigung sämtlicher Randbedingungen. Demnach tritt zu dem Moment \mathfrak{M}_x des frei aufliegenden Balkens der Einfluß der beiderseitigen Endmomente M_1 und M_r sowie das entlastende Moment $H_p z$ des Kabelzuges. Es ist $z = 4f(\xi - \xi^2)$.

Die obigen Differentialgleichungen können nur bei nicht vorhandener Torsionssteifigkeit benutzt werden, d. h. bei Lasten, die symmetrisch zur Brückenachse stehen. Bei außermittigen Lasten dagegen muß die Differentialgleichung des Trägers mit Torsionssteifigkeit zugrunde gelegt werden.

III. Die Differentialgleichung bei Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit der Träger.

Diese Differentialgleichung erhalten wir, wenn wir zu den Belastungsanteilen $p_1(x)$ und $p_2(x)$ der beiden Tragwände noch den Lastanteil $p_3(x)$ des Trägers infolge seiner Torsionssteifigkeit hinzufügen.

Das Drillungsmoment $m_D(x)$ ersetzen wir nach Abb. 4 durch die antimetrischen, in den Tragwandebenen angreifenden Lasten $p_3(x)$:

$$m_D(x) = p_3(x) \cdot 2b.$$

Der Drillungswinkel ϑ (Drehwinkel pro Längeneinheit) folgt aus der Differentiation des Drehwinkels ψ zu

$$\vartheta = \frac{d\psi}{dx} = \frac{M_D(x)}{GJ_T} \quad G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (2)$$

Hierbei ist $M_D(x) = -\int m_D(x) dx$ das Drehmoment an der Stelle x , $\mu = 1/3$ die Querdehnungszahl des Stahles und GJ_T die sog. Torsionssteifigkeit, die für die einzelnen

Querschnittsformen nach der Torsionstheorie zu ermitteln ist. Durch Differentiation erhalten wir aus Gl. (2)

$$\frac{d^2 \psi}{dx^2} = \frac{dM_D(x)}{dx} \frac{1}{GJ_T} = -\frac{m_D(x)}{GJ_T} \quad (2a)$$

Hieraus ergibt sich bei $\psi = \frac{v}{b}$ und $m_D(x) = p_3(x) \cdot 2b$

$$\frac{d^2 v}{dx^2} = -\frac{2b^2}{GJ_T} p_3(x)$$

$$p_3(x) = -\frac{GJ_T}{2b^2} \frac{d^2 v}{dx^2} \quad (2b)$$

Die Ermittlung des „Trägheitsmomentes“ J_T für den Querschnitt Abb. 4 mit vier Zwischenstegen ist bei symmetrischer Ausbildung zweifach statisch unbestimmt. Vernachlässigt man den Einfluß der Zwischenstege auf J_T , womit wir uns auf der sicheren Seite befinden, so können wir J_T mittels der Bredtschen Formel berechnen (vgl. Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure, S. 174). Hiernach ist

$$M_D = 2G\vartheta \frac{(F_a + F_i) F_m}{s} = GJ_T \vartheta$$

$$J_T = \frac{2(F_a + F_i) F_m}{\int \frac{du_m}{s}} = \frac{4F_m^2}{\int \frac{du_m}{s}} \quad (2c)$$

Hierin bedeuten F_a die Querschnittsfläche der äußeren und F_i die Querschnittsfläche der inneren Umrandung und $F_m = \frac{F_a + F_i}{2}$; du_m ist ein Differential der gemittelten Um-

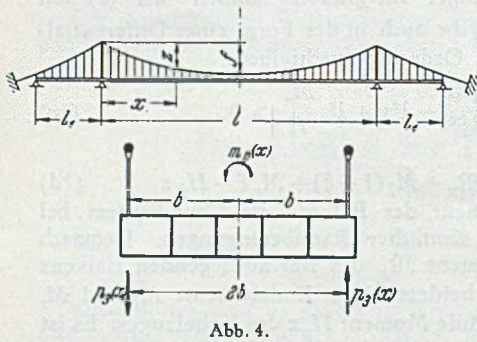


Abb. 4.

fangslinie und s die zugehörige Wandstärke. Bei konstanter äußerer Wandstärke s folgt aus (2c)

$$J_T = \frac{4F_m^2}{u_m} s \quad (2d)$$

Mit u_m ist die gemittelte Umfangslinie bezeichnet. Da die Wandstärken gering sind, können $F_a = F_i = F_m = F$ und $u_m = u$ gesetzt werden: Die Gl. (2d) werden wir im Abschnitt V erweitern und den teilweise erheblichen Einfluß der Zwischenstege auf J_T bei den Zahlenbeispielen berücksichtigen.

Durch Hinzufügen des Belastungsanteiles $p_3(x)$ zu $p_1(x)$ und $p_2(x)$ erhalten wir die gesamte Belastung einer Tragwand

$$p(x) = p_1(x) + p_2(x) + p_3(x) = EJ_c \frac{d^4 v}{dx^4} - H \frac{d^2 v}{dx^2} - \frac{GJ_T}{2b^2} \frac{d^2 v}{dx^2}$$

und die Differentialgleichung bei Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit

$$\frac{d^4 v}{dx^4} - \frac{1}{EJ_c} \left(H + \frac{GJ_T}{2b^2} \right) \frac{d^2 v}{dx^2} - \frac{p(x)}{EJ_c} = 0.$$

Der einzige Unterschied gegenüber der früheren Differentialgleichung bei Fehlen der Torsionssteifigkeit besteht

darin, daß an die Stelle des tatsächlichen Kabelzuges H ein „ideeller Kabelzug“

$$H_i = H + \frac{GJ_T}{2b^2} = H \left(1 + \frac{GJ_T}{2b^2 H} \right) = H \beta^2$$

tritt. Wir führen nun wieder Verhältniskoordinaten $x = \xi l$ ein, bezeichnen den Eigenwert mit $\lambda^2 = \frac{H l^2}{EJ_c}$ bzw. $\lambda_i^2 = \frac{H_i l^2}{EJ_c}$ und erhalten damit

$$\frac{d^4 v}{d\xi^4} - \lambda_i^2 \frac{d^2 v}{d\xi^2} - \lambda_i^2 \frac{p(x) l^2}{H_i} = 0. \quad (3)$$

Hierbei ist

$$H_i = H + \frac{GJ_T}{2b^2} = H \left(1 + \frac{GJ_T}{2b^2 H} \right) = H \beta^2; \lambda_i^2 = \lambda^2 \frac{H_i}{H} \quad (3a)$$

Der Unterschied von Gl. (3) gegenüber Gl. (1) besteht in dem vergrößerten Eigenwert $\lambda_i^2 = \lambda^2 \frac{H_i}{H}$ und in verringerten ideellen Lasten $p(x) \frac{H}{H_i}$.

Mit $M_x = -\int dx \int p(x) dx$ erhalten wir aus Gl. (3) eine Differentialgleichung zweiter Ordnung:

$$\frac{d^2 v}{d\xi^2} - \lambda_i^2 v + \lambda_i^2 \frac{M_x}{H_i} = 0. \quad (3b)$$

M_x ist wie bei Gl. (1c) das Biegemoment des Trägers bei Berücksichtigung sämtlicher Randbedingungen:

$$M_x = \mathfrak{M}_x + M_i(1 - \xi) + M_r \xi - H_p z. \quad (3c)$$

Den Differentialgleichungen (3b) und (1c) mit und ohne Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit entsprechen dieselben Integrale, zahlenmäßig unterscheiden sie sich infolge der verschiedenen Eigenwerte.

Die Gl. (3) ist sowohl für geschlossene Hohlkästen (Abb. 4) wie auch für Einzelträger (Abb. 4a) benutzbar.

Wir besprechen zunächst den ersten Fall. Wenn der Hohlkasten Abb. 4 durch Drillungsmomente beansprucht wird, so wirkt in ihm reine Torsion, und das Biegeglied

$$EJ_c \frac{d^4 v}{dx^4} = p_1(x)$$

fällt heraus. Damit ver-

einfachen sich Gl. (3) und (3b), und wir erhalten:

$$\left. \begin{aligned} \frac{d^2 v}{d\xi^2} + \frac{p(x) l^2}{H_i} &= 0, \\ v &= \frac{M(x)}{H_i}. \end{aligned} \right\} \quad (3d)$$

Das ist aber die bekannte Gleichung des Seiles. Die Mitwirkung der Torsion zeigt sich lediglich in dem größeren ideellen „Kabelzug“ H_i gegenüber dem tatsächlichen Wert H .

Bei dem zweiten Fall Abb. 4a bleibt dagegen das Biegeglied erhalten, und die Berechnung muß mittels der vollständigen Gl. (3) bzw. (3b) durchgeführt werden. Mit GJ_T bezeichneten wir hierbei die Summe der Torsionssteifigkeiten beider Versteifungsbalken. Während J_T bei dem geschlossenen Hohlkasten (Abb. 4) eine reine Querschnittsgröße in Form eines nach der Torsionstheorie ermittelten „Trägheitsmomentes“ war, ist die Torsionssteifigkeit GJ_T der getrennten Träger nunmehr auch eine Funktion der Biegesteifigkeit der Querträger und Versteifungsbalken, wie uns Abb. 4b und 4c zeigen.

Die Gesamtsteifigkeit GJ_T dieses Trägersystems zu bestimmen, ist eine schwierige Aufgabe. Um sie zu lösen, müssen wir eine harmonische Analyse für das Drillungsmoment einführen.

Wir behandeln die Aufgabe für eine Harmonische

$$m_{Dn} = \bar{m}_{Dn} \sin n\pi \frac{x}{l}$$

Da das Tragwerk statisch unbestimmt ist, trennen wir (Abb. 4 b) die beiden Versteifungsträger, indem wir die Querträger in der Mitte durchschneiden. Das Trägheitsmoment der beiden Versteifungsbalken gegen Torsion bezeichnen wir mit J_{T0} ; wir fügen den Index 0 bei, um den statisch bestimmten Zustand zu kennzeichnen.

Auf jeden Träger mit der Torsionssteifigkeit $\frac{1}{2} GJ_{T0}$ wirkt das Drillungsmoment $m_{Dn}/2$, und wir erhalten gemäß Abb. 4b die statisch bestimmte Verdrehung

$$\vartheta_{0n} = \frac{m_{Dn}}{GJ_{T0}} = \bar{m}_{Dn} \vartheta_0^*$$

Hierbei ist $\vartheta_0^* = \frac{1}{GJ_{T0}}$ die statisch bestimmte Verdrehung infolge $\bar{m}_{Dn} = 1$. Nun schließen wir die klaffende Fuge durch eine Querkraft $X_n = \bar{X}_n \sin n\pi \frac{x}{l}$ und erhalten \bar{X}_n aus der Elastizitätsgleichung

$$\bar{m}_{Dn} \vartheta_0^* b + \bar{X}_n (b^2 \vartheta_0^* + \delta_Q + \delta_B) = 0$$

$$\bar{X}_n = - \frac{\vartheta_0^* b}{\vartheta_0^* b^2 + \delta_Q + \delta_B} \bar{m}_{Dn} \quad (3c)$$

Hierbei ist $\bar{m}_{Dn} b \vartheta_0^*$ die statisch bestimmte Klaffung, die aus der statisch bestimmten Verdrehung $\bar{m}_{Dn} \vartheta_0^*$ folgt, $\bar{X}_n b \vartheta_0^*$ ist die Verdrehung infolge des Drillungsmomentes $\bar{X}_n b$, und $\bar{X}_n b^2 \vartheta_0^*$ ist die Verschiebung am Schnitttrand. $\bar{X}_n \delta_Q$ ist die Verschiebung infolge der Verbiegung der Querträger. Bezeichnen wir mit J_Q das Trägheitsmoment der Querträger bezogen auf die Längeneinheit dx des Versteifungsbalkens, so ist

$$\delta_Q = \frac{b^3}{3EJ_Q}$$

$\bar{X}_n \delta_B$ ist die Verschiebung am Schnitttrand infolge der Verbiegung der Versteifungsbalken, deren Trägheitsmoment gegen Verbiegung mit J_B bezeichnet wird. Damit ist

$$\delta_B = \frac{l^2}{\pi^2} \frac{1}{EJ_B}$$

Nach Berechnung von \bar{X}_n können wir den tatsächlichen statisch unbestimmten Drehwinkel ϑ_n (Abb. 4c) als Funktion von ϑ_{0n} leicht ausrechnen: $\vartheta_n = \varrho \vartheta_{0n}$. Damit ergibt sich für die n -te Harmonische die gesuchte Torsionssteifigkeit

$$GJ_{Tn} = \varrho \frac{\vartheta_{0n}}{\vartheta_n} = \varrho \frac{\bar{\vartheta}_{0n}}{\bar{\vartheta}_n} \quad (3f)$$

die wesentlich größer sein kann als GJ_{T0} .

Wir ersehen daraus, daß die Torsionssteifigkeit für jede Harmonische eine andere ist, weil die Steifigkeit des statisch unbestimmten Systems abhängig ist von der Torsionssteifigkeit des statisch bestimmten Versteifungsbalkens und der Biegesteifigkeit der Querträger. Den kleinsten Wert von GJ_{Tn} erhalten wir für $n = 1$.

Für die weitere Berechnung der Hängebrücken können wir nun zwei Wege gehen:

1. Bei der Auswertung von Gl. (3) bzw. (3 b) rechnen wir mit dem Kleinstwert der Steifigkeit GJ_T der ersten Harmonischen oder einem gemittelten konstanten Wert.
2. Wir können die Aufgabe aber auch streng lösen, wenn wir Gl. (3) bzw. (3 b) für die einzelnen Harmonischen getrennt integrieren.

Bei großen und schlanken Hängebrücken genügt jedoch die Annäherung nach 1. vollständig. Noch besser ist es, die beiden Versteifungsbalken zu einem Hohlkasten

zu vereinigen, wodurch die Steifigkeit gegenüber Torsion vielfach gesteigert wird und die Berechnung gemäß Gl. (3 b) sehr einfach ist.

IV. Die Diskussion der Differentialgleichungen.

Beide Differentialgleichungen (1) und (3) sind nicht linear, weil der Kabelzug H_p und damit auch $H = H_g + H_p$ und somit die Eigenwerte λ^2 und λ_i^2 Funktionen der Durchbiegungen v sind. Daher werden das Linear- und Superpositionsgesetz und auch die Maxwell'schen Sätze über die Gegenseitigkeit der Verschiebungen ungültig, und wir können genau genommen die Berechnung dieser statisch unbestimmten Systeme nicht, wie bei der üblichen Elastizitätstheorie der linearen Systeme, mittels Verschiebungsgrößen durchführen. Diese Schwierigkeit läßt sich jedoch leicht beseitigen, wenn wir den an sich gegebenen festen Wert H_g des Eigengewichtszuges zunächst als eine veränderliche Größe und $H = H_g + H_p$ als einen Festwert betrachten. Damit werden die Differentialgleichungen linear, womit das Linear- und Superpositionsgesetz sowie die Maxwell'schen und Betti'schen Sätze wieder gültig werden. Wir können also in üblicher Weise wiederum mit Verschiebungsgrößen rech-

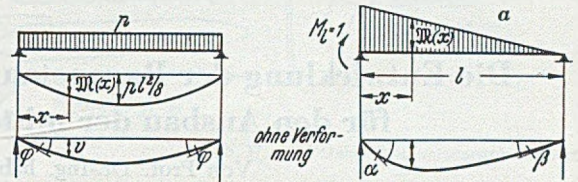


Abb. 5.

nen. Es treten jedoch an die Stelle der Verschiebungsgrößen der Elastizitätstheorie nunmehr deformierte Verschiebungsgrößen, die mit Hilfe der Integrale der Differentialgleichungen leicht zu berechnen sind und auch als Funktionen der dimensionslosen Eigenwerte λ tabuliert werden können.

Diese einfache Methode für die Berechnung echter Hängebrücken wurde von mir im Jahre 1938 anlässlich meines Gutachtens für die in Hamburg geplante Hängebrücke von 750 m Spannweite gefunden, und in dem gleichen Jahre wurden auch alle verformten Verschiebungsgrößen tabuliert. Mit Hilfe dieser Tabellen kann eine echte Hängebrücke in sehr kurzer Zeit berechnet werden.

Zum besseren Verständnis sollen die verformten Verschiebungsgrößen, die durch den Index D gekennzeichnet werden, an Hand von zwei Beispielen erläutert werden.

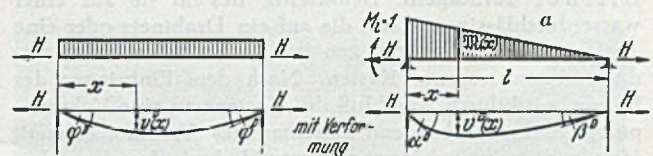


Abb. 6.

Bei einem Balken ohne Normalkraft (Abb. 5) sind die Auflagerdrehwinkel für eine konstante Last p und konstantes Trägheitsmoment

$$\varphi = \frac{pl^3}{24EJ_c}$$

Die Drehwinkel infolge eines Endmomentes $M_1 = 1$ sind (Abb. 5 a)

$$\alpha = \frac{l}{3EJ_c}; \quad \beta = \frac{l}{6EJ_c}$$

Für den einseitig eingespannten Balken ergibt sich das Spannungsmoment aus der Elastizitätsgleichung $\alpha M + \varphi = 0$ zu

$$M = - \frac{\varphi}{\alpha} = - \frac{pl^3/24}{l/3} = - \frac{pl^2}{8}$$

Bei den durch eine Zugkraft beanspruchten Balken (vgl. Abb. 6) werden die Biegemomente wegen des

Entlastungsmomentes H_v kleiner, und damit werden auch die verformten Drehwinkel φ^D, α^D und β^D vermindert, und zwar nehmen sie um so mehr ab, je größer der Eigenwert λ ist. Mit Hilfe der obigen Differentialgleichungen erhalten wir

$$\varphi^D = \frac{\max \mathfrak{M}}{HI} \cdot 4 \left(1 - \frac{\xi_g \lambda / 2}{\lambda / 2} \right); \quad \max \mathfrak{M} = \frac{Pl^2}{8};$$

$$\alpha^D = \frac{1}{HI} \left(\frac{\lambda}{\xi_g \lambda} - 1 \right); \quad \beta^D = \frac{1}{HI} \left(1 - \frac{\lambda}{\xi_{in} \lambda} \right).$$

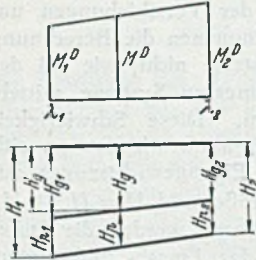


Abb. 7.

Das Einspannungsmoment des verformten einseitig eingespannten Balkens ist

$$M^D = - \frac{\varphi^D}{\alpha^D}.$$

Wir können somit bei den verformten Systemen die statisch unbestimmten Größen in gleicher Weise wie bei den nicht verformten Systemen mittels Verschiebungsgrößen berechnen; Voraussetzung dabei ist aber, daß die Differentialgleichung linear ist. Wie schon erwähnt, er-

zwingen wir diese Linearisierung indem wir $H = H_g + H_p$ und damit λ^2 bzw. λ_i^2 einen festen Wert erteilen. An Stelle einer Veränderlichkeit von H_p tritt jetzt ein veränderliches H_g . Tatsächlich ist aber H_g gegeben und konstant. Infolgedessen müssen wir die Berechnung der Biegemomente für jeden Belastungsfall mit zwei verschiedenen Eigenwerten durchführen, denen die Kabelzüge H_1 und H_2 entsprechen. Für die beiden Eigenwerte λ_1^2 und λ_2^2 bzw. für die beiden Werte H_1 und H_2 ergeben sich nach Abb. 7 abweichende Momente M_1^D und M_2^D , denen verschiedene Züge H_{p1} und H_{p2} bzw. verschiedene H_{g1} und H_{g2} entsprechen. Die tatsächlichen Momente M^D erhalten wir durch Interpolation aus der Bedingung, daß der Eigenwertsschub gleich H_g sein muß. Eine lineare Interpolation ist zulässig, wenn der Abstand $\lambda_2^2 - \lambda_1^2$ nicht zu groß gewählt wird.

Eine ausführliche Darstellung dieser Verformungstheorie, die sich auch bei veränderlichem Trägheitsmoment der Versteifungsbalken durchführen läßt, soll demnächst gegeben werden, zugleich mit der Veröffentlichung der erwähnten Tabellen. (Schluß folgt.)

Die Entwicklung der Bogenstaumauer zur beherrschenden Bauform für den Ausbau der mitteleuropäischen Wasserkräfte.

Von Prof. Dr.-Ing. habil. Friedrich Tölke, Karlsruhe.

(Fortsetzung aus Heft 4 und Schluß)

Mit der Erfindung des Vakuumbetons oder besser der Vakuumschalung in den USA, kann ohne Vorsatzbeton d. h. ohne Vermehrung der Abbindewärme eine glatte, dichte und einen hohen Zementwasserfaktor Z/W aufweisende Betonaußenfläche in Staumauern erzielt werden. Es ist anzunehmen, daß dieses Verfahren, das erst nach dem Kriege in Europa bekannt geworden ist, künftig jeden Putz, jeden Vorsatzbeton und jede Steinverkleidung überflüssig machen wird. Die Vakuumschalung ist eine der ganz großen Erfindungen der neuzeitlichen Betontechnik; sie hat sich im amerikanischen Talsperrenbau bereits überall durchgesetzt.

Die Vakuumschalung [15] ist eine doppelwandige Schalung, die auf den amerikanischen Ingenieur Karl Billner zurückgeht. Betonseitig besteht sie aus einer wasserdurchlässigen Haut, die auf ein Drahtnetz oder eine perforierte Platte aufgezogen ist. Dahinter liegt ein luftdicht abgeschlossener Kasten. Nach dem Einbringen des Betons wird durch Anschluß des Kastens an eine Vakuumpumpe ein fortschreitend zunehmendes Vakuum erzeugt. Hierdurch treibt in einem gewissen Umkreis der atmosphärische Druck das Überschußwasser aus dem Beton durch die Haut in den Kasten, ohne daß Zementteilchen ausgepült werden. Gleichzeitig preßt der atmosphärische Druck die sich auf die Innenschalung abstützende Außenschalung fest gegen die Stützen und damit gegen den Beton, wodurch das Auspressen des überschüssigen Wassers noch unterstützt und der Beton verdichtet wird. Das Ergebnis ist eine emailleartig glänzende, glatte und dichte Außenfläche. Wenn der Beton genügend erhärtet ist, wird das Vakuum durch Einführen von Preßluft beseitigt; dadurch löst sich die Schalung vom Beton.

In Anwendung auf Talsperren wird die Vakuumschalung anstatt durch Verankerung mit Bolzen mit einem besonderen Vakuumkasten an der bereits erstellten Betonwand festgemacht. Die Verwendung der Saugkraft macht die Bolzen überflüssig und beschleunigt das Versetzen der Schalung. Der Saugkasten, der von der Saugschalung un-

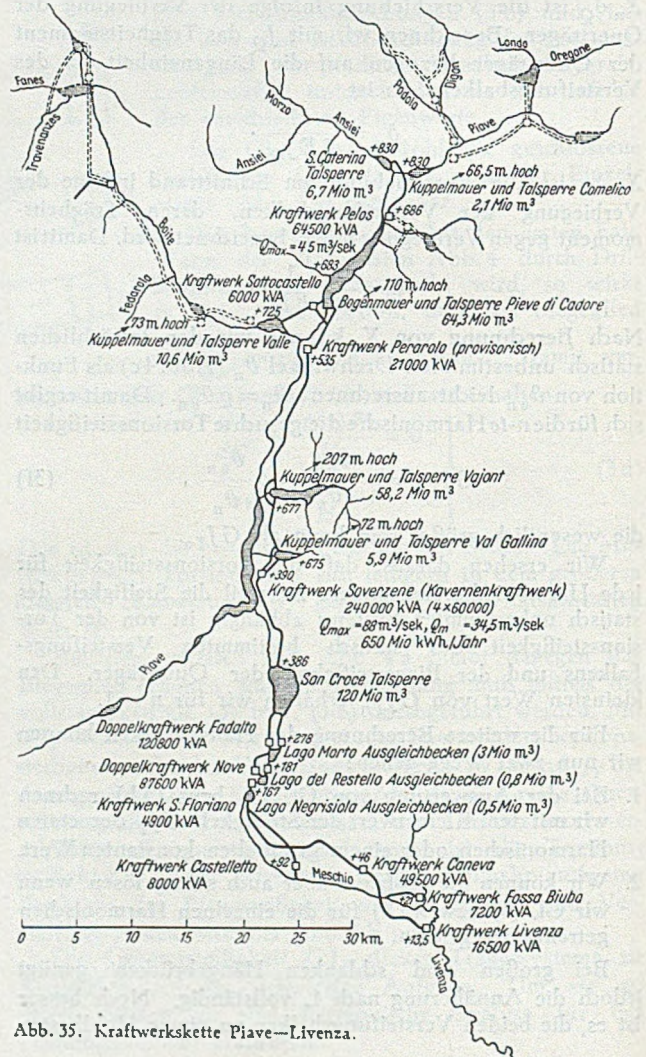


Abb. 35. Kraftwerkskette Piave-Livenza.

abhängig ist, wird entweder unter der Schalung aufgestellt oder an den Kanten der Saugschalung befestigt. Der ganze Schalungskörper wird an Kletterpfosten aufgehängt und nach oben verschoben. Hierfür werden Kabelkettenwinden, elektrische Winden, Druckluftwinden oder hydraulische Pressen verwendet.

Beiläufig sei bemerkt, daß die Vakuumschalung auch ein vorzügliches Mittel darstellt, um den Reibungsbeiwert

besondere für hohe Bogenstaumauern zu völlig neuen Wegen in der Betonbereitung führen. Nur die durch den Krieg bedingte Unterbrechung des Erfahrungsaustausches dürfte die Ursache dafür sein, daß der Talsperrenbau aus diesen neuen Erkenntnissen bisher kaum Nutzen gezogen hat.

Bei den gelegentlich des Baues der Ecker-Staumauer durchgeführten Versuchen wurde erstmalig erkannt, daß

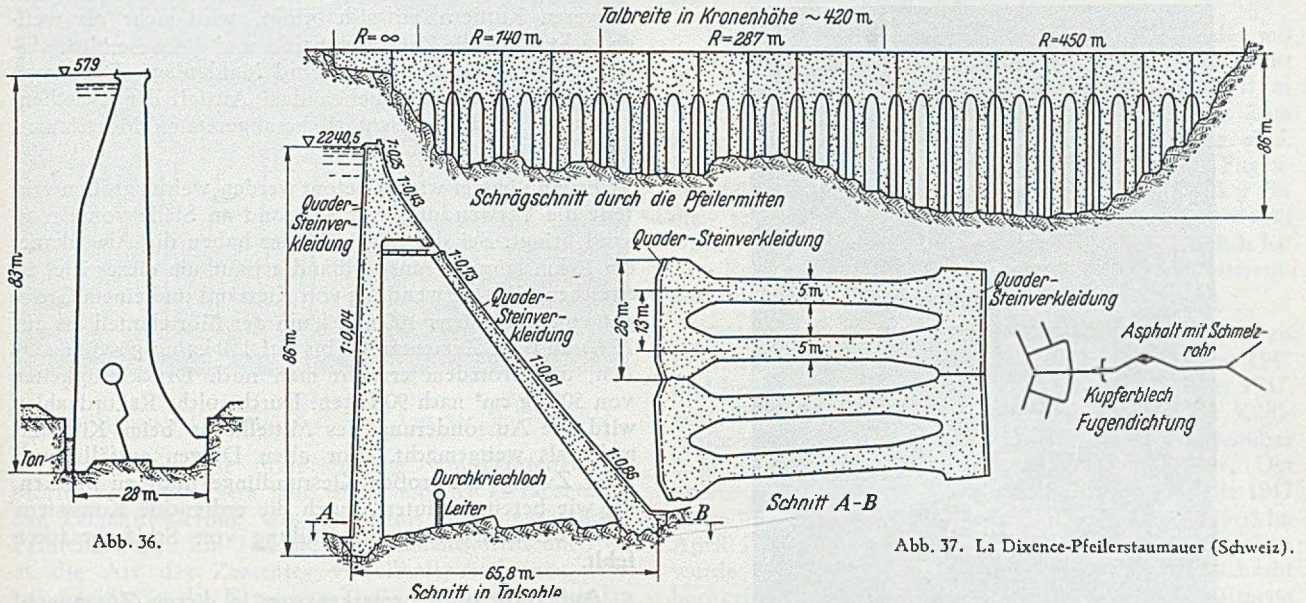


Abb. 36.

Abb. 37. La Dixence-Pfeilerstaumauer (Schweiz).

in Zuleitungs- und Druckstollen herabzusetzen. Ihre Anwendung bei der Herstellung von Schußwehrböden dürfte die Kavitationserscheinungen weitgehend mildern, so daß unter Umständen auf den teuren Granitquadereinbau verzichtet werden kann.

Mit der Vakuumschalung ist die für den Spannungsfluß in Bogenstaumauern sehr heikle Frage der Sicherung der Außenflächen einer in jeder Weise befriedigenden Lösung entgegengeführt worden. Doch wie steht es mit der

man völlig trocken aussehenden erdfuchten Beton, bei dem die Anmachwassermenge nur wenig über die zum Abbinden notwendige Hydratwassermenge hinausgeht, durch Vibrieren mit Hochfrequenzrüttlern schwerer Bauart völlig plastisch machen kann. Es wurde weiterhin festgestellt, daß die Einbringung in zwei Stufen, nämlich Grobmörtelunterlage und darüber eine Lage sehr grober Zuschläge, mit schweren Hochfrequenzrüttlern einwandfrei bewältigt werden kann und daß auch noch so schwere Steine schließlich im Grobmörtelbett verschwinden. Es konnte ferner an zahlreichen Proben einwandfrei nachgewiesen werden, daß die bei der plastischen Einbringung sehr groben Betons unter den Grobzuschlägen auftretenden Schläpessäcke bei erdfuchter Einbringung infolge des fehlenden Überschußwassers nicht in Erscheinung treten

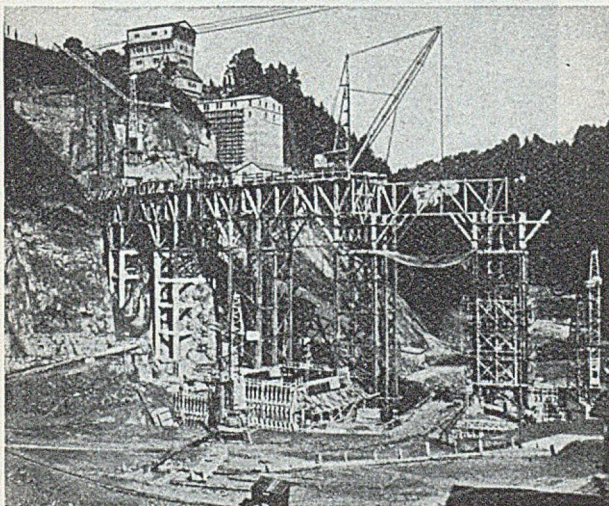


Abb. 38. Rossens-Staumauer (Schweiz). Betonieranlage.

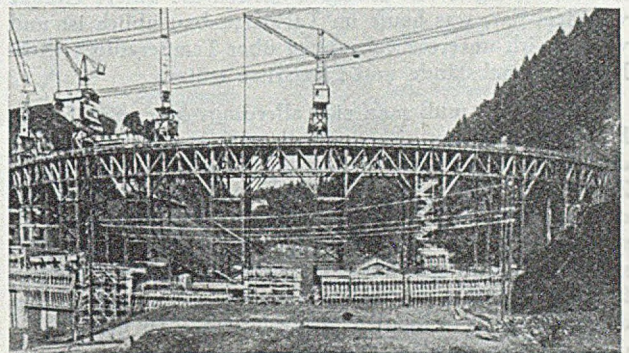


Abb. 39. Rossens-Staumauer (Schweiz). Betonierbrücke mit Einbringekranen.

Erhöhung der zulässigen Beanspruchung beziehungsweise der Betonfestigkeit ohne eine ins Gewicht fallende Steigerung der Zementdosierung? Diese Frage hat beim Bau der Ecker-Staumauer (Abb. 11 und 12) und insbesondere durch die parallel dazu durchgeführten systematischen Versuche eine eindeutige Beantwortung erfahren. Die hier gewonnenen Erkenntnisse dürften für Bogenstaumauern und ins-

und daß die Festigkeit des Grobbetons hinter derjenigen des Mörtels nicht zurücksteht. Hinsichtlich der Wasserdichtigkeit dieses Betons ergab sich, daß die Kontrollgänge und Kontrollschächte der Ecker-Staumauer vom ersten Tage des Einstaus an völlig trocken waren und blieben und daß seit Inbetriebnahme der Stauanlage im Jahre 1941 noch nicht eine Arbeiterstunde für Nachrepa-

raturen irgendwelcher Art aufgewendet werden mußte. Schließlich wurde mit Gabbro als Zuschlagmaterial im Kernbeton der Mauer ein Raumgewicht von mindestens $2,74 \text{ t/m}^3$ erreicht, während in den noch weitergehenden Versuchen Raumgewichte von $2,90 \text{ t/m}^3$ erreicht wurden.

Der in der beschriebenen Weise in zwei Stufen hergestellte Beton läßt sich treffend als maschinelles Bruch-

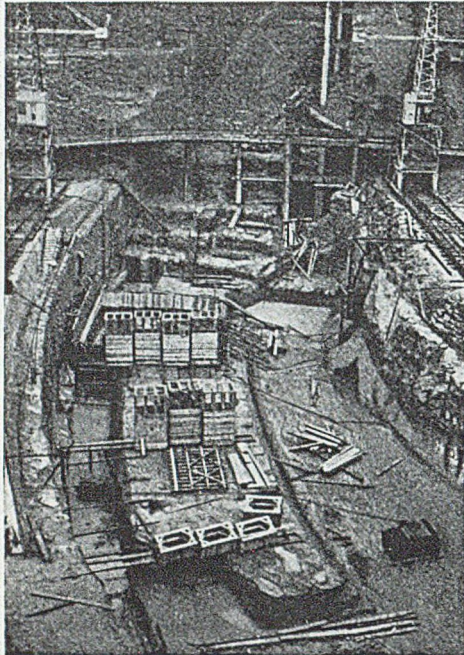


Abb. 40. Rossens-Staumauer (Schweiz). Blick auf die Baugrube.

steinmauerwerk bezeichnen. Die Hand des Maurers ist durch den schweren Vibrator ersetzt. Dadurch kann der Mörtelanteil, der in handgemauerten Sperren 40 bis 45 % beträgt, auf 25 bis 30 % und weniger herabgemindert werden, und außerdem liefert der Rüttler eine völlig kompakte Lagerung. Bei einem so geringen Mörtelanteil und bei der dem erdfeuchten Einbringungsverfahren eigenen Anmachwassersparnis sollte es möglich sein, mit Zementdosierungen von nur 150 kg/m^3 Beton 90-Tage-Festigkeiten von 500 kg/cm^2 und mehr zu erreichen, die eine zulässige Druckbeanspruchung von 75 bis 80 kg/cm^2 erlauben. Damit ist aber das gesteckte Ziel erreicht, denn Zementdosierungen von 150 kg/m^3 stellen die untere Grenze von dem dar, was heute im Talsperrenbau üblich ist und worauf sich unsere Erfahrungen über Temperaturentwicklung, Fugenabstände und Längsrisse stützen.

Über eines muß man sich allerdings klar sein: Solche Festigkeiten lassen sich nur mit erstklassigsten, den Bedürfnissen eines hochwertigen Massenbetons angepaßten Zementen erzielen. Es ist leider eine Tatsache, daß die meisten Zemente den Anforderungen des modernen Talsperrenbaues bei weitem nicht entsprechen. Der Talsperrenbau muß sich daher mit größeren Transportwegen für den Zement abfinden, da nur wenige Zementfabriken den künftig zu stellenden Anforderungen zu genügen in der Lage sein werden.

Das Bild der Baustelleneinrichtung, das sich schon einmal, nämlich nach der allgemeinen Ablehnung des Gießrinnenbetons, grundsätzlich geändert hat, dürfte sich mit der Einführung des maschinellen Bruchsteinmauerwerks ein zweites Mal grundsätzlich ändern. An die Stelle des heute allbeherrschenden Kübels kann das Förderband treten, das der Baugrube den Grobmörtel über Fördertürme und Rüssel (Abb. 12) oder über Betonierbrücken, die sich beim Bau der Rossens-Staumauer

(Abb. 38 und 39) wieder glänzend bewährt haben, zuführt. Nach eingehenden Untersuchungen an der Eckertalsperre führt die Einbringung durch Rüssel beim erdfeuchten Beton zu keinerlei Entmischungerscheinungen. Die Einbringung des Grobgutes von 100 mm aufwärts kann durch Kabelkrane oder in Verbindung mit einer Betonierbrücke durch Schwenkkrane erfolgen (Abb. 39). Die Erschwerung, die der doppelte Antransport (Grobmörtel und Grobgut) und das Einrütteln des steifen Betons mit den schweren Rüttlern mit sich bringt, wird mehr als wettgemacht durch die Zementersparnis und die wesentlich verringerte Leistung der Brech- und Mahlanlage. Diese verringerte Leistung rührt neben dem Ausfall der Zwischenkörnung von dem wesentlich herabgesetzten Mörtelanteil her.

Es muß immer wieder betont werden, welche großen Vorteile die Verwendung von Kiessand an Stelle von Brechsand bringt. Bei der Shasta-Mauer haben die Amerikaner ein 16 km langes Transportband gebaut, um dieses Ziel zu erreichen. Bei Verwendung von Kiessand und einem Grobgut von wenigstens 100 mm kann der Mörtelanteil bis auf 25 % und der Zementanteil bis auf 150 kg/m^3 gesenkt werden, und trotzdem erreicht man noch Druckfestigkeiten von 500 kg/cm^2 nach 90 Tagen. Durch solche Rekordzahlen wird die Aussonderung des Mittelkorns beim Kiessand mehr als wettgemacht. Vor allen Dingen entfällt auch jeder Zwang, die großen Kiesrundlinge noch zu brechen, da, wie bereits erläutert, durch die erdfeuchte Konsistenz das Überschußwasser zur Bildung von Schlämpesäcken fehlt.

Außerordentlich bemerkenswert in diesem Zusammenhange ist das, was M. R. Roš, der 1946 eine zwei-monatige Besichtigungsreise amerikanischer Talsperren durchführte, über den Beton der mehrfach erwähnten Rossens-Staumauer berichtet [16], der als schwach plastischer Beton in zwei 3-m^3 -Mischern hergestellt wurde, die zusammen einen 6-m^3 -Kübel füllten. Alle 5 Minuten wurde

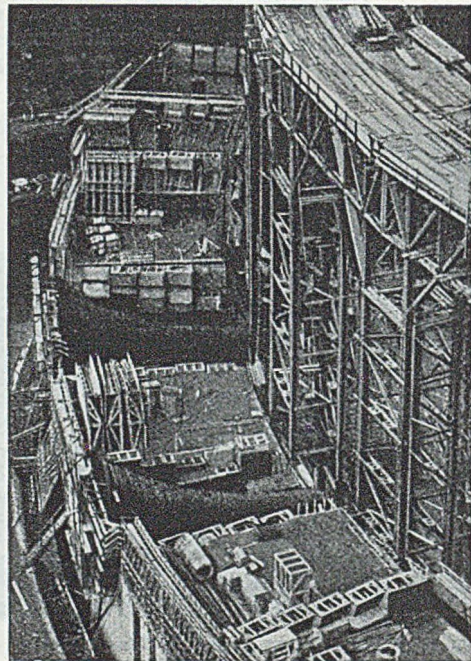


Abb. 41. Rossens-Staumauer (Schweiz). Baugrube mit Einlauftrumpeten und mittig angeordneten Kühlschächten.

ein Kübel gefüllt und durch Kabelkrane in 20stündigem Betrieb eingebracht, woraus sich eine Tagesleistung von 1400 m^3 ergibt. Dieser Beton mit 228 kg/m^3 Zement und einem Wasserzementfaktor von $W/Z = 0,55$ wies nach 28 Tagen eine Würfelfestigkeit von 490 kg/cm^2 und nach 90

Tagen eine solche von 625 kg/cm^2 auf. Nach Hummel [17] steigt die Festigkeit beim Übergang von einem $W/Z = 0,55$ auf ein $W/Z = 0,35$ um etwa 50%. Dementsprechend hatte man bei dem erdfeuchten Einbringungsverfahren etwa die gleichen Festigkeitswerte mit nur 150 kg/m^3 Zementdosierung erwarten können.

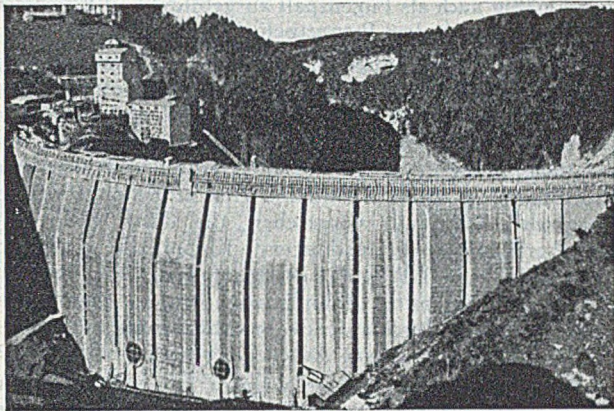


Abb. 42. Rossens-Staumauer (Schweiz). Fugenspalte kurz vor Ausbetonierung.

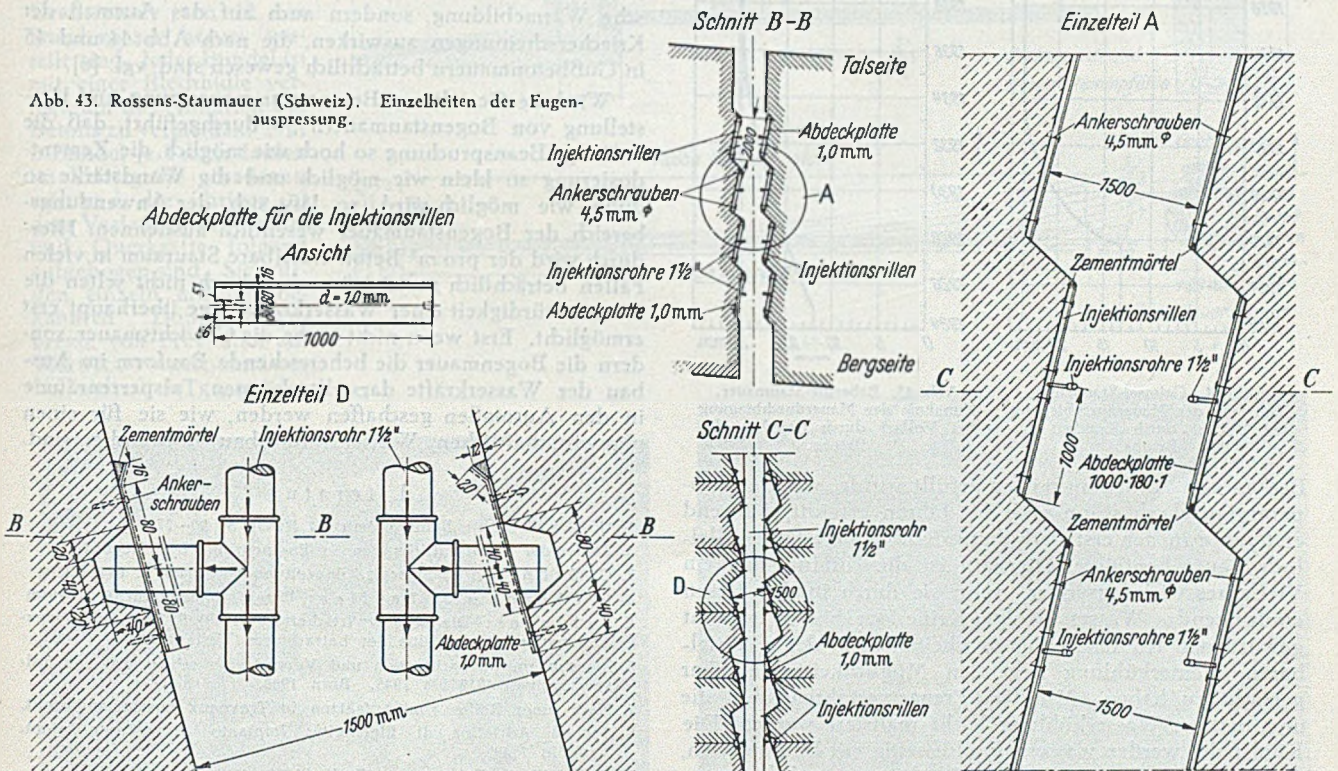
Da eine gewisse Mindestmenge von Feinteilen im Mörtel vorhanden sein muß, steigt mit der Herabsetzung der Zementdosierung das Bedürfnis nach zusätzlicher Feinteilzugabe. Ein Teil dieses Steinmehls wird dort, wo es die Art des Zementes vorteilhaft erscheinen läßt, zweckmäßig in der Form von Traß, Thurament, Puzzolan

der Puzzolanzugabe hat zu einem vollen Erfolg geführt. Dagegen hat sich die in Amerika mit so großen Hoffnungen beschrittene Entwicklung von Geringwärme- (low-heat) Zementen nicht bewährt. Bei der Hoover-Staumauer war die anfängliche Wärmeentwicklung erheblich geringer, aber später, nachdem die Kühlrohre bereits ausgepreßt waren, trat eine um so größere Wärmeentwicklung ein, die den Erbauern dieser bewundernswerten Stauanlage sehr viel Kopfzerbrechen gemacht hat.

Mit einer Zementdosierung von 150 kg/m^3 oder mit 135 kg/m^3 Zement + 65 kg/m^3 Traß oder Thurament ist die chemische Wärmeentwicklung so gemildert, daß in Bogenstaumauern mit Mauerstärken von höchstens 20 m keine Kühlrohre zur Wärmeabführung mehr nötig sind. Der wirksamste Weg der Kühlung ist hier die Fugenspaltskühlung, die vor etwa 25 Jahren von Stucky für die schweizerische La-Jogna-Bogenmauer entwickelt wurde und seitdem vielerorts angewandt und kürzlich bei der Rossens-Staumauer eine bemerkenswerte Weiterentwicklung erfahren hat.

Die Abb. 40 bis 42 zeigen die Rossens-Baustelle zu Beginn der Bauarbeiten im Juni 1946, am 11. Januar 1947 und bei Erreichen der Mauerkrone am 11. November 1947. Aus den genannten Zeiten ist ersichtlich, daß die Kühlspalte nahezu $1\frac{1}{2}$ Jahre offengehalten wurden, gegenüber 2 Monaten bei der vorerwähnten La-Jogne-Mauer. Der untere Teil der Kühlspalte wurde noch im Dezember 1947 ausgefüllt, während die restlichen $\frac{2}{3}$ der Spalthöhe erst im April 1948 geschlossen wurden. Außer den Kühlspalten wurde in der Mitte jedes Blockes noch ein Kühlschacht hochgeführt (Abb. 41), in welchem ähnliche Verhältnisse

Abb. 43. Rossens-Staumauer (Schweiz). Einzelheiten der Fugenauspressung.



und dgl. zugesetzt. Entsprechend der chemischen Aktivität dieser Zusätze kann dann die Zementdosierung herabgemindert werden, etwa in der Form, daß an Stelle von 150 kg/m^3 Zement 135 kg/m^3 Zement und 65 kg/m^3 Traß oder dgl. zugesetzt werden. Hierdurch wird die chemische Abbindewärme weiter herabgesetzt, während die Festigkeitseinbuße nach einem Jahr völlig aufgeholt ist.

Der in Deutschland beschrittene Weg der Traß- oder Thuramentzugabe oder der in Italien beschrittene Weg

wie in einem Schornstein vorherrschten; die Wände dieser Schächte wurden durch rieselndes Wasser feucht gehalten. Während das Ausbetonieren der Kühlspalte normal erfolgte, bediente man sich für die Kühlschächte des Prepectverfahrens.

Das Prepectverfahren, das von dem amerikanischen Ingenieur L. S. Wertz entwickelt wurde, besteht darin [18], daß man sauber gewaschenen Kies oder Split, dessen Korngröße lediglich nach unten auf 6 bis 9 mm be-

grenzt ist, in die Schalung bzw. den Hohlraum einfüllt und mit Rüttlern verdichtet und zu gegebener Zeit von unten her Feinmörtel einpumpt, der beim gleichmäßigen Hochsteigen alle Hohlräume schließt. Um den Kies oder Split vorher zu kühlen, kann der Schacht auch mit Wasser gefüllt werden; der eingepumpte Mörtelbrei verdrängt das Wasser gleichmäßig, und es besteht zwischen Mörtel und Wasser stets eine scharf abgezeichnete Trennungsfläche. Der Mörtel ist ein Spezialmörtel und muß bei Anwendung in Bogenstaumauern etwa 40% Zement, 13% Alfesil, $\frac{1}{2}$ % Intrusion aid und 46% Sand enthalten, und zwar Sand, der in der Hauptsache feiner als 1,5 mm und im Maximum kleiner als 3 mm ist. Alfesil ist ein feinpulvriger, siliziumhaltiger Hilfsstoff, der eine zweibis dreimal größere spezifische Oberfläche als Zement aufweist und dadurch die Zusammenballung der Zementteilchen und die Neigung zur Wasserausscheidung beseitigt, während die Intrusion aid als Verflüssiger wirkt, die festen Teilchen in Suspension hält und das frühzeitige Verdicken der Mischung verhindert.

Mit dem Prepacverfahren, dessen Anwendung für die Ausfüllung der Schächte der Rossens-Staumauer als ein sehr verdienstvoller Versuch bezeichnet werden muß, eröffnen sich für die Kühlung von Bogenmauern und insbesondere hohe Bogenmauern bemerkenswerte Möglichkeiten. Die Wärmeleitfähigkeit des trockenen Betons ist nämlich etwa 1,5 und diejenige des vom Wasser durchströmten Betons 2,5 kcal/mh°C; dies haben auch die Temperaturmessungen in den Staumauern von Schluchsee und Bleiloch bestätigt. In der Schluchsee-Mauer, bei der das

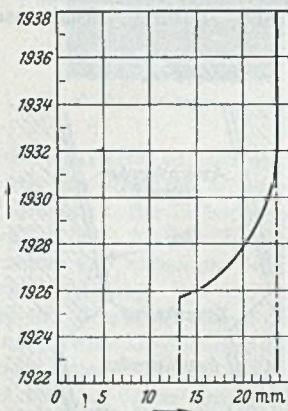


Abb. 44. Grimsel-Staumauer.
Zunahme der Mauerdurchblegung
bei Vollast durch Kriechen des
Betons.

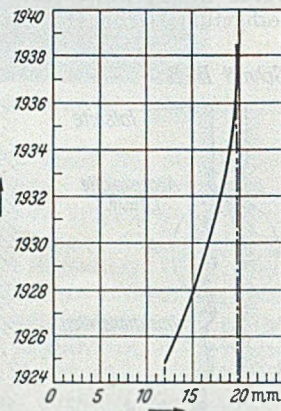


Abb. 45. Baberine-Staumauer.
Zunahme der Mauerdurchblegung
bei Vollast durch Kriechen des
Betons.

Becken von Anbeginn mit aufgefüllt wurde, war der Temperatureausgleich schon nach $1\frac{1}{2}$ Jahren erreicht, während er 6 Jahre in der erst nach Fertigstellung angestauten Bleiloch-Mauer benötigte. Hiernach ist die Kühlung um ein Vielfaches wirkungsvoller, wenn sie durch in den Beton eindringendes Wasser erfolgt. Keine der bisher bekannt gewordenen Kühlmaßnahmen scheint die in der unmittelbaren Wasserkühlung liegenden Möglichkeiten nutzbar gemacht zu haben. Mit dem Prepacverfahren kann die unmittelbare Wasserkühlung leicht realisiert werden. Die Kühlpalte werden wasser- und luftseitig mit Betonplatten, die an beiden Seiten durch Z-Bleche wasserdicht abgeschlossen sind, abgeriegelt, mit eingerütteltem, gewaschenen Kies oder Split gefüllt und unter Wasser gesetzt. Läßt man die Kies- oder Splitfüllung jeweils um 20 bis 30 cm gegenüber dem Betonblock zurücktreten, damit in die darüberstehende Wasserschicht laufend Blockeis geworfen werden kann, so stellt der Kühlpalt ein riesiges Eisthermometer dar, das ständig unter 4°C steht und die wirkungsvollste Kühlanordnung darstellt, die man sich denken kann. Die bei der Rossens-Mauer angewendeten Schächte können in gleicher Weise behandelt werden.

Der große konstruktive Nutzen einer solchen Kapillarstromkühlung würde vor allen Dingen darin bestehen, daß ein großer Teil der chemischen Wärme schon während ihrer Entstehung abgeführt werden könnte, was bei luftgekühlten Fugenspaltwegen wegen der schlechten Wärmeleitung der Luft unmöglich ist.

Die in Abb. 36 in Vorschlag gebrachte Längsfuge wird zweckmäßig auch als Fugenspalt ausgebildet, mit Eiswasser gekühlt und nach dem Prepacbeton-Verfahren geschlossen.

Nach dem Ausbetonieren der Fugenspalte müssen die Fugen noch ausgepreßt werden. Bei der Rossens-Staumauer ist hierfür ein sehr sinnvolles und einfaches Verfahren entwickelt worden (Abb. 43). In Anpassung an die Verzahnung der Fugen in waagrechter und lotrechter Richtung ist in jeder Zahnfläche eine mittig angeordnete waagrecht Trapeznut vorgesehen, die durch oben fest verankerte und unten anschlagende Klappbleche gegen ein Eindringen von Füllbeton geschützt sind. Die lotrecht übereinanderliegenden Zahnflächen werden durch von oben bis unten durchlaufende Injektionsrohre mit waagrecht Stützen in einem Arbeitsgang ausgepreßt.

Beim Betonieren in der warmen Jahreszeit hat sich die erstmals für die Rappbode-Bogenmauer vorgesehene Eisschnee- bzw. Splittereiszugabe an Stelle eines Teiles des Anmachwassers bestens bewährt. Bei der Fort-Gibson-Staumauer (Oklahoma) wurden 350 000 m³ Beton in dieser Weise vorgekühlt. Bei der Norfolk-Staumauer wurden 40% des Anmachwassers als Splittereis zugegeben und damit Senkungen der Einbringtemperatur von 37°C auf 18°C erzielt.

Die Verringerung des Mörtelanteils in künftigen Bogenstaumauern wird sich nicht nur vorteilhaft auf die chemische Wärmebildung, sondern auch auf das Ausmaß der Kriecherscheinungen auswirken, die nach Abb. 44 und 45 in Gußbetonmauern beträchtlich gewesen sind, vgl. [6].

Wird die Gestaltung, Betonzusammensetzung und Herstellung von Bogenstaumauern so durchgeführt, daß die zulässige Beanspruchung so hoch wie möglich, die Zementdosierung so klein wie möglich und die Wandstärke so dünn wie möglich wird, so läßt sich der Anwendungsbereich der Bogenstaumauer wesentlich ausdehnen. Hierdurch wird der pro m³ Beton erzielbare Stauraum in vielen Fällen beträchtlich gesteigert und dadurch nicht selten die Ausbauwürdigkeit einer Wasserkraftanlage überhaupt erst ermöglicht. Erst wenn nicht mehr die Gewichtsmauer, sondern die Bogenmauer die beherrschende Bauform im Ausbau der Wasserkraft darstellt, können Talsperrenräume in den Ausmaßen geschaffen werden, wie sie für einen planwirtschaftlichen Wasserkraftausbau notwendig sind.

Literatur.

1. G. Garbotz: Bauingenieur 24 (1949) S. 20—27.
2. Zahlreiche Veröffentlichungen in Engineering News-Record.
3. G. Schnltter: Schweiz. Bauzeitung 66 (1948) S. 641 u.f.
4. H. Grengg u. H. Lauffer: Österr. Bauzeitschrift 3 (1948)
5. Schlegel: Die Wasserwirtschaft 39 (1949) S. 190. Die Bogenstaumauer ist nur eine der betrachteten Varianten.
6. Messungen, Beobachtungen und Versuche an schweizerischen Talsperren von 1919 bis 1945. Bern 1946.
7. Nach einer Reihe von Aufsätzen in Travaux zusammengestellt.
8. Società Adriatica di Elettricità: Impianto Piave-Bonte-Vajont. Venedig 1948.
9. F. Tölke: Talsperren. Berlin 1938.
10. Vgl. [4].
11. L'Energia Elettrica 1941. S. 192—199.
12. Vgl. [8].
13. C. Semenza: Impianto Idroelettrico del Lumiel. Tecnica Italiana 3 (1948) Nr. 5 und L'Energia Elettrica 25 (1948) Nr. 8.
14. E. Probst und F. Tölke: Z. VDI. 74 (1930).
15. J. D. Lewin: Zehn Jahre Talsperrenbau in den Vereinigten Staaten. Vortrag auf der Tagung des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes, München 1949.
16. M. R. Roß: Schweiz. Techn. Rundschau (1947).
17. A. Hummel: Das Beton-ABC. Berlin 1939.
18. Konstruktionen in Prepac-Beton. Schweiz. Bauzeitung 66 (1948).

Kurze Technische Berichte.

Vorgespannte Brücke aus Ortbeton.

Die beschriebene Straßenbrücke stellt die erste Anwendung der Vorspannung von Ortbeton auf dem Gebiete des Brückenbaus in England dar. Die Brücke hat eine Spannweite von 22,50 m bei einer Nutzbreite von 6,10 m. Sie wurde für eine verteilte Nutzlast auf dem Fahrdamm von 1,1 t/m² sowie für eine Schneidelast von 4 t/m entsprechend den englischen Normen berechnet und besitzt 5 Hauptträger mit I-Querschnitt von 1,27 m Höhe, deren Obergurte gleichzeitig die Fahrbahnplatte bilden und gegeneinander durch 5 Querträger versteift sind (vgl. Abb.1).

Der Beton wurde in mehreren Abschnitten eingebracht und besaß nach 10 Tagen eine Festigkeit von 425 kg/cm². Die größte Pressung beträgt beim Spannen 140 kg/cm².

Die Längsbewehrung der Hauptträger besteht aus je 12 Bündeln von 12 Drähten von 5 mm Durchmesser aus hochfestem Stahl, die um eine Drahtspirale von 12 mm Durchmesser herum verteilt sind. Jedes Bündel ist mit einer Blechhülle verlegt, um das Anhaften des Betons zu vermeiden. Nur 2 Bündel je Träger laufen im Untergurte geradeaus, während die übrigen 10 dem Verlauf der Momente und Querkkräfte folgend aufgebogen sind. Sie wurden einzeln mit der bekannten Doppelkolbenpresse von Freyssinet auf 10,0 t/cm² vorgespannt, wobei sich diese gegen den

um das Rosten zu verhindern und nachträglich den Verbund herzustellen (Abb. 2 u. 3).

Außer dieser vorgespannten Bewehrung sind in den Hauptträgern Bügel aus normalem Baustahl eingelegt. Querträger und Fahrbahnplatte sind nur schlaff bewehrt.

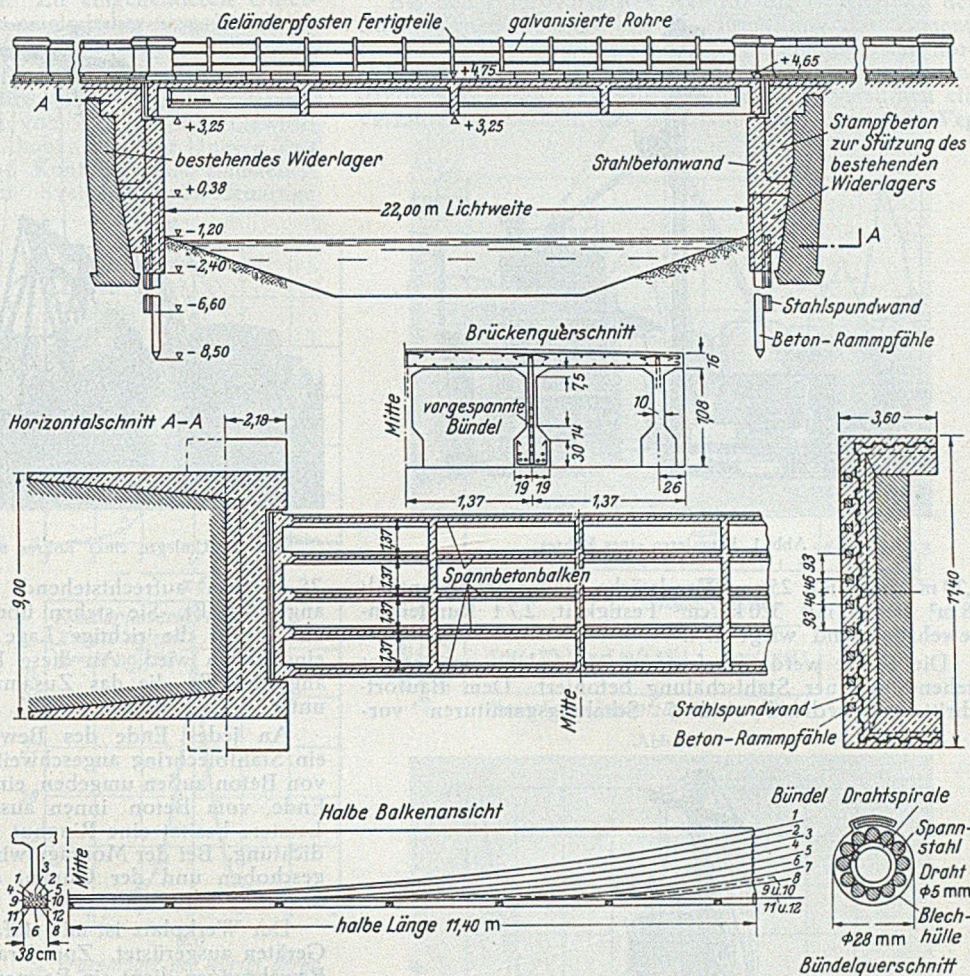


Abb. 1.

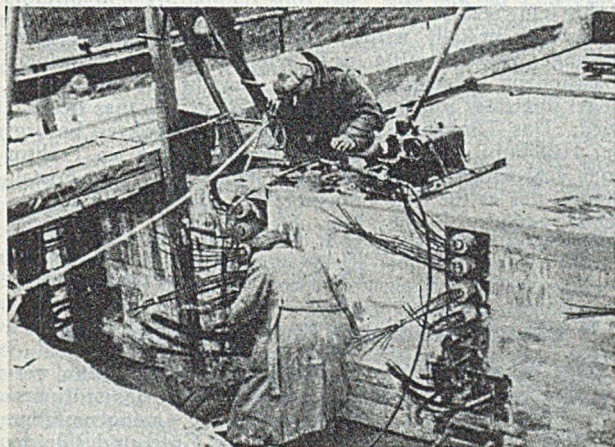


Abb. 2.

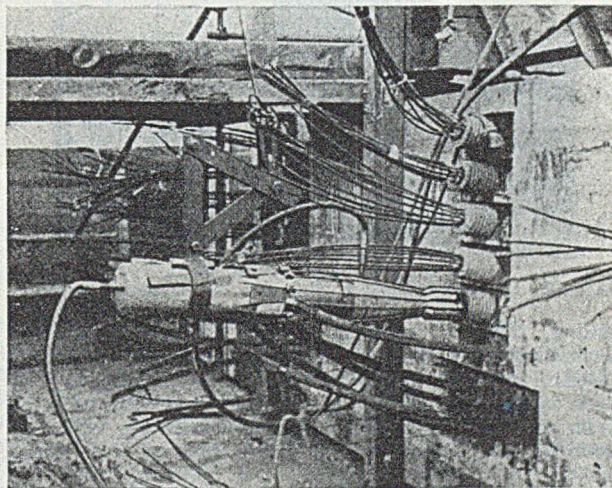


Abb. 3.

erhärteten Beton abstützte. Die Verankerung der Bündel besteht aus einem Hohlkonus an jedem Ende, in den ein Rundkeil mittels des 2. Pressenkolbens eingetrieben wird; beide Teile sind aus Beton. Nach dem Anspannen wurden die Hohlräume in und um die Bündel mit Zement verpreßt,

Entwurf und Überwachung des Baus nach dem Freyssinet-Verfahren lagen in den Händen der Vorspann-Beton-Gesellschaft (Prestressed Concrete Company) London. [Nach Engineering 165 (1948) S. 608.]

Dr. Ing. Franz, Frankfurt/M.

Bau einer Wasserfassung im Eriesssee/USA.

Im Jahre 1948 wurde mit dem Bau einer Wasserfassung für die Stadt Cleveland (Ohio) begonnen. Hierfür ist eine Betonrohrleitung von 3,0 m lichter Weite auf 5,5 km Länge in einem unter Wasser ausgebagerten Graben im Seeboden zu verlegen. Sie besteht aus Rohrschüssen von

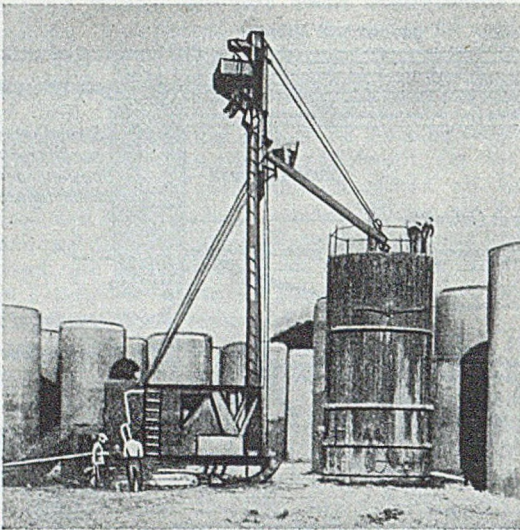


Abb. 1. Betonieren eines Rohres.

7,20 m Länge mit 25 cm Wandstärke. Jeder Schuß enthält 18 m³ Beton mit 320 kg/cm² Festigkeit, 2,7 t Rundebewehrung und wiegt 47 t.

Die Rohre werden auf einem Werkplatz am Seeufer stehend in einer Stahlschalung betoniert. Dem Baufortschritt entsprechend sind 5 Schalungsgarnituren vor-

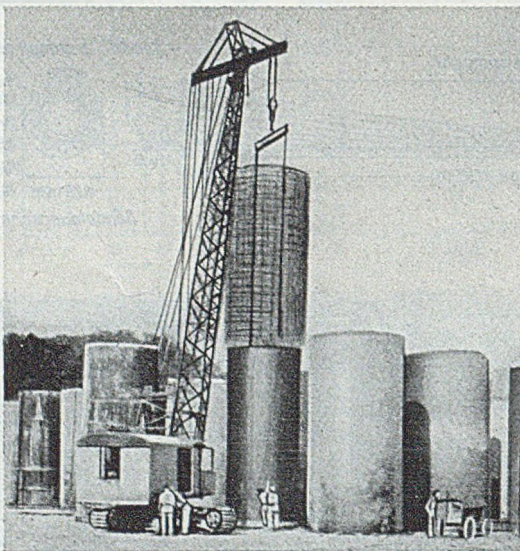


Abb. 2. Der Bewehrungskorb wird über die Innenform gestülpt.

handen, die aus je einem inneren und einem äußeren Blechzylinder in einem Stück bestehen und mit denen 5 Rohre je Tag angefertigt werden. Der Beton wird in einem normalen, fahrbaren Mischer hergestellt und mit einem an diesem angebauten Kübelaufzugsturm von oben her in die Schalung eingebracht. An dem äußeren Mantel sind 5 Außenrüttler befestigt. Die Formen stehen auf hölzernen Unterlagskränzen, die zum Zentrieren dienen, und werden bereits nach 24 Stunden abgenommen.

Besondere Sorgfalt wird auf die Bewehrung verwendet. Sie besteht aus einem Käfig von in 3 Lagen spiralig gewickelten Rundeseisen \varnothing 13 mm: einer inneren, einer äußeren und einer elliptischen Wicklung, deren beide Scheitel mit den anderen Lagen zusammenfallen. Diese Käfige

werden in horizontaler Lage in halber Rohrlänge (3,6 m) maschinell auf einen Kern gewickelt, ein Teil der Längsstäbe \varnothing 16 mm eingelegt und mit den Ringeisen verschweißt. Die fertigen Käfige werden auf eine Zentrierbank gerollt und dort paarweise durch weitere eingeschweißte Längsstäbe zum vollständigen Geflecht für einen Rohrschuß verbunden. An die äußere Bewehrungslage werden an jedem Ende noch 2 Flachstähle

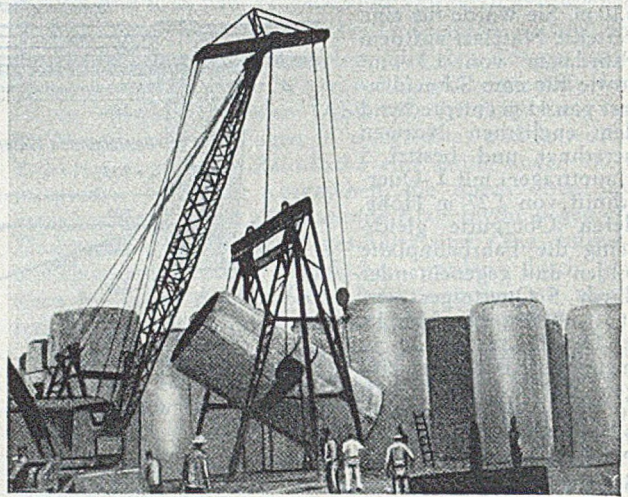


Abb. 3. Umlegen eines Rohres mit Hilfe eines Versetz-Portales.

75 · 15 · 2 cm aufrechtstehend diametral gegenüberliegend angeschweißt. Sie stehen über die Betonoberfläche hinaus, damit die richtige Lage der Rohre beim Verlegen eingehalten wird. An diese Bleche werden ferner Ösen angeschweißt, die das Zusammenziehen der Rohrschüsse unter Wasser dienen.

An jedes Ende des Bewehrungskorbes wird ferner ein Stahlblechring angeschweißt, der an dem einen Ende, von Beton außen umgeben, eine Glockenmuffe, am andern Ende, vom Beton innen ausgefüllt, eine Zarge bildet. Letztere besitzt eine Ringnut zur Aufnahme der Gummidichtung. Bei der Montage wird die Muffe über die Zarge geschoben und der Gummi eingequetscht, wodurch die Dichtung hergestellt wird.

Der Werkplatz ist mit einfachen, aber leistungsfähigen Geräten ausgerüstet. Zum Transport der Schalungen und Bewehrungen dient ein Raupenkran mit 18 m langem Ausleger, der am oberen Ende eine 6 m lange Schwinde mit 3 m Ausladung und einem Hilfshub besitzt. Mit Hilfe dieses Gerätes werden auch die Rohre 3 Tage nach dem Betonieren umgekippt. Hierbei nimmt das Gewicht der Rohre ein Stahlportal auf, das von dem Kran über die Rohrachse gestellt wird. Das Rohr wird mittels einer Schlinge in Rohrmitteln und einer Traverse an einem Flaschenzug aufgehängt, der das Gewicht auf den Portalriegel überträgt und nur vom Hubseil des Kranes betätigt wird. Das Umkanten des angehobenen Rohres besorgt der Hilfshub. Das umgelegte Rohr rollt dann ein Traktor vom Lagerplatz zwischen die Gleise eines 70 t-Portalcranes, der es für den Transport zur Einbaustelle auf ein Schiff verlädt. [Nach Eng. News-Record, 147 (1948), Nr. 22 vom 25. Nov. S. 52.]

Dr.-Ing. Franz, Frankfurt/M.

Wirkungsgrad von Betonmischanlagen.

Der Wirkungsgrad von Betonmischanlagen kann verschieden beurteilt werden, je nachdem man das störungsfreie Arbeiten der Maschinerie, die mengenmäßige Leistungsfähigkeit oder schließlich die Güte und Gleichmäßigkeit des Betons im Auge hat. Von letzterem Gesichtspunkt aus hatten englische Untersuchungen zum Ziel, die Ursachen für die Ungleichmäßigkeit des Betons an einer Anzahl Mischanlagen auf der Baustelle und unter laboratoriumsmäßigen Bedingungen aufzudecken.

Im Zusammenhang damit wurden in den Kreis der Betrachtungen gezogen: einige Typen von Zementwaagen,

die gewöhnlich an die Trichterschnauzen von Zementsilos angehängt sind, die verschiedenen Methoden der Zumessung der Zuschlagmaterialien, nach Raummaß und nach Gewicht; einige Einrichtungen für das Zumessen des Wassers.

Die Prüfungen wurden durchgeführt auf Baustellen an einigen großen Straßentrommelmischern, kontinuierlichen Mischern und einem amerikanischen Mischertyp mit zwei gekuppelten Trommeln. Zu eingehenderen Untersuchungen wurden zwei Trommelmischer von 300 l Inhalt und ein Laboratoriumsmischer mit rotierender Schlüssel von rd. 50 l Inhalt herangezogen.

Obwohl anzunehmen wäre, daß die mechanisierten Einrichtungen zur Zuteilung von Zement nach Gewicht ausreichend genau arbeiteten, haben die über längere Zeit ausgedehnten Messungen und Kontrollen auf Baustellen ergeben, daß je nach dem System verschiedenartige

oder dem Tank nicht Zeit ließ, sich vollständig zu entleeren. Den Einrichtungen mit lotrechter Anordnung des Vorratsgefäßes wird der Vorzug gegeben, da sie weniger abhängig von waagrecht Lage sind und daher genauer arbeiten. Als weitere Fehlerquelle wurde ferner Nichtübereinstimmung der Skala mit dem wirklichen Inhalt gefunden. Bei allen Systemen sind undichte Ventile häufige Ursachen für unrichtige Wasserzuteilung.

Bei den Hauptversuchen war für die Beurteilung der entnommenen Betonproben die Ermittlung des Zementgehalts besonders wichtig. Seine Bestimmung auf normalem Wege bei der Vielzahl der Proben wäre zu umständlich gewesen. Es wurde daher in Vorversuchen ein Verfahren entwickelt, das es erlaubt, auf kürzerem Weg

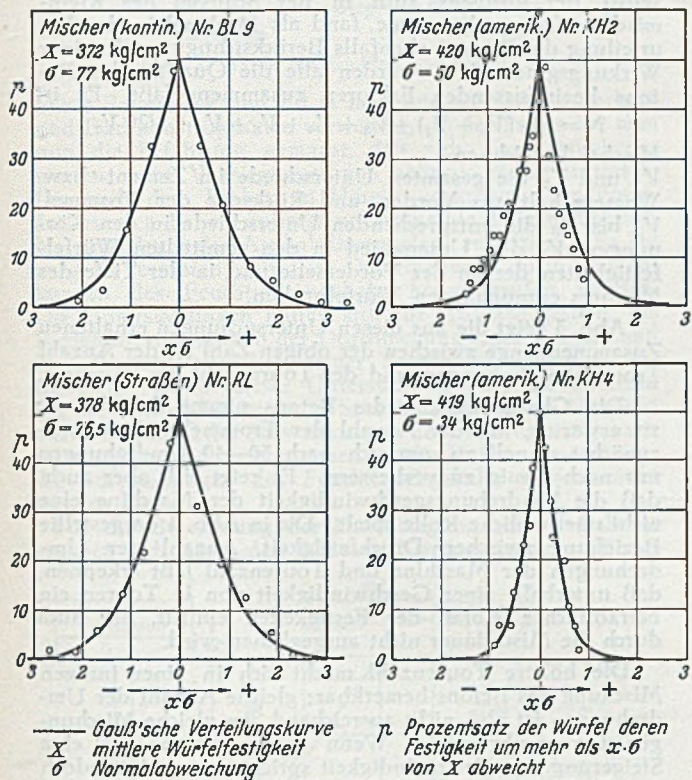


Abb. 1.

Fehlerquellen vorhanden sind oder sich mit der Zeit einstellen, die zu Veränderlichkeit in der Zuteilung des Zements führen. Solche Fehler wurden einerseits in Verschmutzung der beweglichen Teile der Waage, Abnutzung der Schneiden, Losewerden der Lager u. a., andererseits darin gefunden, daß der Zement nicht stets der Waage frei zufließt, sondern in der Trichteröffnung verkrustet und hängenbleibt. Häufige Reinigung der gesamten Apparatur, Pflege und Überwachung sind daher notwendig.

Die Zuschlagstoffe werden gewöhnlich nach Raummaß zugemessen. Die Genauigkeit ist im allgemeinen ausreichend, wenn geeignete, mehr tiefe als flache Meßgefäße verwendet werden und ihr ständiger Gebrauch überwacht wird. Die Verwendung von Waagen zeigte bessere Ergebnisse, vorausgesetzt, daß sie richtig geeicht sind, was selbst bei neuen Apparaten, namentlich Federwaagen nicht immer der Fall war. Auch hier ist ständige Überwachung und Unterhaltung, periodische Reinigung der Gefäße, in denen sich Material festsetzt, notwendig.

Von den drei genauer geprüften Einrichtungen, die die Wasserzugabe zu regeln gestatteten, wurden zwei kleinere jedesmal von Hand ausgelöst. Bei der dritten entleerte bzw. füllte sich das Vorratsgefäß selbsttätig beim jedesmaligen Heben und Senken des Materialaufzugs. Fehler waren hier möglich, wenn der Maschinist aus irgendeinem Grunde den Aufzug zweimal bediente

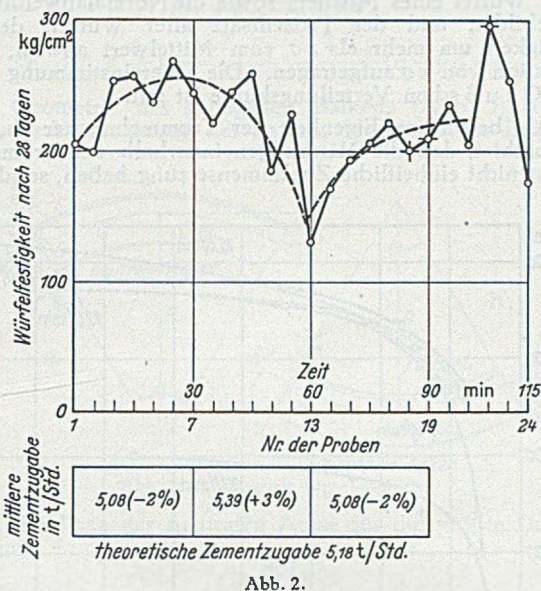


Abb. 2.

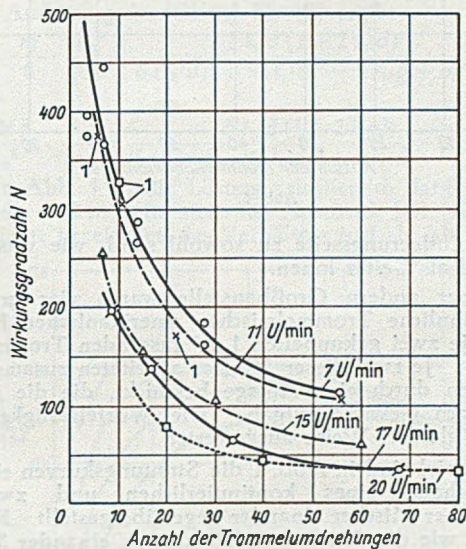


Abb. 3.

zum Ziel zu kommen. Zu diesem Zweck wurde das feinere Material vom Groben durch Auswaschen über dem 100-Maschen-Sieb getrennt und das spezifische Gewicht der Aufschwemmung, Zement + Feinsand einschließlich 19 l Wasser ermittelt, und für verschiedene Mischungsverhältnisse die Beziehung zwischen Zementgehalt und diesem spezifischen Gewicht aufgestellt. Bei Verwendung von Sand mit besonders großem Gehalt an staubfeinem Material muß dieser besonders berücksichtigt werden. Der Fehler bei Benutzung dieser Methode erwies sich zu nur $\pm 4\%$ des Zementanteils.

Auf einer Baustelle, wo drei große Straßentrommelmischer verschiedenen Fabrikats und drei einander ähnliche kontinuierliche Mischer eingesetzt waren, wurde

eine Reihe Probewürfel entnommen und in gleichem Alter geprüft. Zement und Zuschlagstoffe, ebenso Mischungsverhältnis und Konsistenz des erzeugten Betons waren gleich. Zement wurde nach Gewicht, der Zuschlag nach Raummaß aufgegeben. Verschiedenheit bestand in der Beschickung der beiden Mischersysteme. Sie erfolgte bei den Straßenmischern für Zement, Sand und Grobzuschläge im ganzen, dem ebenso das Wasser folgte, während bei den kontinuierlichen Mixchern die einzelnen Komponenten getrennt durch Schnecken einem Vorgefaß zugeführt wurden, aus dem sie in kleinen, schon vorgemischten Portionen über ein Becherwerk in den eigentlichen Mischer gelangten. Das Wasser floß kontinuierlich zu.

Zur Auswertung wurde die mittlere Druckfestigkeit aller Würfel eines Mixchers sowie die Normalabweichung σ gebildet, und der Prozentsatz aller Würfel, deren Festigkeit um mehr als $x\sigma$ vom Mittelwert abwich, als Funktion von $x\sigma$ aufgetragen. Die Übereinstimmung mit der Gaußschen Verteilungskurve ist gut.

Als besondere Eigenheit der Trommelmischer wurde beobachtet, daß die Mischungen innerhalb der Trommel selbst nicht einheitliche Zusammensetzung haben, sondern

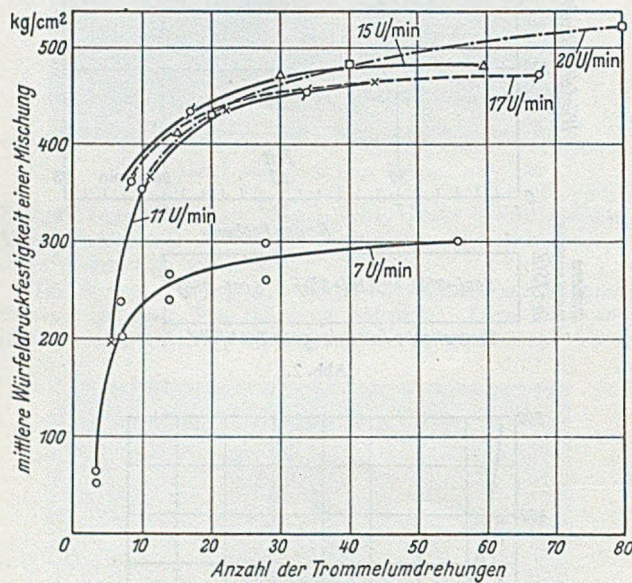


Abb. 4.

gegen die Entleerungsseite zu sowohl sand- wie wasserreicher sind als weiter innen.

Auf einer andern Großbaustelle waren vier große einander ähnliche Trommelmischer amerikanischer Herkunft mit je zwei gekuppelten 1 m³ fassenden Trommeln in Tätigkeit. Je zwei dieser Mischer arbeiteten zusammen und wurden durch eine Anlage beschickt, die die Materialien nach Gewicht aufgab. Die Würfelstärken wurden in gleicher Weise ausgewertet.

Als Beispiel sind in Abb. 1 die Streuungskurven eines Straßenmischers, eines kontinuierlichen und zweier amerikanischer Mischer einander gegenübergestellt. Kontinuierliche wie die Straßenmischer zeigten einander ähnliche Ergebnisse. Von den vier amerikanischen Maschinen lieferten drei fast identische Kurven, während der Beton des dritten größere Ungleichmäßigkeit aufwies. Da ein Grund hierfür in der Anlage nicht gefunden werden konnte, mußte fehlerhaftes Verhalten des Maschinisten angenommen werden.

Bei den kontinuierlichen Mixchern ist eine Hauptursache für die Streuung in der Materialzuführung zu vermuten. Es wurden daher Proben in gewissen Zeitabständen entnommen und untersucht. Dabei ergaben sich in der Zementzufuhr Fehler von $\pm 5-6\%$, bei der Zusammensetzung des Zuschlagmaterials jedoch in 40% der Proben Fehler von über 40%. Die Streuung des Wasserzementfaktors mit der Zeit trat in den Festigkeiten der Würfel zutage, von denen im Abstand von je 5 Minuten einer angefertigt wurde. Abb. 2 zeigt die Tendenz dieser

Streuung. Da die Zementzugabe annähernd konstant war, mußte der Fehler am Wasserzusatz liegen.

Als Lehren ergaben sich aus diesen Versuchen, daß bei kontinuierlichen Mixchern auf gleichmäßige Förderung aller drei Schnecken besonders geachtet werden muß. Bei Verwendung von feinem, etwas feuchtem Sand kommt leicht eine Unterbrechung der Zufuhr vor. Der Wasserstrom bedarf der ständigen Überwachung und laufender Regulierung. Zur Kontrolle werden häufige Setzproben empfohlen.

Weitere Untersuchungen mit sehr eingehender Analyse der entnommenen Proben wurden mit den bereits erwähnten 300-l-Freifalltrommelmischern und dem kleinen rotierenden Laboratoriumsmischer angestellt, und dabei u. a. Einfluß der Mischdauer, Umdrehungsgeschwindigkeit der Maschine und der Aordnung der Ausgangsmaterialien im Aufzugskasten studiert. Der Unterschied in der Zusammensetzung der Mischung innerhalb der Trommel selbst, der übrigens auch in der Schüssel des Kleinmischers festgestellt wurde, fand als Merkmal in der Beurteilung der Proben ebenfalls Berücksichtigung. In einer Wirkungsgradzahl N wurden alle die Qualität des Betons beeinflussenden Faktoren zusammengefaßt. Es ist

$$N = 10 \cdot (V_1 + V_2) + V_3 + V_4 + V_5 + V_6 + 1/20 V_7$$

Hierbei bezeichnen

V_1 und V_2 die gesamten Unterschiede im Zement- bzw. Wassergehalt aus Vorder- und Rückseite der Trommel, V_3 bis V_6 die entsprechenden Unterschiede in den Körnungen, V_7 den Unterschied in den gemittelten Würfelstärken der an der Vorderseite und in der Tiefe des Mixchers entnommenen Würfelproben.

Abb. 3 zeigt die aus diesen Untersuchungen erhaltenen Zusammenhänge zwischen der obigen Zahl N , der Anzahl Trommelumdrehungen und der Tourenzahl des Mixchers.

Die Gleichmäßigkeit des Betons nimmt danach, wie zu erwarten, mit der Anzahl der Trommelumdrehungen zunächst schnell zu, um sich nach 30–40 Umdrehungen nur noch wenig zu verbessern. Es zeigt sich aber auch, daß die Umdrehungsgeschwindigkeit der Maschine eine nicht unerhebliche Rolle spielt. Die in Abb. 4 dargestellte Beziehung zwischen Druckfestigkeit, Anzahl der Umdrehungen der Maschine und Tourenzahl läßt erkennen, daß unterhalb einer Geschwindigkeit von 11 Touren ein beträchtlicher Abfall der Festigkeiten eintritt, der auch durch die Mischdauer nicht ausgeglichen wird.

Die höhere Tourenzahl macht sich in einer innigen Mischung des Betons bemerkbar; gleiche Anzahl der Umdrehungen ist also nicht ausreichend, um gleiche Mischungen hervorzubringen. Wenn diese Tatsache für eine Steigerung der Geschwindigkeit spricht, so scheint jedoch bei 17–20 U/Min. die Grenze zu liegen, jenseits welcher keine Verbesserungen mehr erzielt werden können. Ein Vorteil höherer Umdrehungsgeschwindigkeit liegt jedoch noch im Zeitgewinn. Ein Vergleich der Kostenentwicklung zwischen einer von Hand und nach Raummaß beschickten Mischanlage mit einer vollmechanisierten Anlage zeigt, daß bei ersterer das Kostenminimum bei der gewöhnlich gebrauchten Tourenzahl 17 U/Min. liegt, bei der vollmechanisierten jedoch noch über 20 U/Min. hinaus Ersparnisse zu erwarten sind.

Um die Ungleichmäßigkeit der Mischungen innerhalb der Trommel auszugleichen, erwies es sich als angebracht, Sand und Grobzuschläge in einer bestimmten Reihenfolge aufzugeben und dadurch bis zu einem gewissen Grade vorzumischen. Dies geschieht am besten so, daß die groben Zuschläge auf den Boden des Aufzugskübels zu liegen kommen, und darüber der Sand geschüttet wird.

Wenngleich die Ergebnisse der beschriebenen Untersuchungen nur für die betrachteten Mischanlagentypen gelten können, so zeigen sie doch, daß Betonmischer nicht notwendigerweise gleichmäßigen Beton liefern, sondern in dieser Richtung noch sehr verbesserungsbedürftig sind. Die Aufdeckung der möglichen Fehlerquellen und Unvollkommenheiten geben jedoch Fingerzeige, worauf bei den derzeit im Gebrauch befindlichen Mixchern besonders geachtet werden muß, um Verbesserungen hinsichtlich einer gleichmäßigen Betonqualität zu erzielen. Nach Journal Institution Civil Engineers 31 (1948/49) Nov. 1948, S. 56. Dr.-Ing. Gustav M e r k l e, Düsseldorf.

Verbiegung von Sperrholzbalken infolge Wechsels des Feuchtigkeitsgehalts.

Im amerik. Hochbau werden zwei Typen von Sperrholzbalken verwendet: der erste Typ dient zur Herstellung von Wänden und besteht aus 2,438 m langen und 0,914 m breiten Sperrholztafeln mit 76 mm hohen Stegen aus Vollholz, die durch Leimung und Nagelung befestigt sind. Dieser Typ ist im folgenden kurz als T-Balken bezeichnet (Abb. 1 a). Der zweite, I-Balken genannte Typ ist ein 15,24 cm hoher Kastenträger, dessen Flanschen 0,914 m breite Sperrholztafeln bilden, während die zwischen ihnen befindlichen Stege aus Vollhölzern bestehen (Abb. 1 b).

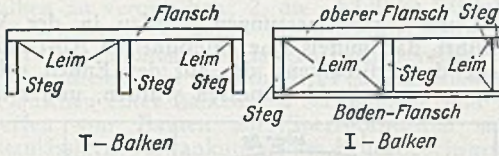


Abb. 1. Typen der geprüften Sperrholzbalken.

Diese Bauglieder sind 7,0 m lang und werden zu Decken- und Dachkonstruktionen verwendet. In der Praxis hat man nun die Erfahrung gemacht, daß sich diese Bauglieder werfen, wobei Verbiegungen von mehr als 38 mm auftreten. Die nach dem Einbau in Häuser vorkommenden Formänderungen haben äußerst unerwünschte Folgen, die sich bis zum Bruch des Asphaltfliesenbelags auswirken. Es lag nahe zu vermuten, daß diese Deformationen durch Schwankungen des Feuchtigkeitsgehalts hervorgerufen werden. Die Untersuchungen hatten sich zur Aufgabe gestellt, die Beziehungen zwischen der Durchbiegung eines Trägers und dem Feuchtigkeitsgehalt seiner Sperrholzflanschen zu erforschen. Zweck dieser Untersuchung war: die Grenzen für die Anwendbarkeit von Sperrholzbalken mit Rücksicht auf den Einfluß der Schwankungen des Feuchtigkeitsgehalts festzustellen und zu bestimmen, ob die Deformationen oder die Schwankungen des Feuchtigkeitsgehalts eingeschränkt werden können.

Für die Berechnung der Durchbiegung eines T-Balkens ergeben sich unter den üblichen Voraussetzungen (Eben-

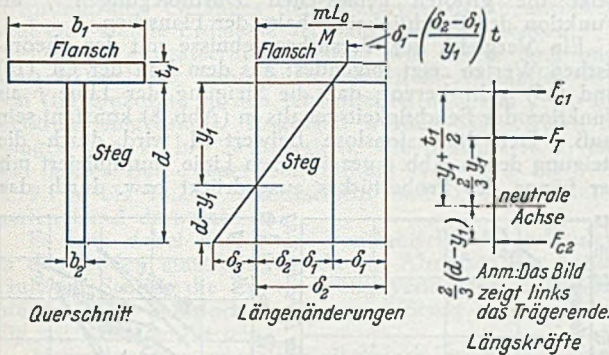


Abb. 2. T-Balkendiagramme.

bleiben der Querschnitte bei Biegung, Hooke'sches Gesetz, kleine Durchbiegungen) und mit den Bezeichnungen der Abb. 2 die folgenden Gleichungen:

$$L = L_0 \left(1 + \frac{m}{M} \right) \quad (1)$$

Darin ist L die Länge des Sperrholzflansches mit dem Feuchtigkeitsgehalt m , L_0 ist die Länge beim Feuchtigkeitsgehalt $m = 0$. Der Feuchtigkeitsgehalt m ist gegeben durch das Verhältnis des Wassergehalts zum Gewicht des ofentrockenen Sperrholzes. M ist ein experimentell zu bestimmender dimensionsloser Beiwert.

$$\frac{m L_0}{M} = \delta_2 \quad (2)$$

ist die gesamte, durch die Wasseraufnahme bewirkte Verlängerung eines freibeweglichen Sperrholzflansches. Die Annahme ebenbleibender Querschnitte liefert (Abb. 2).

$$\frac{\delta_2 - \delta_1}{y_1} = \frac{\delta_3}{d - y_1} \quad (3)$$

wo δ_1 die durch den Widerstand des angeschlossenen trockenen Steges hervorgerufene Verkürzung des Flanschs

und δ_3 die Verlängerung der äußersten Faser des Steges bedeuten. Weitere aus Abb. 2 b und 2 c sich ergebende Gleichungen sind:

$$F_{c1} = \left[\delta_1 - \frac{(\delta_2 - \delta_1) t_1}{2 y_1} \right] \frac{E b t_1}{L_0} \quad (4)$$

$$F_{c2} = \frac{\delta_3}{L_0} \cdot \frac{E b_2}{2} (d - y_1) \quad (5)$$

$$F_T = \frac{\delta_2 - \delta_1}{L_0} \cdot \frac{E b_2}{2} \cdot y_1 \quad (6)$$

wo mit F_{c1} die im Flansch wirkende Druckkraft, mit F_{c2} die Druckkraft im Steg, mit F_T die Zugkraft im Steg bezeichnet sind, während E der Elastizitätsmodul ist. Die Gleichgewichtsbedingungen geben:

$$F_{c1} + F_{c2} - F_T = 0 \quad (7)$$

$$F_{c1} \left(y_1 + \frac{t_1}{2} \right) - \frac{2 F_T y_1}{3} - \frac{2 F_{c2}}{3} (d - y_1) = 0 \quad (8)$$

Die Geometrie des gebogenen Balkens (Abb. 3) liefert aus der Verlängerung der Fasern, der Länge des Balkens

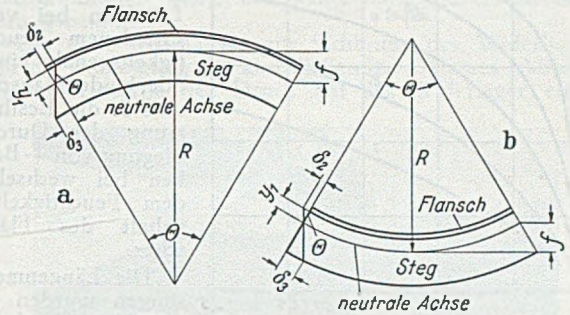


Abb. 3. Verbiegung von T-Balken.

und der Lage der neutralen Achse für die größte Durchbiegung f

$$f = \frac{d_2 L_0}{8 y_1} \quad (9)$$

Die Auflösung der Gl. (2) bis (9) ergibt

$$f = \frac{m}{8} \frac{L_0^2}{M d} \left[\frac{3 t_1 / d (1 + 2 t_1 / d)}{6 (t_1 / d)^3 + 9 (t_1 / d)^2 + 4 t_1 / d + b_2 / b_1} \right] \quad (10a)$$

oder

$$\frac{8 M d}{L_0^2} \cdot f = \frac{3 t_1 / d (1 + 2 t_1 / d)}{6 (t_1 / d)^3 + 9 (t_1 / d)^2 + 4 t_1 / d + b_2 / b_1} \quad (10b)$$

In Abb. 4 ist die Lösung zeichnerisch dargestellt. Der auf der linken Seite stehende Ausdruck [Gl. (10 b)] ist als Ordinate gezeichnet, das Verhältnis t_1 / d als Abszisse.

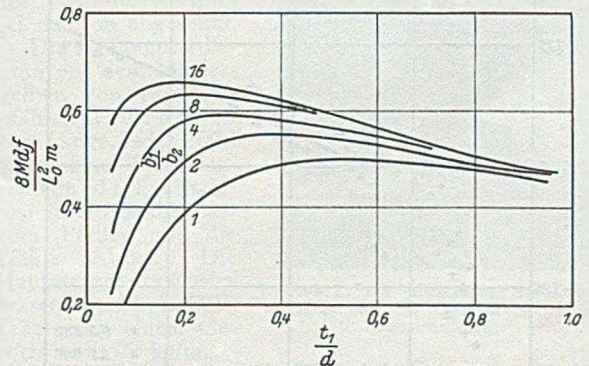


Abb. 4. Theoretische Verbiegung von T-Balken.

In ähnlicher Weise ist der I-Balken theoretisch behandelt, wobei zur Vereinfachung die Annahme gemacht ist, daß die Längenänderungen sämtlicher Fasern des verhältnismäßig dünnen Flanschs gleichgroß sind. Demnach wird die Gl. (4) durch

$$F_{c1} = \frac{\delta_1 E b_1 t_1}{L_0} \quad (11)$$

ersetzt; dazu kommt eine Gleichung für die Zugkraft im unteren Flansch

$$F_{c3} = \frac{\delta_3 E b_1 t_2}{L_0} \quad (12)$$

Die Gleichgewichtsbedingungen lauten jetzt

$$F_{c1} + F_{c2} + F_{c3} - F_T = 0, \quad (13)$$

$$F_{c1} y_1 - \frac{2 F_T y_1}{3} - \frac{2 F_{c2}}{3} (d - y_1) - F_{c3} (d - y_1) = 0. \quad (14)$$

In Verbindung mit Gl. (9) erhält man

$$\frac{m L_0^2}{8 M d} \cdot \frac{7}{6 \left(1 + \frac{5}{12} \frac{b_2 d}{b_1 t_1}\right)} > f > \frac{m L_0^2}{8 M d} \cdot \frac{1}{1 + \frac{b_2 d}{2 b_1 t_1}}. \quad (15)$$

Wegen der verwickelten algebraischen Beziehungen ist es nicht möglich, einen brauchbaren genauen Ausdruck für f zu bilden. In Abb. 5 ist der Mindestwert von f zeichnerisch dargestellt.

Die Versuche umfaßten drei Aufgaben, nämlich 1. die Bestimmung der Beziehungen zwischen dem Feuchtigkeitsgehalt und der Länge von Sperrholzstreifen verschiedener Dicke bei 76 mm Breite und 2,438 m Länge, 2. die Bestimmung der Durchbiegung von I-Balken bei verschiedenem Feuchtigkeitsgehalt eines oder beider Flansche und 3. die Bestimmung der Durchbiegung von T-Balken bei wechselndem Feuchtigkeitsgehalt des Flansches.

Die Längenmessungen wurden in der Weise durchgeführt, daß ein Sperrholzstreifen mit dem einen Ende an einer Unterlage aus einem

[-Eisen befestigt und auf Rollen gelagert wurde, während das andere, mit einer Stahlspitze versehene Ende gegen eine auf der Unterlage angebrachte Meßuhr stieß. Das Sperrholz war zuvor mehrere Tage in Wasser geweicht, der Wassergehalt wurde in regelmäßigen Zeitabständen mit einem elektrischen Widerstandsmesser bestimmt und gleichzeitig die Längenänderung gemessen. Die untersuchten Sperrholzproben waren 6,35 mm, 9,525 mm und

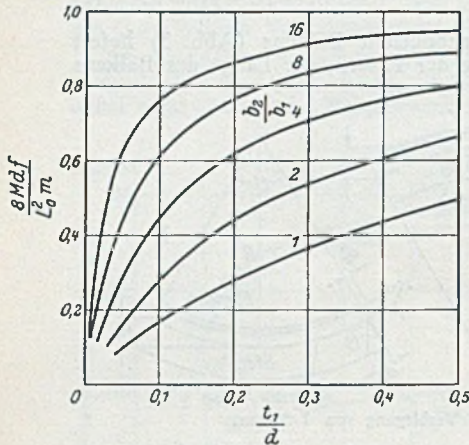


Abb. 5. Theoretische Verbiegung von T-Balken.

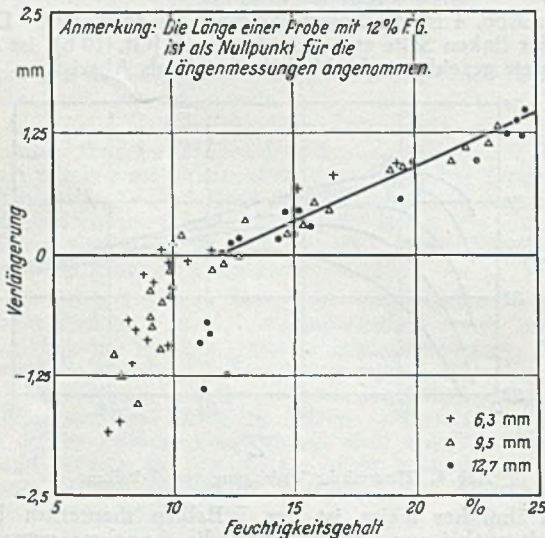


Abb. 6. Ergebnisse von Längenmessungen von Sperrholz verschiedener Dicke.

12,7 mm stark, die letzteren mit wasserabweisender Oberfläche. Die Ergebnisse der Messungen sind in Abb. 6 abgebildet. Als Nullpunkt für die Längenmessungen wurde die Länge einer 12 % Feuchtigkeit enthaltenden Probe gewählt.

Für die Durchbiegungsmessungen wurden durch Leimung und Nagelung Versuchsbalken von 2,44 m (8 Fuß)

Länge hergestellt. Die I-Balken hatten trockene (6 % bis 8 %) Vollholzstege von 25,4 × 152,2 mm. Die Sperrholzflanschen waren 394,8 mm breit bei 6,35 mm, 9,525 mm und 12,7 mm Stärke. In bezug auf den Feuchtigkeitsgehalt der Flanschen wurden zwei Versuchsreihen unterschieden: die „trockene“ Reihe mit 6 bis 10 % Feuchtigkeit und die „nasse“ Reihe mit 20 bis 25 % Feuchtigkeit. Mit verschiedenen Flanschstärken und mit wechselndem Feuchtigkeitsgehalt wurden sechs Zusammenstellungen untersucht. Die I-Balken waren in ähnlicher Weise hergestellt. Die Steghöhe wechselte von 25,4 mm bis 152,2 mm und die Breite der Flanschen von 76,2 mm bis 304,8 mm. Von diesen Balken wurden neun Kombinationen durch Wechsel der Flanschstärken, der Steghöhen und des Feuchtigkeitsgehalts geprüft.

Die Durchbiegungsmessungen wurden in der Weise durchgeführt, daß mittels einer Meßuhr die Abstände der Unterseite des Prüfbalkens, der auf den Enden gelagert war, von einem [-Stahl gemessen wurden, und zwar in

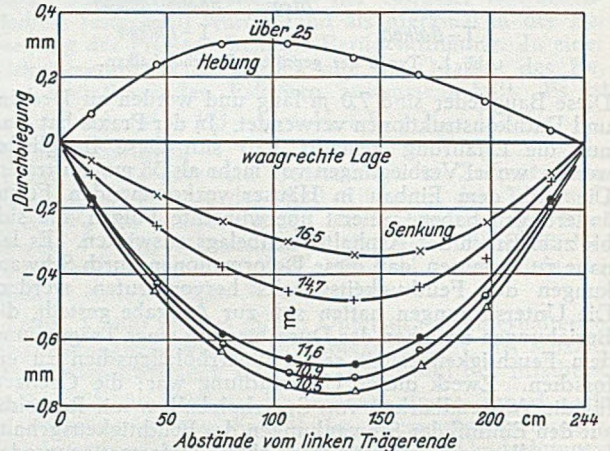


Abb. 7. Biegelinien des Probekalkens 4 bei verschiedenen Feuchtigkeitsgraden.

Abständen von 304,8 mm. In Abb. 7 ist ein typisches Bild der Biegelinien eines Probekalkens dargestellt. Die Abb. 8 zeigt die größten gemessenen Durchbiegungen f als Funktion des Feuchtigkeitsgehalts der Flanschen.

Ein Vergleich der Versuchsergebnisse mit den theoretischen Werten zeigt folgendes: aus dem Bau der Gl. (10) und (15) geht hervor, daß die Steigung der Linie f als Funktion des Feuchtigkeitsgehalts m (Abb. 8) konstant sein muß. Der dimensionslose Beiwert M wird durch die Steigung der in Abb. 6 gezeichneten Linie, multipliziert mit der Länge des Probekalkens ausgedrückt bzw. durch das

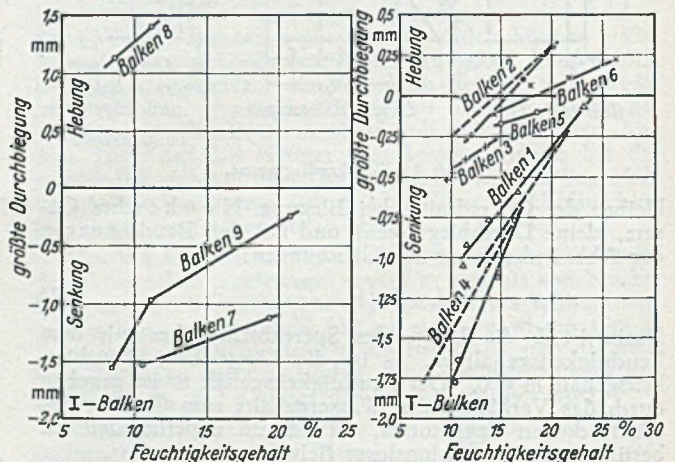


Abb. 8. Größte Durchbiegung der Probekalken bei verschiedenen Feuchtigkeitsgraden (volle Linien = Versuch, gestrichelte Linien = Berechnung).

Verhältnis der Längenänderung je Einheit der Feuchtigkeitsänderung zur Länge des Probekalkens. Von 12 % Feuchtigkeit an läßt sich durch die gemessenen Punkte recht gut eine Gerade legen. In diesem Bereich ergibt sich M zu 2,25. Mit diesem Wert M sind die Durchbiegungen f aus den Gl. (10) und (15) berechnet und in Abb. 8 b zusammen mit den gemessenen aufgetragen. Dabei ist bei einem Teil

der Berechnungen als Wert t_1 die gesamte Dicke des Sperrholzflanschs, bei einem anderen Teil nur die „wirksame“ Dicke, die Gesamtdicke der Furniere, deren Fasern in der Längsrichtung des Balkens verlaufen, eingesetzt. Die berechneten Punkte liegen recht nahe bei den gemessenen, womit die Brauchbarkeit der Theorie bewiesen ist. Daß in einigen Fällen die gemessene Durchbiegung größer ist als die berechnete, kann daran liegen, daß das in den Probekörpern verwendete Sperrholz einen kleineren M -Wert hatte, als das bei den Schrumpfungsversuchen benutzte.

Auf Grund der Untersuchungen scheinen folgende Schlüsse berechtigt: 1. die durch wechselnden Feuchtigkeitsgehalt des Sperrholzes bedingte Dehnung oder Schrumpfung reicht aus, um bedeutende Durchbiegungen von T- und I-Balken zu verursachen; 2. die schädliche Wirkung des Feuchtigkeitswechsels kann durch Verwendung kurzer hoher Träger an Stelle von langen flachen verringert werden; 3. es scheint nicht möglich, den Feuchtigkeitswechsel in den Flanschen eines Balkens zu beeinflussen, und 4. beim Entwerfen von Bauten mit Sperrholzkasten sind die höchstzulässigen Schwankungen des Feuchtigkeitsgrades im Sperrholz und die zulässige Durchbiegung der Balken in Rechnung zu stellen. [Nach W. E. Wilson und L. G. Olson, Proc. Amer. Soc. Civil Eng. 75 (1949) S. 429.]

E. Jacoby, Lübeck.

Sandsäulen zur Entwässerung von Marschboden.

Beim Bau von zwei Brücken auf Manasquan Inlet (New Jersey, USA.), deren Zuführungsdämme über ein sumpfiges Marschgelände laufen, das Tiefen von 13 bis 17 m unter NNW aufweist, wurde zur Entwässerung und Verfestigung des Baugrundes und Vermeidung seitlicher Verdrängung des Schlacks durch die Dammfüllung die Erstellung von Sandsäulen (die Veröffentlichung spricht von „Sandpfählen“) in Schlick angewandt, die das Gelände entwässern. Durch die Verwendung dieser Sandsäulen wurde die kostspielige Entfernung des Schlacks und sein voller Ersatz durch eine Füllung festen Materials vermieden.

Der Theorie nach sollten solche in gewissen Abständen eingebrachte Sandsäulen genügen, um bei Belastung des ursprünglichen Geländes den Wassergehalt abzurücken und eine stabile Erdmasse als Baugrund zu erzeugen.

Das zu entwässernde Gelände war 250 m lang und etwa 100 m breit. Sandsäulen wurden in Abständen von 3 m (im Quadrat) an den Außenseiten und von 2,5 m im Zentrum eingebracht. Insgesamt wurden 5300 Säulen in Längen von 17 bis 20 m erstellt. Sie durchliefen 1. ein 5 m hohes Bett neuer Sandfüllung von +2 bis -3, 2. 9,1 m bis 12,2 m Schlackschicht und 3. einen Meter harten Sand darunter.

Es kam dabei darauf an, kontinuierliche Sandsäulen in den Boden einzubringen, da ein Abreißen der Sandsäule im Schlick die Entwässerung vermindert oder verhindert. Das Bohrloch mußte gleichförmig und vollständig mit Sand gefüllt sein.

Normalerweise wird das Bohrloch mittels eines gerammten oder eingespülten Mantelrohres von 40 cm Durchmesser gemacht. Sand wird eingegossen und das Rohr entfernt. Es ist jedoch hiermit nicht die Gewähr gegeben, daß der Sand nicht in gewissen Tiefenlagen nach oben ausgewölbt und durch den umgebenden Schlick verdrängt wird. Es wurde daher Preßluft angewandt. Nach Rammung des Rohres wurde es mit Sand gefüllt und luftdicht verschlossen. Preßluft wurde daraufhin in die Rohrkammer eingelassen und ein Druck von 7 atü beim Ziehen des Rohrs unterhalten. Der Druck hielt den Sand während des Ziehens vollständig in der gewünschten Lage, worauf daraus zu schließen war, daß nach völligem Ziehen des Rohrs sich kein überschüssiger Sand an der Bohrstelle zeigte.

Die auf Raupen montierte Ramme arbeitete auf gutem Grund. Der Marschboden war bis -3 entfernt und durch eine aufgespülte Sandfüllung bis +1,25 ersetzt worden. Auf diese Füllung wurde ein weiterer Meter Sand durch LKW's abgeladen, festgerollt und mit der nötigen Böschung versehen. Sobald die geplante Tiefe durch das Rohr erreicht war, wurde mit der Sandfüllung durch Füllkübel und Silotrichter begonnen. Das Rammern wurde während des Füllens fortgesetzt, um eine Verfestigung des

Sandes im Rohr zu gewährleisten. Während des Ziehens wurde der volle Druck in der Rohrkammer beibehalten, so daß sich beim Ausfahren des Rohrs ein eindrucksvolles Abblasen der Preßluft ergab.

Beim Rammern des Rohrs ergab sich, daß es schwieriger war, die aufgespülte Füllung als die durch das Rollen befestigte obere Sandschicht zu durchstoßen. Es wurden etwa 30 Säulen pro Tag eingebracht. Die Maximalleistung waren 42 während eines Zehnstundentages oder etwa 700 m Sandsäule pro Tag. [Nach Eng. News-Rec. 143 (1949) Nr. 3 vom 21. 7. 1949 S. 42.]

Hans W. Widenmann, Hamburg.

Unterfangung eines abgerutschten Widerlagers.

Bei der 200 m weit gespannten Brücke über den Chesapeake- und Delaware-Kanal, deren Fahrbahn 24 m über dem Wasserspiegel liegt, wurde das eine Widerlager durch heftige Regen unterspült (Abb. 1). Das Widerlager, das als aufgelöste Konstruktion mit 2 starken Schäften und einem oberen Riegel ausgebildet war, hatte eine Flachgründung. Seine Oberkante hatte sich 15 cm nach vorn geneigt.

Die erste Maßnahme zur Sicherung des Widerlagers war die Beseitigung des anschließenden Damms (Abb. 1). Hierdurch wurde der Druck auf das Widerlager etwas

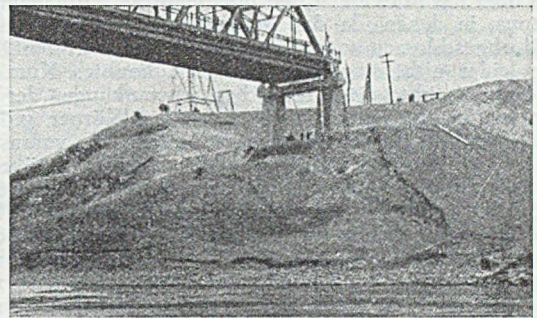


Abb. 1. Das vor dem Widerlager ausgewaschene Ufer.

gemildert, aber obgleich rd. 15 000 m³ Massen entfernt worden waren, hörten die Bewegungen nicht auf. Man entschloß sich daher, den Pfeiler nachträglich auf einen Pfahlrost zu setzen. Zunächst wurde 15 m hinter dem Pfeiler eine Betonschwelle von 40 t Gewicht ins Erdreich eingebaut, und der Pfeiler mit 30 mm dicken Drahtseilen dagegen verankert. Dann wurde der Grundwasserspiegel um 7 m abgesenkt.

Die Abfangung begann mit dem Niederreiben von 16 Stahlpfählen (14 WF 89) von 24 m Länge. Jeder Pfahl hatte eine Tragfähigkeit von 60 t. Ein Pfahlrost übertrug die Last vom Pfeiler auf die Pfähle (Abb. 2). Die Hauptträger des Rostes waren 90 cm hohe WF-Träger mit einem Gewicht von 370 kg/m.

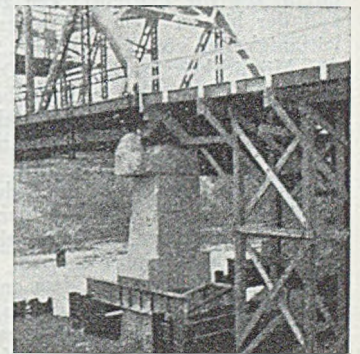


Abb. 2. Die Unterfangung des Widerlagers und die anschließende Holzkonstruktion.

In die Außenseiten der Pfeilerschäfte wurden Nischen von 35 cm Tiefe und 120 cm Höhe eingestemmt. Diese mit Stahlbeton verstärkten Nischen bilden die Schultern, mit denen der Pfeiler auf den Hauptträgern des Rostes ruht. Zur Aufnahme von Horizontalkräften wurden die Balken durch 4, mit je 16 t vorgespannte, Stangen von 56 mm Durchmesser verbunden. Nachdem das Widerlager so gesichert war, wurde das auf ihm ruhende Brückende 25 cm gehoben, und es wurden auf neuen Auflagerbänken neue Rollenlager eingebaut. Der zu Anfang beseitigte Damm hinter dem Widerlager wurde durch eine Holzkonstruktion ersetzt (Abb. 2). [Nach Eng. News-Rec. 143 (1949) Nr. 4 vom 28. Juli, S. 45.]

E. Weiß, Berlin.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Hirschfeld, Kurt, Dr.-Ing. habil., o. Prof. an der Techn. Hochschule Aachen: Die Temperaturverteilung im Beton. 154 und IV S., Gr. DIN A 4. Mit 173 Abb. sowie 15 Zahlentafeln. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1948. Preis brosch. DM 36.—

Die Erkenntnis der Bedeutung der im Beton, insbesondere im Massenbeton, auftretenden Temperaturspannungen und der darauf zurückzuführenden Schäden hat im letzten Jahrzehnt wesentliche Fortschritte gemacht. Wertvolle Veröffentlichungen gaben die Ergebnisse durchgeführter Temperaturmessungen bekannt und zeigten die Maßnahmen auf, die geeignet sind, die für den Bestand der Bauwerke schädlichen Temperaturspannungen unschädlich zu machen oder wenigstens zu vermindern.

Es ist daher sehr zu begrüßen, daß sich der Verfasser der schwierigen Aufgabe unterzogen hat, die Frage der Temperaturverteilung im Beton erstmalig auf breiter Grundlage theoretisch zu untersuchen und damit dem entwerfenden Ingenieur die Möglichkeit der rechnerischen Vorausbestimmung der Temperaturverteilung zu geben, die ihn in die Lage versetzt, etwa erforderliche Maßnahmen zur Verhütung von Temperaturschäden in die Planung einzubeziehen. H. bringt zunächst grundsätzliche Betrachtungen über das Schwinden und die chemische Aufheizung des Betons, in denen, da das Manuskript des Buches bereits 1941 abgeschlossen wurde, auf die späteren Veröffentlichungen leider nicht eingegangen werden konnte. Kurze Betrachtungen über die periodischen Schwankungen der Lufttemperatur und ihre Einwirkungen auf Körper größerer Dicke sind durch eine Karte und Zahlentafeln veranschaulicht. Den Kern des Buches bilden Abschnitte über die wärmetheoretischen Grundlagen der Temperaturverteilung in Körpern unter besonderer Berücksichtigung von Platten und Zylindern sowie die chemische Aufheizung und den Temperatureausgleich in Betonplatten und Betonvollzylindern. In ausführlichen Ableitungen werden für Platten von unendlicher Flächenausdehnung und Zylinder von unendlicher Längenausdehnung wärmetheoretische Grundgleichungen entwickelt, mit deren Hilfe der Temperaturverlauf bestimmt werden kann. Zeichnerische Darstellungen und Kurventafeln vermitteln eine gute Vorstellung von dem Verlauf der Wärmeevorgänge im Beton. Die Anwendung ist an Zahlenbeispielen aufgezeigt.

Die dem Buch als Schlußabschnitt angefügten Kurventafeln, die für Plattenstärken bis zu 50 m und für Vollzylinder bis zu 10 m Durchmesser, getrennt für Wärmeleitfähigkeiten von $\lambda = 1,0$ bis 2,5 entwickelt wurden, geben die Möglichkeit, auch ohne Durcharbeitung des mathematischen Teils, die in Betonbauwerken zu erwartenden Temperaturen schnell zu ermitteln. Obwohl nicht verkannt werden darf, daß die Übereinstimmung theoretisch ermittelter Werte mit den praktisch auftretenden Temperaturwerten weitgehend von der Richtigkeit der gemachten Annahmen abhängt, und daß der Temperaturverlauf durch zahlreiche Faktoren, die rechnerisch nur schwer erfaßt werden können, beeinflusst wird, muß festgestellt werden, daß es H. gelungen ist, dem entwerfenden Ingenieur eine Möglichkeit zu geben, sich schon im Stadium der Entwurfsbearbeitung ein anschauliches und gutes Bild über den zu erwartenden Temperaturverlauf zu verschaffen und die Unterteilung der Bauwerke, die Abmessungen der Betonblöcke und die Reihenfolge beim Betonieren so vorzusehen, daß die Temperaturschäden möglichst gering bleiben. Auch bei der Anwendung künstlicher Maßnahmen für die Wärmeableitung muß die natürliche Temperaturverteilung im Baukörper berücksichtigt werden.

Den bisher bekannten Veröffentlichungen liegen empirisch ermittelte Werte zugrunde. Die gute Übereinstimmung der von H. theoretisch gewonnenen Erkenntnisse über Höhe und Verlauf der Temperaturen mit den tatsächlichen Beobachtungen ist hervorzuheben.

Das Buch dürfte daher von den interessierten Fachkreisen besonders als wertvolle Bereicherung des Schrifttums nach der theoretischen Seite angesehen werden.

Dr.-Ing. Kurt Müller, Offenbach a. M.

Dr.-Ing. Holmut Homberg, Berat. Ing. für Brückenbau: Einflußflächen für Trägerroste. 1. Teil, Trägerroste über einer Öffnung. Mit Tafeln der Querverteilungszahlen von Dr.-Ing. Josef We in m e i s t e r, Hofrat. 59 S., Gr. DIN A 4, Dahl b. Hagen/Westf., im Selbstverlag des Verfassers, 1949. Preis: DMark 5,— geh.

Das Tabellenwerk gibt gebrauchsfertige strenge Lösungen für die Berechnung der hochgradig statisch unbestimmten Trägerroste (= Kreuzwerke) ohne Torsionssteifigkeit, und zwar für Kreuzwerke mit 1—9 und unendlich vielen Querträgern, bei beliebiger Zahl der frei aufliegenden Hauptträger. Die Biegesteifigkeit der gruppenweise gleichen Längs- bzw. Querträger ist jeweils über die ganze Länge konstant vorausgesetzt, ausgenommen die Randlängsträger. Der 3. und 4. Teil enthalten die Auflagerkräfte für elastisch gestützte Durchlaufbalken.

Die zugehörige Theorie soll später besonders veröffentlicht werden. Es wäre aus verschiedenen Gründen erwünscht, daß dies möglichst bald geschehen würde. Die Veröffentlichung ist geeignet, die Berechnung von Kreuzwerken erheblich zu vereinfachen und abzukürzen.

F. Schleich er, Düsseldorf.

Mörsch, Emil, Dr.-Ing. u. Dr. sc. techn. c. h., Prof. an der Techn. Hochschule Stuttgart: Statik der Gewölbe und Rahmen. Teil A, 703 S. mit 496 Abb. Teil B, 147 S. mit 70 Abb. Stuttgart: Verlag K. Wettwer, 1947. Preis geb. Halbleinen Teil A 54,— DMark, Teil B 15,— DMark.

Der Teil A wurde 1935 bis 1940 in einzelnen Lieferungen bis S. 508 herausgegeben und war im Titel als 3. Teil des II. Bandes des bekannten Mörsch'schen Werkes „Der Eisenbetonbau“ bezeichnet; nunmehr erscheinen Teil A und Teil B als selbständiges Buch, weil der Verfasser viele der gezeigten Verfahren auch für vollwandige Stahlkonstruktionen für geeignet hält. Behandelt werden im Teil A:

1. Die Berechnung der Brückengewölbe mit und ohne Gelenke einschließlich der gelenklosen Bögen auf elastischen Mittelpfeilern sowie die im Brückenbau hauptsächlich vorkommenden Rahmensysteme. Bei den statisch unbestimmten Systemen geht M. gern von der geometrischen Anschauung der Verformungen aus. Der durchlaufende Balken auf elastisch eingespannten Stützen ergibt sich als Sonderfall des Reihengewölbes, was gegenüber dem Festpunktverfahren dann den Vorzug verdient, wenn der Balken waagrecht verschieblich ist. In den Kreis der Untersuchungen sind eingeschlossen die Bremskräfte, der Winddruck, die Flichkräfte und die exzentrischen Lasten.

2. Der Einfluß des Kriechens vom Beton, wobei der Verfasser zu Ergebnissen kommt, die sich mit den von Dischinger im Bauingenieur 18 (1937) veröffentlichten decken. Kurz und prägnant werden zum Schluß dieses Abschnittes die Einwirkungen auf die verschiedenen Tragwerke wie Stützen, Dreigelenkbogen, eingespannter Bogen, Zweigelenkbogen mit und ohne Zugband, durchlaufende Balken mit Rollenlagern und elastisch eingespannten Stützen, Stockwerkrahmen zusammenfassend charakterisiert.

3. Die Ermittlung der Einsenkungen. Bekanntlich sind die graphischen Verfahren in der Statik an Anschaulichkeit den rechnerischen Methoden durchaus nicht immer überlegen. Dies scheint mir jedoch in der Bestimmung der Verschiebungen der Bogenachse mittels eines Verschiebepanes des Stabzuges der Fall zu sein, besonders wenn man den Vorteil berücksichtigt, daß diese Methode nicht nur den senkrechten, sondern auch den waagrechteten Anteil der Verschiebungen leistet. Verf. behandelt und wendet dieses Verfahren deshalb ausführlich an.

4. Die Wirkung provisorisch eingesetzter zentrischer und exzentrischer Gelenke unter Berücksichtigung des Kriechens.

5. u. 6. Der Einfluß der Bogenverformung auf die Längsträger der aufgeständerten und der angehängten Fahrbahn, eine Frage, die angesichts der wachsenden Spannweiten der Gewölbe und Fahrbahnlängsträger an Bedeutung zugenommen hat.

7. Die Berechnung des durchlaufenden Trägers auf elastisch senkbaren Stützen.

8. Die Dreigelenkbogenscheibe, von der namentlich die erforderliche Schubsicherung betrachtet wird.

Im Teil B werden behandelt:

1. Die Modellverfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke, und zwar werden die theoretischen Grundlagen sowie die Durchführung nach den Methoden von Beggs, Magnel, Schächterle, Sayed Abd El Wahed gezeigt. Zu erwähnen ist eine klare Ableitung des Gesetzes der virtuellen Formänderungsarbeit, die von den Gleichgewichtsgleichungen ausgeht und diese mit dem Maß der Verschiebung erweitert.

2. Die Verformungstheorie und die Knicksicherheit der Bogenträger. Unter Benutzung der auf graphischem Wege ermittelten Verschiebungen (vgl. A. 3), zeigt Verf. ein numerisch sehr übersichtliches und einfaches Iterationsverfahren, mittels dessen die sog. Theorie 2. Ordnung — d. h. die Theorie, die die verformte Systemachse als Bezugsachse für die Momente verwendet — behandelt wird. Hierbei ergibt sich bekanntlich — man kann sagen als Nebenprodukt — die Knicksicherheit als Quotient der zusätzlichen Momente zweier aufeinander folgender Iterationsstufen. Der hierbei erforderliche mathematische Aufwand ist minimal.

Eine Eigenart der Mörsch'schen Bücher beruht darauf, daß die Probleme konsequent vom Standpunkt des Ingenieurs aus gesehen und behandelt werden in dem Sinne, daß der mathematische Aufwand als Hilfsmittel auf ein Minimum reduziert wird, ohne der Darstellung die wissenschaftliche Schärfe und Gründlichkeit zu nehmen. Diese Eigenschaft weist auch das vorliegende Werk auf, und es wird deshalb dem Studierenden und Praktiker gleich wertvoll sein, zumal viele durchgerechnete Beispiele die theoretischen Darlegungen erläutern und lebendig machen. Das Buch ist der Niederschlag einer Lebensarbeit und kann als ein Standardwerk der Statik bezeichnet werden.

A. M e h m e l, Darmstadt.

Pucher, Adolf, Prof. Dr. techn., Graz: Lehrbuch des Stahlbetonbaus. Grundlagen und Anwendungen im Hoch- und Brückenbau. 301 Seiten, Gr. 17×24 cm. Mit 304 Abb. Wien: Springer-Verlag. 1949. Preis geh. DMark 26,—, geb. DMark 29,—

Das Buch ist in 3 Teile gegliedert: der erste Teil behandelt die Grundlagen (Baustoffe, physikalische Grundlagen, Festigkeitslehre des Stahlbetons) auf 114 Seiten, der zweite Teil den Stahlbetonhochbau (Formen des Stahlhochbaus, Stabtragwerke, Platten und Scheiben, Behälter und Schalen) auf 114 Seiten und der dritte Teil den Massivbrückenbau in 9 Unterabteilungen auf 70 Seiten.

In der Festigkeitslehre entwickelt der Verfasser auch eine Biegetheorie im plastischen Bereich (sog. *n*-freies Verfahren). Im Streit der Meinungen über dieses Thema erscheint es mir bemerkenswert, daß auch Pucher der Ansicht ist, eine allgemeine Einführung der *n*-freien Verfahren sei erst möglich, wenn die Bruchstauchung des Betons und die sie beeinflussenden Gesetze noch näher erforscht sind. Dabei ist freilich vorausgesetzt, daß diese Gesetzmäßigkeiten so beschaffen sind, daß eine den Erfordernissen der Praxis entsprechende einfache Berechnung (ohne allzu viele Parameter) ermöglicht wird, was mir keineswegs ausgemacht erscheint.

Bei der Behandlung der Stabtragwerke bevorzugt P. weitgehend die Methode des Momentenausgleiches. Die theoretische Behandlung der Platten, Scheiben und Schalen ist so knapp, daß der in dieser Materie nicht bewanderte Fachkollege damit nicht auskommt. Insbesondere fehlen bei der Betrachtung der Zylinderschalen Methoden, die die numerische Behandlung des Problems der Praxis näher bringen. Dieser Mangel betrifft übrigens die gesamte mir bekannte einschlägige Literatur sollte behoben werden.

Der Verfasser zeigt, daß er die behandelten Probleme gründlich und umfassend beherrscht. In vielen Fragen, z. B. auch in den konstruktiven Aufgaben des Brückenbaus, wird das Buch allerdings wegen seiner knappen Fassung nur mehr anregend als lehrend wirken können, und ein entsprechend vergrößerter Umfang wäre ihm bei einer Neuauflage zu wünschen.

A. M e h m e l, Darmstadt.

Kleinlogel, Adolf, Prof. Dr.-Ing., Darmstadt, und Heselbach, Arthur, Bauingenieur, Darmstadt: Durchlaufträger. 1. Band: Herleitungen und fertige Formeln für Durchlaufträger beliebiger Feldsteifigkeit. 7. vollst. neu bearb. und bedeutend erw. Aufl. des Werkes „Kleinlogel: Der durchlaufende Träger“. 271 S., Gr. 15½×24 cm. Mit 37 Trägerformen mit 101 allg. und 73 Sonder-Belastungsfällen, mit 16 Zahlenbeispielen und mit insgesamt 315 Abb. Berlin: Verlag von W. Ernst u. Sohn, 1949. Preis brosch. DMark 20,—.

Der durchlaufende Balken ist wohl das im Ingenieurbau am häufigsten vorkommende statisch unbestimmte Tragwerk, und es ist daher verständlich, daß sich viele Abhandlungen mit seiner Berechnung befassen, um dem Statiker den einfachsten Weg zu weisen, oder daß gebrauchsfertige Formeln und Tafeln aufgestellt werden, so daß nur noch Zahlenrechnung zu leisten ist. Diesen Zwecken dient auch das vorliegende Werk, in dem für eine große Zahl von Trägerformen des Durchlaufbalkens — bis zu Balken über 7 Öffnungen — mit frei drehbarer Stützung, elastischer und fester Einspannung der Trägerenden und feldweise veränderlichem Trägheitsmoment für die verschiedensten Belastungsfälle fertige Formeln für die Stützmomente angegeben werden. So sehr es einerseits zu begrüßen ist, wenn durch derartige Hilfsmittel die Berechnung in kurzer Zeit durchzuführen ist, so darf man doch auf der anderen Seite die damit verbundenen Gefahren nicht außer Acht lassen, die in gedankenloser Anwendung liegen. Deshalb sollte nur der verantwortungsbewußte und erfahrene Ingenieur Gebrauch davon machen, der in dem Ergebnis einen Fehler — vielleicht auch einen Druckfehler in der Formel — sogleich erkennen würde. Es fragt sich allerdings, ob der mit der Materie vollkommen vertraute Statiker so weitgehende Gebrauchsformeln anwenden wird, zumal ein Zeitgewinn wohl nur zu erzielen ist, wenn man sehr häufig damit rechnet und mit den Bezeichnungen und dem Aufbau der Formeln vertraut ist.

Zu begrüßen ist, daß die Verfasser sich nicht auf eine kurze einleitende Gebrauchsanweisung beschränken, sondern eine eingehende Behandlung des Durchlaufbalkens vorausschicken, nachdem zunächst der Gleichgewichts- und Formänderungszustand des einfachen Balkens als Element des durchlaufenden Trägers recht ausführlich dargelegt sind.

Ernst K o h l, Braunschweig.

Dahlhaus, Carl, Dr.-Ing., Direktor der Stadt, Wasserwerke, Hannover. Städtischer Tiefbau, Band 2: Wasserversorgung. Teubners Fachbücher für Hoch- und Tiefbau. 132 S., Gr. 16×23 cm, 118 Abb. Leipzig, B. G. Teubner. 1949. Preis kart. 5,70 DMark.

Das Buch gibt einen knappen, abgerundeten Überblick über das gesamte Gebiet der Wasserversorgung. Nach einer Darstellung der Grundlagen der Wasserversorgung wird das Vorkommen und die Gewinnung, das Aufbereiten, das Heben, das Speichern und das Verteilen des Wassers besprochen. Die vielen Beispiele in kleiner Schrift sind sorgfältig ausgewählt und ausgearbeitet und erleichtern das Verständnis des Buches. Das Buch ist sowohl zum Studium als auch für die Praxis geeignet, es kann aufs beste empfohlen werden.

Es ist gut bebildet. Die Ausstattung des Buches ist sehr gut. Das Schriftumsverzeichnis könnte allgemein mit Erscheinungsjahren ausgestattet sein.

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Ernst, Eugen, Min.-Rat: Oberflächenbehandlung unverteideter Beton- und Stahlbetonbauten. 3. Aufl., 25 S. Gr. 17×24 cm, mit 29 Abb. Berlin: Verlag von W. Ernst & Sohn 1949. Preis geh. 2,80 DMark.

In der Erkenntnis, daß es für den Betonbau dringend notwendig ist, durch bessere Sichtflächengestaltung die Wettbewerbsfähigkeit des Betons zu verbessern, und nachdem insbesondere bei den Reichsautobahnbrücken gute Beispiele schlechte Sitten verdrängen, gibt der Verfasser eine Reihe von beachtenswerten Grundsätzen. Die Richtlinien für die Schalung unverteideter Betonflächen sind zweifellos ein Niederschlag umfangreicher Erfahrungen. Gutgewählte Beispiele über deren steinmetzmäßige Bearbeitung runden die Schrift ab.

Dr.-Ing. Fuchssteiner, Darmstadt.

Kani, Gaspar, Dipl.-Ing.: Die Berechnung mehrstöckiger Rahmen. Ein zeitsparendes Verfahren mit Berücksichtigung der Knotenverschieblichkeit in einfacher Form. 70 S. Gr. DIN A 5 mit 19 Abb. und 5 Tab. Stuttgart: Verlag Konrad Wittwer, 1949. Preis brosch. DMark 3,60.

Für Knotendrehwinkel und Stabendmomente besteht der Zusammenhang

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + a_{ik} (2\tau_i + \tau_k).$$

Während das Momentenausgleichsverfahren die Unbekannten M , das Drehwinkelausgleichsverfahren die Unbekannten τ durch Iteration ermittelt, führt das vorliegende Buch als Unbekannte die Produkte $a\tau$ ein, die Drehungsanteile genannt werden. Das Verfahren bietet gegenüber dem Crossschen einige beachtliche Vorteile bezüglich des Arbeitsaufwandes und der Prüfbarkeit, wird aber im übrigen nach der Art des Momenten- und Drehwinkelausgleichs als Iterationsverfahren durchgeführt. Der Verfasser ermittelt zudem Stabdrehwinkel und Knotendrehwinkel in einem Rechnungsgang und geht schließlich noch auf Einflußlinien und veränderliche Trägheitsmomente ein.

W. Fuchssteiner, Darmstadt.

Prof. G. Schewior: Feldmessen in Hoch- und Tiefbau, Forst- und Bodenkultur (= Leitfäden zur Bodenkultur). Heft I: Lagemessungen. 4. Aufl. 77 S. mit 135 Abb., Heft II: Höhenmessungen. 3. Aufl. 86 S. mit 111 Abb., Heft III: Lage- und Höhenpläne. 3. Aufl. 94 S. mit 119 Abb., Heft IV: Absteckarbeiten und Schlußvermessung. 3. Aufl. 59 S. mit 63 Abb. Größe DIN A 5. Hamburg: Verlag Handwerk und Technik, 1949. Preis je Heft 4,50 DMark kart.

Persönliches.

Heinrich Fricke 60 Jahre alt.

Direktor Dipl.-Ing. Heinrich Fricke vollendet am 13. Mai 1950 sein 60. Lebensjahr. Er studierte zunächst Mathematik und Naturwissenschaften an den Universitäten München und Göttingen, um dann in Berlin-Charlottenburg sich dem Studium des Bauingenieurwesens zu widmen. Hier legte er im Jahre 1919, nachdem sein Studium durch seine Teilnahme am 1. Weltkrieg unterbrochen worden war, die Diplom-Hauptprüfung ab. Danach trat F. als Statiker und Konstrukteur in die Dienste der Firma D. Hirsch (später Berliner Stahlbau) in Berlin-Lichtenberg ein. Hier fand seine Persönlichkeit gute Entwicklungsmöglichkeiten. Er wurde bald Obergeringieur, dann technischer Leiter und schließlich Mitinhaber der Firma.

An allen größeren Stahlbauten von Groß-Berlin und Umgebung war die Firma Berliner Stahlbau unter der Führung von F. beteiligt. Es seien genannt: Bauten im Zuge der Nord-Süd-S-Bahn, Neubau der Reichsbank, Bauten auf dem Flughafen Tempelhof, die schwierigen Umbauten der Brücke an der Mühlhammschleuse und viele a. m.

Die Ereignisse des Jahres 1945 führten F. dazu, Berlin zu verlassen. Seit dem 1. Oktober 1948 steht er als Leiter von Stahlbau Humboldt in den Diensten der A.-G. Klöckner-Humboldt-Deutz.

Fricke erwarb sich nicht nur durch sein hervorragendes Können, sondern auch durch seine menschlichen Eigenschaften großes Ansehen in der Fachwelt und weit darüber hinaus. Möge es dem Jubilar vergönnt sein, noch viele Jahre mit menschlichem und sachlichem Erfolg zu wirken.

G. Oelert, Bad Pyrmont.

Zur Entwicklung des Baustahlwesens.

Dr. W. Schütte, Ehrensensator.

Dr. Walther Schütte, Direktor der Bau-Stahlgewebe G. m. b. H., Düsseldorf-Oberkassel, wurde zum Ehrensensator der Techn. Hochschule Stuttgart in Anerkennung

Stahlbau-Tagung Braunschweig 1949. (= Abhandlungen aus dem Stahlbau, Heft 8). Herausgegeben vom Fachverband Stahlbau, Deutscher Stahlbau-Verband, Bad Pyrmont. 87 S., Gr. DIN A 5, mit 32 Abb. Bremen-Horn: Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn, G. m. b. H. 1950. Preis DMark 3,50.

Der Vermessungsingenieur (Zeitschrift für den Austausch von Erkenntnissen im Vermessungswesen, Photogrammetrie, Kartographie usw.) Schriftleitung Baurat a. D. Heinz Stahlkopf, Verlag: Der Vermessungsingenieur K.G., Berlin-Charl. 9. Auslieferung: Techn. Grosso-Buchhandlung, Berlin C 2, Prenzlauer Str. 41. Monatlich 1 Heft. Jahresbezugspreis DMark 16.—, Einzelhefte DMark 1.50.

Zeitschrift für angewandte Mathematik und Physik (ZAMP). Herausgegeben von: J. Ackeret, E. Baumann, P. Niggli, P. Scherrer, E. Stiefel, F. Stüssi, H. Ziegler. Redaktion: R. Sängler. Gr. 16×23 cm, erscheint alle 2 Monate. Basel: Verlag Birkhäuser A.-G. Jahresabonnement: sfr. 34.—, Einzel-Nr. sfr. 6.—.

Charisius, Dr. Kurt, Abteilungsleiter im Materialprüfungsamt, Berlin-Dahlem: Laboratoriumsbuch für die Zementindustrie (= Laboratoriumsbücher für die chemische und verwandte Industrien, Band 38). 2. und 3. Aufl., 174 Seiten, Gr. 16×23,5 cm. Mit 38 Abb. Halle (Saale): Verlag von Wilhelm Knapp. 1948. Preis: brosch. DMark 11.80.

Spingler, Karl, Dipl.-Ing.: Lehrbuch der Ziegeltechnik. 1.—3. Aufl., 332 Seiten, Gr. DIN A 5. Mit 193 Abb. Halle (Saale): Verlag von Wilhelm Knapp. 1948. Preis: brosch. DMark 13,50.

seiner Verdienste um die Weiterentwicklung des Stahlbetons und der fördernden Unterstützung des Instituts für Bauforschung ernannt.

In den 20iger Jahren machte S. den Vorschlag, Stahl mit hoher Streckgrenze als Bewehrung von Stahlbetonbauten zu verwenden, und zwar Stahldrähte in Form eines punktgeschweißten Drahtnetzes, des heute bekannten Baustahlgewebes. Nach langwierigen Verhandlungen und Überwindung großer Schwierigkeiten sowie auf Grund von umfangreichen Versuchen erfolgte am 5. Juli 1932 die allgemeine baupolizeiliche „Zulassung“ des Baustahlgewebes. Damit konnten die Stahleinlagen erstmalig im Stahlbeton mit 2400 kg/cm² beansprucht werden. Die Produktion stieg schnell an, so daß schon nach wenigen Jahren in 8 Betriebsabteilungen Baustahlgewebe hergestellt wurde. Immer neue Anwendungsgebiete für das Baustahlgewebe wurden erschlossen. Mit besonderem Erfolg wurde es in den Betonfahrbahndecken der Reichsautobahn verwendet, wofür Sonderkonstruktionen, insbesondere die Reichsautobahn-Einheitsmatte und die Dübelunterstützungskörbe entwickelt wurden.

Neben der Produktionserweiterung wurde die Entwicklung des Baustahlgewebes in ständiger Fühlung mit der Wissenschaft weiter vorangetrieben. Versuche nach den verschiedensten Richtungen wurden durchgeführt. Hervorzuheben ist die wissenschaftlich gut unterbaute Aufklärungsarbeit über Baustahlgewebe, deren Niveau weit über der üblichen Propaganda liegt. Die von der Bau-Stahlgewebe G. m. b. H. herausgegebene Hauszeitschrift „Mitteilungen für die Beton- und Stahlbetonbaupraxis“, die nächsten wieder erscheinen soll, wurde von der Fachwelt gerne verlangt.

Die Bau-Stahlgewebe G. m. b. H. ging aus dem Krieg nicht unbehelligt hervor. Die Betriebsabteilungen Gleiwitz und Bruck/Steiermark gingen verloren. Heute arbeiten wieder 4 Betriebsabteilungen und 2 weitere hofft man im Laufe des Jahres wieder in Gang zu bringen.

Dr.-Ing. W. Ernst, Düsseldorf.

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

DMark 36,—

Der Verfasser unternimmt den Versuch, die Wärmebewegung in Körpern bestimmter Form nach den Gesetzen der Wärmelehre mathematisch möglichst genau zu verfolgen mit dem Ziel, daraus Formeln und Kurventafeln zu gewinnen, die eine Vorausbestimmung des Temperaturverlaufs in Betonkörpern infolge der Abbindewärme ermöglichen sollen. Nach einem Hinweis auf diesen Zweck und kurzen Betrachtungen über das Schwinden und die chemische Aufheizung des Betons sowie die periodischen Schwankungen der Lufttemperatur und ihre Einwirkungen auf Körper größerer Dicke werden die wärmetheoretischen Grundlagen der Temperaturverteilung in Platten und Zylindern ausführlich behandelt. Dabei wird unter Temperaturverteilung die aus den Unterschieden zwischen der Lufttemperatur und der Körpertemperatur, also aus dem Temperaturgefälle entstehende Wärmebewegung verstanden, die sich in Temperaturänderungen ausdrückt und bestimmen läßt. Die nach umfangreichen Ableitungen gewonnenen Formeln dienen sodann als Grundlage für die Abschnitte, in denen die chemische Aufheizung und der Temperaturengleich in Betonplatten und Betonzyllindern behandelt wird. In Zahlen und Kurventafeln finden die Untersuchungen den für die praktische Rechnung bestimmten Niederschlag.

„Beton- und Stahlbeton“

S P R I N G E R - V E R L A G
BERLIN · GUTTINGEN · HEIDELBERG

Die Eigenschaften des Betons

Versuchsergebnisse und Erfahrungen
zur Herstellung und Beurteilung
des Betons

Von

Otto Graf

o. Professor a. d. Techn. Hochschule Stuttgart
Direktor des Instituts für Bauforschung und des
Instituts für technische Holzforschung

Mit 359 Abbildungen und 63 Zahlentafeln

XII, 318 Seiten

1950

Ganzleinen DMark 36,—

Das vorliegende Buch enthält eine systematische
Darstellung der Eigenschaften des Betons und der
zugehörigen Erkenntnisse.

S P R I N G E R - V E R L A G
BERLIN · GUTTINGEN · HEIDELBERG

Chemie für Bauingenieure und Architekten

Das Wichtigste
auf dem Gebiet der Baustoff-Chemie
in gemeinverständlicher Darstellung

Von

Dr. Richard Grün †

Ehem. Professor an der Techn. Hochschule Aachen
Ehem. Direktor
des Forschungsinstituts der Hüttenzementindustrie Düsseldorf

Vierte, umgearbeitete Auflage. Mit 65 Abbildungen

VIII, 212 Seiten

1949

DMark 16,50

Die Betonfragen erfahren eine besonders gründliche Behandlung.
Neben der Herstellung eines guten Betons — und Leichtbetons —
werden Betonzusätze und Schutzmittel für Beton gegen die ver-
schiedenartigsten Angriffe behandelt. „Zement — Kalk — Gips“

S P R I N G E R - V E R L A G
BERLIN · GUTTINGEN · HEIDELBERG

HANS STAPELFELDT

Spezialunternehmen für Grundwasserabdichtungen u. Isolierungen

Berlin - Hannover - Bremen

Abdichtungen für Ingenieur-Bauwerke gegen Grund-, Schichten- und Tageswasser

Spezialgebiet:
Terrassen-Isolierungen
Säurebeständige Isolierungen
Kühlhaus-Isolierungen

BERLIN N65
Müllerstraße 79 B
Telefon: 46 39 86

HANNOVER
Lönsstraße 21
Telefon: 23 971

BREMEN
Am Barkhof 24
Telefon: 45232

Nur 2 Stunden

benötigte eine Siedlungsgemeinschaft in Rheine unter Einsatz ungelerner Arbeitskräfte zur Herstellung von **168 m² Massivdecken**

Die „baulichen Rekordleistungen“, wovon die Presse sprach, waren nur möglich, weil für die Betonarmierung einbaufertige Matten aus **BAUSTAHLGEWEBE** verwandt wurden.

Baustahlgewebe erübrigt das Schneiden und Hakenaufbiegen, sowie zeitraubendes Verknüpfen. Baustahlgewebe hilft Stahl und Zeit sparen.

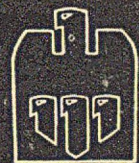
VORTEILE, die auch Sie sich sichern sollten.



BAUSTAHLGEWEBE Gm
bH
DUSSELDORF / SAMMELRUF 533 56

Der unentbehrliche Schutz der Bauwirtschaft

ALLIANZ BAUWESEN-VERSICHERUNG



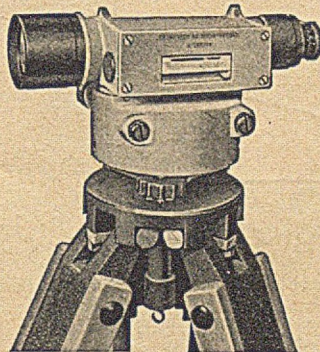
WARMESPERRE GUHLKE



BIS 15%
BRENNSTOFFERSPARNIS

HERRMANN & VOIGTMANN · CHEMNITZ

Niederlassung: Lüneburg, Reichenbachstraße 4



**Nivellier-
Instrumente**
und
Kleintheodolite
modernster Bauweise

Druckschriften
auf Wunsch!

ASKANIA-WERKE AG., Berlin-Friedenau

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

Verlangen Sie bitte BROSCHURE EF 1249 !

Schramm

LACK- UND FARBENFABRIKEN AG. OFFENBACH-MAIN



PHILIPP HOLZMANN

AKTIENGESELLSCHAFT, FRANKFURT A. M.

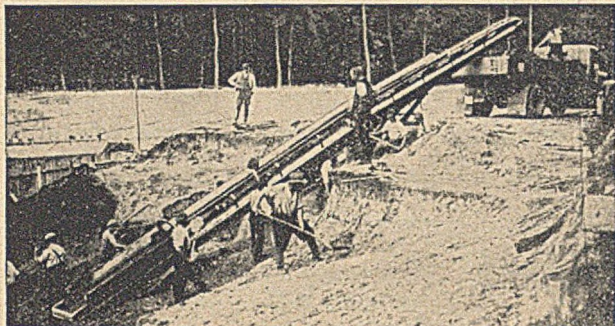


Berlin · Bremen · Düsseldorf · Hamburg
Hannover · Kiel · Koblenz · Köln · Mannheim
München · Münster · Nürnberg · Stuttgart

**HOCHBAU, TIEFBAU
STAHLBETONBAU
STEINMETZBETRIEBE
ZIEGELEIEN**

STÖHR

FÖRDERANLAGEN



FAHRBARE UND TRAGBARE FÖRDERBÄNDER
LEICHTBÄNDER FÜR BETON (SCHÜTTBAUWEISE)
SELBSTAUFLADER MIT RAUPENFAHRWERK
GRABENBAGGER FÜR ROHR- UND KABELVERLEGUNG
BAUAUFZÜGE UND LASTENAUFZÜGE
SOWIE ALLE SONSTIGEN NAHFÖRDERANLAGEN

WILHELM STÖHR, OFFENBACH A. M.
SPEZIALFABRIK FÜR TRANSPORTANLAGEN

Für jeden Bedarf-
für jeden Geschmack-
der Fachmann wählt
gern

MICHAEL
Lack

Spezial-Lacke aller Art
für jede industrielle und
handwerkliche Fertigung

von

BÖHME & MICHAEL
Chem. techn. Werke-Lack- u. Farbenfabrik
OBERLICHTENAU BEZ. CHEMNITZ

**DER
FACHMANN
NIMMT ...**

**PLASTIMENT
PLASTOCRETE
B I N D A
BETOWA**

Die unentbehrlichen Zusatzstoffe
für
BETON u. MÖRTEL

PLASTIMENT_{GMBH}
KARLSRUHE