

10.877/III NK P. 271/51

DIE BAUTECHNIK

FACHSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUINGENIEURWESEN
DER STAHLBAU - ZEITSCHRIFTENSCHAU

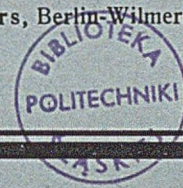
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

Schriftleiter: Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. Johannes Peters, Berlin-Wilmersdorf

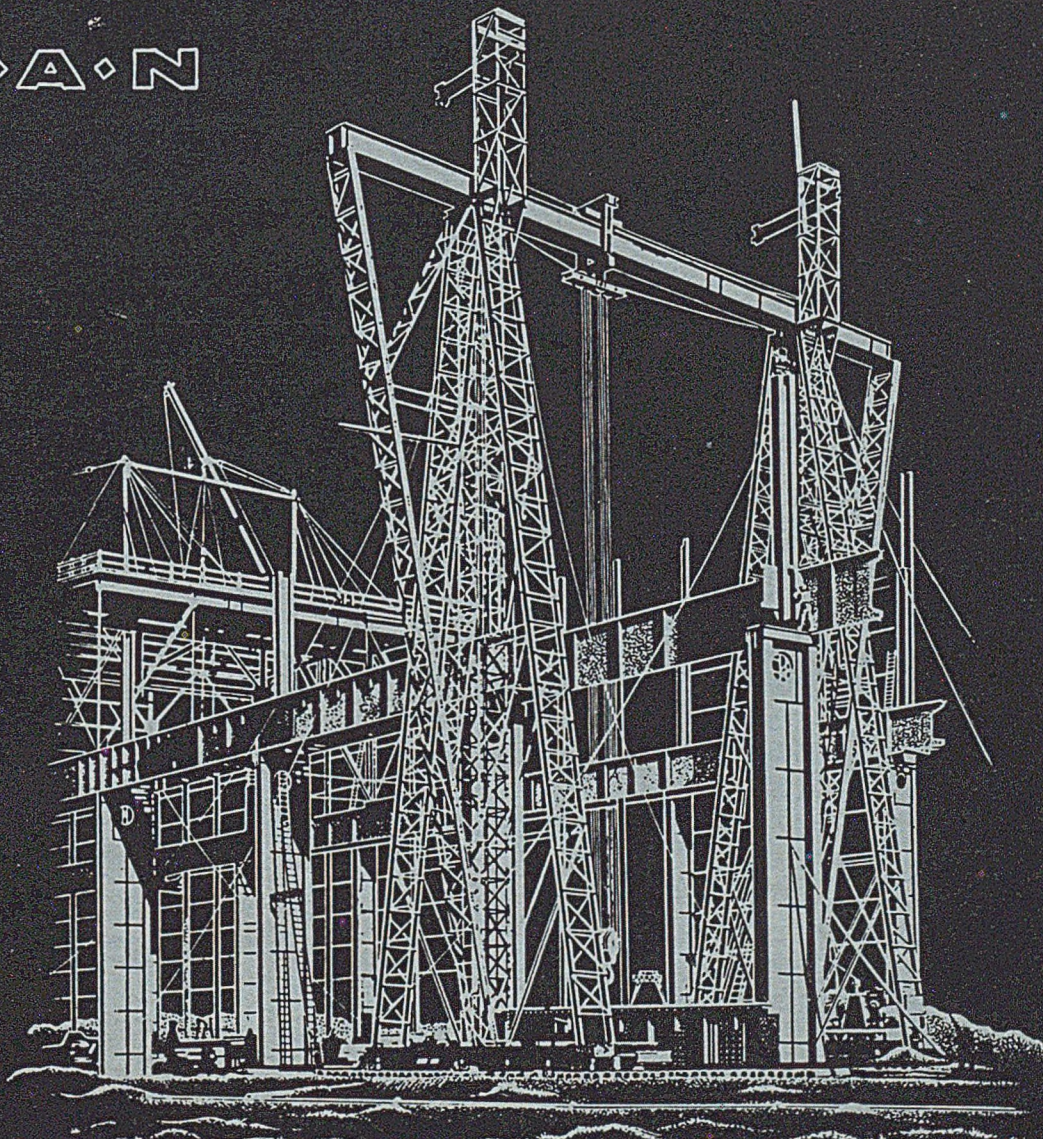
28. Jahrgang

Berlin, Juni 1951

Heft 6



M·A·N



STAHLHOCHBAU

HALLENBAUTEN · BRÜCKEN · WEHRANLAGEN
SCHEIBENGASBEHALTER

MASCHINENFABRIK AUGSBURG - NÜRNBERG A.G. WERK GUSTAVSBURG



VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Soeben erschienen:

Ein Buch, das jeder Brückenbauer besitzen sollte!

**Leben und Schaffen
der Reichsbahn-Brückenbauer
Schwedler, Zimmermann,
Labes, Schaper**

Eine kurze Entwicklungsgeschichte des Brückenbaues

Von

August Hertwig

Geh. Regierungsrat o. Professor Dr.-Ing. e. h.

Mit 137 Textabbildungen und 4 Bildnissen

VIII, 154 Seiten. Geheftet DM 15,— Leinen DM 17,80

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Wir empfehlen als bewährtes Fachbuch:

Hummel

DAS BETON-ABC

Schwerbeton

Leichtbeton

Ein Lehrbuch

für die zielsichere Herstellung von Beton
und eine wirksame Baustellenüberwachung

Elfte, neubearbeitete Auflage

DIN A 5. VII, 243 Seiten mit 17 Zahlentafeln und 126 Textabb.
Geheftet DM 16,— Ganzleinen DM 18,—

*Das Buch bringt eine große Fülle wichtiger Erkenntnisse
und Tatsachen der Betonforschung und damit wesentlich
mehr, als man dem Titel nach erwarten würde*

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168

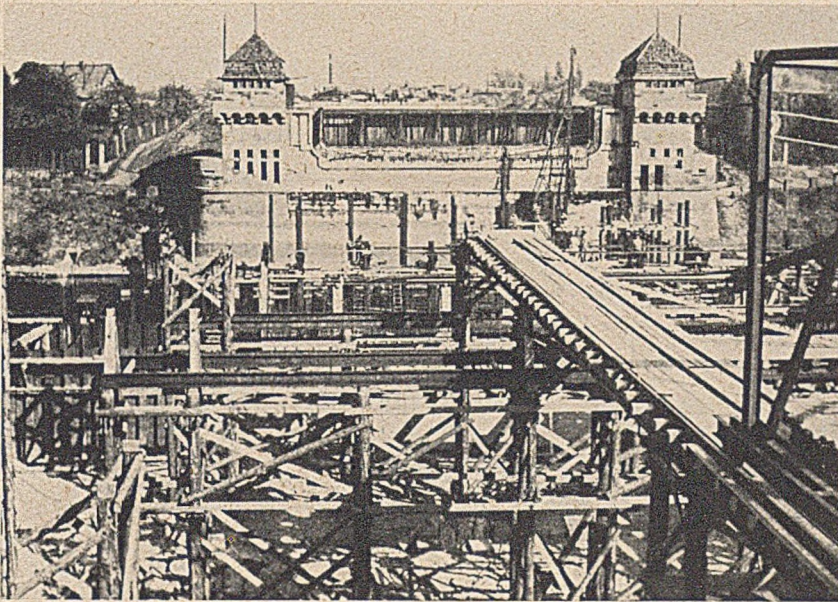
POLENSKY & ZÖLLNER

BAUUNTERNEHMUNG

BERLIN · BREMEN · DORTMUND · HAMBURG · KASSEL · KOBLENZ · KÖLN · MÜNCHEN · STUTTGART



Gegründet 1880



Beseitigung der Brückentrümmer und Gerüstbau für die Wiederherstellung der Kanalbrücke des Mittellandkanals über die Weser bei Minden.

ENTWURF UND AUSFÜHRUNG
VON
HOCH-, TIEF- UND
INGENIEURBAUTEN
JEDER ART



ist der alleinige Hersteller und Lieferant kompletter, anschlussfertiger Geräte und Vorrichtungen für das

ELLIRA-Verfahren,

das wirtschaftliche, vollautomatische Hochleistungsschweißverfahren. Zugelassen von der Bundesbahn für Brückenbauten an St 37 und 52 und für den Kessel- und Behälterbau mit Gütefaktor bis 1,0. Mehr als 10 der größten Brücken Europas wurden seit 1946 nach diesem Verfahren mit bedeutenden Vorteilen geschweißt.

Die Entwicklung sehr beweglicher und leichter Schweißköpfe und rostunempfindlichen Schweißpulvers, höchste Schweißgeschwindigkeit aller automatischen Verfahren, beste mechanische Gütewerte, minimale Verwerfungen, sind Vorteile, welche die Elliraschweißung als das automatische Schweißverfahren bezeichnen lassen.

Wir liefern außerdem Geräte und Gase für die neuesten Schweiß- und Schneidverfahren wie

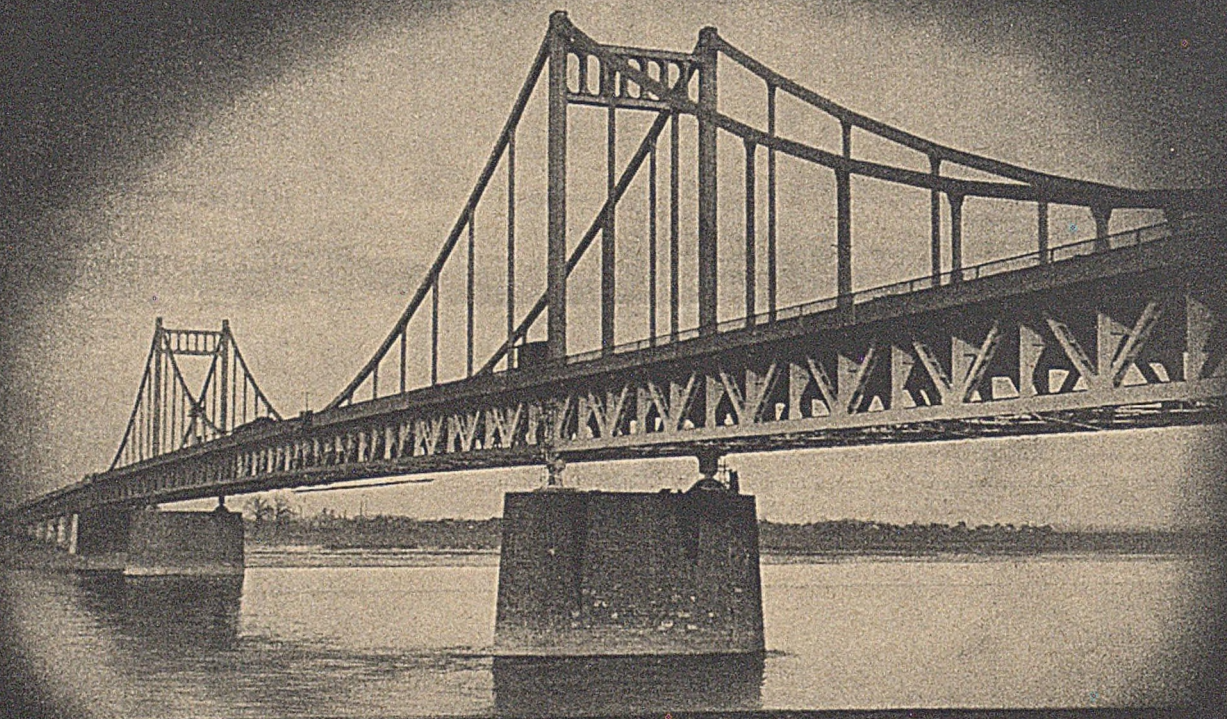
Argonarc, Autogene Preßschweißung, Lindeflux, Pulverbrennschneiden, Elektrisches Sauerstoffschneiden, HF-Zündgeräte.

Gesellschaft für Linde's Eismaschinen Aktiengesellschaft
Höllriegelskreuth bei München

Drahtwort: Sauerstoff München · Fernschreiber: 063/833 München · Fernsprecher: 71481 München

Unser Fertigungsprogramm:

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

**RHEIN-STRASSENBRÜCKE KREFELD-UERDINGEN**

— wiederhergestellt —

Gesamtlänge: $3 \times 30 + 125 + 250 + 125 + 6 \times 45 = 860$ m. Gesamtbreite: Fahrbahn 11 m, Fahrradwege 2×1 m,
 Fußwege $2 \times 3,25$ m = 19,50 m. Gesamtgewicht 7600 t, davon Neukonstruktion 3300 t.

Gesamtführung: **STAHLBAU RHEINHAUSEN**, mit einem Lieferanteil von 60%.

Ausführung in Arbeitsgemeinschaft. Montagedauer: $6\frac{1}{2}$ Monate.

 **STAHLBAU** 
RHEINHAUSEN

Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen - Fernschr.-Anschluß 036/838

Fernspr.-Anschl.: Duisburg 34341, Moers 2742, Rheinhausen 741



Die Wiederherstellung der Überführung des Mittellandkanals über die Weser in Minden in den Jahren 1945 bis 1949.

Von Oberregierungsbaurat Waldemar Jensen, Hannover.

Mit der Wiederinbetriebnahme der Überführung des Mittellandkanals über die Weser in Minden am 18. Februar 1949 wurde die durch den Krieg am empfindlichsten getroffene Stelle im norddeutschen Wasserstraßennetz wiederhergestellt (Bild 1).

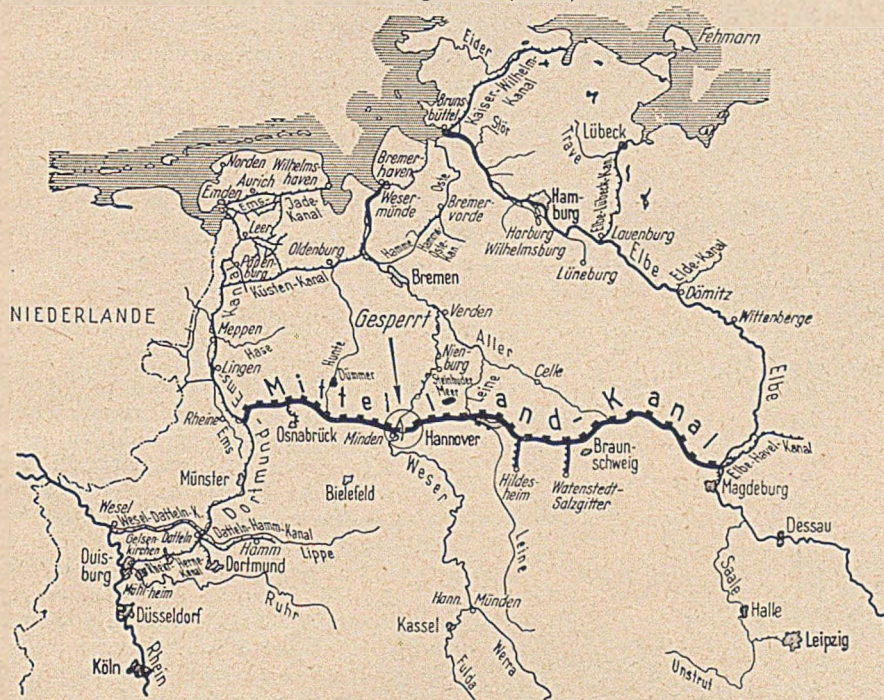


Bild 1. Der RiB im norddeutschen Wasserstraßennetz bei Minden.

1. Die Zerstörung der Kanalüberführung.

Im Zuge der letzten Kriegereignisse war die Kanalüberführung am 4. April 1945 von deutschen Truppen gesprengt worden. Ihre Gruppenpfeiler 3

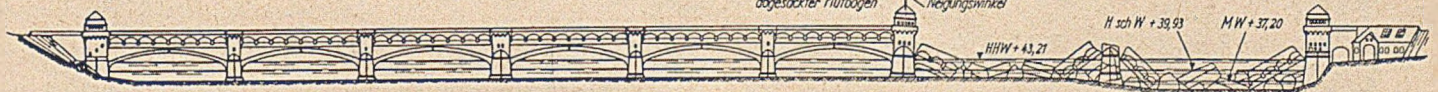


Bild 2. Südansicht der Kanalbrücke in Minden mit den beiden gesprengten Strombögen.

Trümmer hatten eine völlige Lahmlegung des Verkehrs sowohl auf dem Mittellandkanal als auch auf der Weser zur Folge.

Das 1914 fertiggestellte, 370 m lange Überführungsbauwerk bestand aus acht Stahlbeton-Dreigelenkbögen, davon sechs Flutbögen von je 32,50 m und zwei Strombögen von je 50,50 m Spannweite, die einen Trog von 24 m Lichtweite und 3 m Wassertiefe trugen.

2. Das Ausmaß der Zerstörung.

Den Umfang der durch die Sprengung angerichteten Zerstörungen zeigt Bild 2.

Beide Strombögen waren eingestürzt. Ihre Trümmer — rd. 8000 m³ stark bewehrter Stahlbeton — waren in die Weser gestürzt. Die Enden der Bögen legten sich noch gegen die angrenzenden Pfeiler und Widerlager (Bild 3).

Der Strompfeiler war mit Ausnahme des unteren Teils, der beiden Caissons, auf denen er ruhte, ebenfalls zerstört.

Durch den Einsturz der beiden Strombögen war auch die nach Westen angrenzende Kette der Flutbögen bis zum Gruppenpfeiler 3

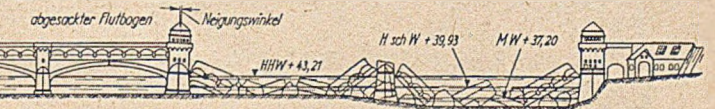
(Bild 2) gefährdet, weil die Zwischenpfeiler 4 und 5 einseitigen Horizontalschub nicht gewachsen waren und auch der Pfeiler 6 zwischen den Strom- und den Flutbögen für den nach Einsturz der Strombögen entstandenen Belastungsfall nicht berechnet und geformt war. Tatsächlich hatte sich auch dieser Pfeiler nach der Trümmerstelle hin zu neigen begonnen, war aber so bald zum Stehen gekommen, daß das Kämpfergelenk des Flutbogens nur etwa 9 cm nach Osten ausgewichen war. Der angrenzende 6. Flutbogen war dadurch zwar noch vor dem Einsturz bewahrt geblieben, aber entsprechend der Vergrößerung seiner Spannweite im Scheitel im Mittel um 18 cm abgesunken. Infolgedessen hatte sich die Scheitelfuge oberhalb des Gelenks geschlossen, so daß hier der Beton des Leinpfades und der Trogseitenwand beiderseits der Gelenkfuge stark zusammengepreßt und teilweise zerstört worden war.

Die übrigen Flutbögen und Pfeiler blieben unversehrt.

Daß der Übergangspfeiler nicht umkippte, ist darauf zurückzuführen, daß er an den massiven Trümmern des abgestürzten westlichen Strombogens eine Gegenstütze fand. Auch wurde der Horizontalschub des Flutbogens und damit auch das von ihm auf den Pfeiler ausgeübte Kippmoment dadurch verringert, daß die Kraft im Bogenscheitel jetzt nur zum Teil über die Gelenke, sonst aber etwa 3 m höher über den hier zusammengepreßten Beton in der Scheitelfuge übertragen wurde. Trotzdem blieben die statischen Verhältnisse dieses 6. Flutbogens so

unklar, daß schleunige Sicherungsmaßnahmen unerlässlich schienen, zumal sich bei einer näheren Untersuchung herausstellte, daß der Übergangspfeiler etwa 2 m unter Gelände einen 8 bis 10 cm

Flutpfeiler 5 Übergangspfeiler 6 Strompfeiler rechtes Landwiderlager



klaffenden RiB hatte, der auf ganzer Widerlagerlänge etwa 45° geneigt bis zur Sohle durchging (Bild 4).

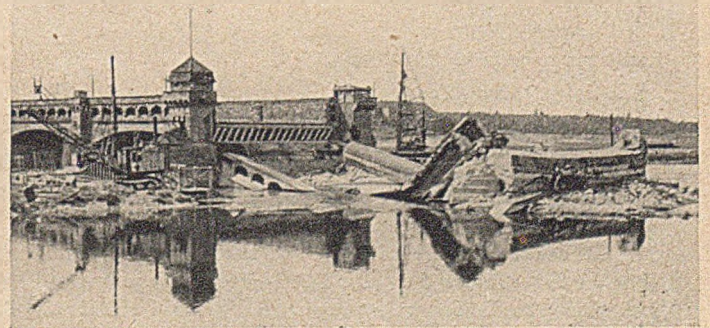


Bild 3. Trümmer der eingestürzten Strombögen 1945.

Dadurch war der wegen des größeren Horizontalschubs aus dem Strombogen spornartig nach Westen vorspringende Teil des Pfeilerfußes von dem übrigen Pfeiler abgetrennt und so die Gefahr für den Bestand des Pfeilers und angrenzenden Bogens noch wesentlich erhöht. Der Einsturz konnte ausgelöst werden, wenn bei Hochwasser der größere Auftrieb die Standfestigkeit weiter verringerte oder wenn die durch die Trümmer versperre und hoch aufgestaute Weser sich durch Auskolkungen neue Wege suchte. Ein solcher Kolkstrom hatte schon die Flußsohle vor dem gefährdeten Übergangspfeiler stark ausgewaschen.

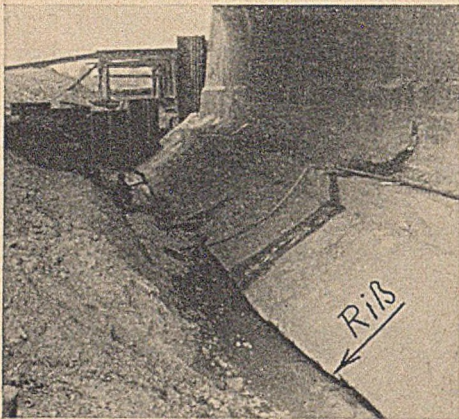


Bild 4. Freigelegter RiB an der Westseite des Übergangspfeilers.

vor dem gefährdeten Übergangspfeiler stark ausgewaschen.

3. Die Folgen der Zerstörung.

Bei diesem Umfang der Zerstörung war an eine endgültige Wiederherstellung der Kanalüberführung und eine Wiederaufnahme der durchgehenden Schifffahrt auf dem Mittellandkanal vorläufig nicht zu denken. Selbst die behelfsmäßige Umleitung der Schifffahrt über die erhalten gebliebenen Schleusen der beiden Abstiegkanäle und über die Weser war wegen der völligen Blockierung des Flußbetts durch die eingestürzten Trümmer unmöglich (Bild 5).

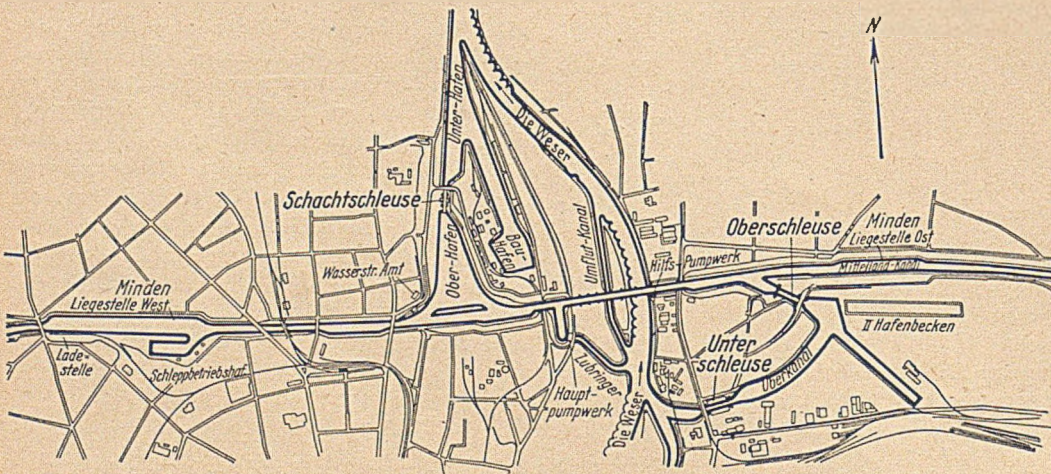


Bild 5. Verkehrsanlagen bei Minden.

4. Sofortmaßnahmen 1945.

Es war klar, daß noch vor dem Winter 1945/46 nachhaltige Maßnahmen getroffen werden mußten, wenn es nicht bei dem nächsten Hochwasser zu einer erheblichen Erweiterung der Katastrophe kommen sollte. Die Wasserstraßenverwaltung sah sich daher im Sommer 1945 vor eine Sofortaufgabe mit folgenden Zielen gestellt:

1. Beschleunigte Sicherung der noch erhalten gebliebenen Bauwerksteile gegen weitere Zerstörung.
2. Wiederherstellung der Vorflut in der Weser.
3. Behelfsmäßige Wiedereröffnung der Schifffahrt.

Die britische Militärregierung erteilte im August 1945 hierzu ihre Genehmigung mit dem Ziel, daß der Schifffahrtsverkehr am 1. Dezember 1945 behelfsmäßig wieder eröffnet werden sollte.

Wegen der Kürze der bis zum Winterbeginn zur Verfügung stehenden Zeit konnte nur eine Notlösung in Frage kommen, da an eine schnelle Trümmerräumung unter den oben erläuterten Bedingungen nicht zu denken war.

a) Bau des Umflutkanals.

In dem Bau eines Umflutkanals im linken Weservorland, der sich noch bis zum Winter bewerkstelligen ließ, wurde die Lösung gefunden, welche unter den gegebenen Verhältnissen geeignet war, die drei vorstehend erwähnten Sofortaufgaben gleichzeitig und rechtzeitig zu erfüllen.

Der Bau dieses Kanals ließ erwarten, daß die Vorflut der Weser wieder einigermaßen hergestellt, die Strömung an der Trümmerstelle und die Kolkgefahr erheblich gemindert, dadurch der Bestand der erhalten gebliebenen Bauwerke weitgehend gewahrt und schließlich die behelfsmäßige Wiederaufnahme der Schifffahrt ermöglicht würde. Außerdem sollte der gefährdete 6. Flutbogen durch Holzgerüste abgestützt und gesichert werden.

Der etwa 700 m lange, parallel zur Weser verlaufende Umflutkanal (vgl. Bild 5) unterquert die Kanalbrücke unter dem 5. Flutbogen. Seine Sohle entspricht der Sollsohlenordinate der Weser. Er hat trapezförmigen Querschnitt mit 20 m Sohlenbreite und beiderseits unter 1:3 geneigten Böschungen, die bis oben hin mit einer 30 cm starken Schüttsteinschicht gesichert wurden (Bild 6).

Unter der Brücke mußte die Wasserspiegelbreite mit Rücksicht auf die Fundamente der benachbarten Pfeiler auf 20 m eingeschränkt und durch Spundwände gesichert werden. Außerdem wurde die Sohle in dieser Engstelle zur Sicherung gegen die hier zu erwartende

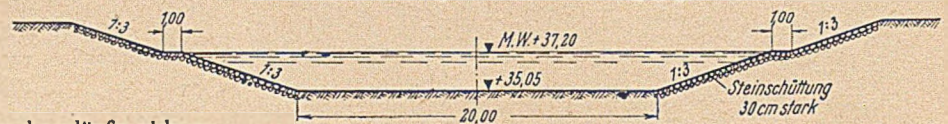


Bild 6. Normalquerschnitt des Umflutkanals.

starke Strömung mit einer 0,6 m starken Betondecke ausgekleidet (Bild 7).

Die Bauarbeiten wurden im Selbstkostenerstattungsvertrag vergeben. Zur Beschleunigung hatte sich die Besatzungsmacht mit einer Pioniereinheit eingeschaltet, die einen Teil der Erdarbeiten übernahm und zeitweise auch deutsche Kriegsgefangene einsetzte. In gemeinsamer Arbeit — teilweise in Tag- und Nachtschicht — wurde der Erdaushub von rd. 100 000 m³ in etwa drei Monaten in offener Wasserhaltung bewältigt. Der Boden bestand unter einer 0,5 bis 1,0 m starken Mutterboden- und Auelehmschicht aus Kies. Der Unternehmer führte die Erdarbeiten mit Greifbaggern und Feldbahnbetrieb mit 90 cm Spurweite in gewohnter Weise durch. Die britischen Pioniere arbeiteten mit voll motorisiertem Gerätepark ohne Gleisbetrieb. Für den Aushub der oberen Schichten verwendeten sie die bekannten „scraper“, ein Bodenschürfgerät, das gleichzeitig als Transportgefäß dient. In den festeren unteren Kiesschichten wurden dagegen leichtere Motorgreifer und Klappwagen von rd. 5 m³ Fassungsraum verwendet, die von Motortrekkern zur Ablagerungsstelle

gezogen und dort vom Treckerführer mittels Hebelübertragung entleert wurden. Das natürlich auf Kriegsbedürfnisse abgestellte britische Pioniergerät war sofort einsatzbereit, sein Personalbedarf verschwindend gering, der Betriebsstoffverbrauch dagegen bei dem hohen „toten“ Transportgewicht besonders hoch. Auch konnte der Boden nicht so sauber verkippt werden wie bei dem gewöhnlichen Gleisbetrieb.

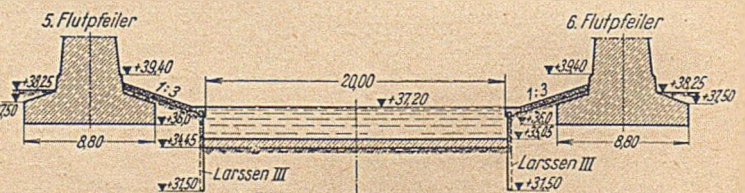


Bild 7. Querschnitt des Umflutkanals unter der Kanalbrücke.

Zur Böschungsandeckung wurde ein nahe der „Porta Westfalika“ anstehender harter Sandstein verwendet.

Am 14. Dezember 1945 wurde der letzte Trenndamm des Umflutkanals durchstoßen. Dadurch verringerte sich zwar der durch die Trümmer verursachte Stau in der Weser von 1,10 m auf 0,25 m; wie zu erwarten, stellte sich im Umflutkanal aber ein wesentlich größeres Gefälle als in der normalen Weserstrecke ein. Der zusätzliche Querschnitt des Umflutkanals glich also noch nicht die durch die Trümmer verursachte Querschnittsverringering der Weser aus. Die Strömungsgeschwindigkeit im Kanal betrug bei mittleren Wasserständen etwa 1,50 m/sec., steigerte sich aber in der Brückendurchfahrt auf 2,1 bis 2,5 m/sec. An der Trümmerstelle in der Weser war dagegen die Strömung so erheblich gemäßigt worden, daß hier jetzt die Voraussetzungen für nachhaltige Räumungsarbeiten geschaffen waren. Außerdem war die Kolkgefahr vor dem Übergangspfeiler beseitigt. Die am 24. Dezember 1945 durchgeführte erste Probefahrt ließ schon erkennen, daß die Stromschnelle in der Brückengege selbst von den stärksten Weserschleppern mit beladenen Anhängen nicht bewältigt werden konnte. Es mußte daher etwa 150 m oberhalb der Durchfahrt eine starke Elektrozugwinde an Land aufgestellt werden, um die Kähne einzeln mit einem langen Schleppseil über die schwierige Stelle hinweg zu ziehen. Das ungünstige Verhältnis des wasserführenden zum eingetauchten Schiffsquerschnitt im Verein mit der starken Gegenströmung wirkte sich in der Engstelle so aus, daß die Kähne hier mit ihrem Heck durchschnittlich 50 cm, im Einzelfall bis zu 65 cm absackten. Die Tauchtiefe mußte entsprechend herabgesetzt werden, eine fast untragbare Belastung für die auf erhöhtes Ableichtern angewiesene Schifffahrt. Durch Abgabe von Zuschußwasserwellen von der Edertalsperre und von nachts aus dem Hauptpumpwerk neben der Baustelle hochgepumptem und im Mittellandkanal aufgespeichertem Wasser konnte die Tauchtiefe verbessert werden.

Die Gesamtkosten des Umflutkanals, an dem zeitweise bis zu 320 Arbeiter tätig waren, betragen rd. 750 000 RM.

b) Sicherung der gefährdeten Brückenteile.

Gleichzeitig mit dem Bau des Umflutkanals wurde der abgesackte 6. Fluthogen durch ein schweres hölzernes Gerüst unter dem Bogenstehende und ein weiteres Holzschräggerüst gegen den 5. Flutpfeiler abgefangen.

Eine vollkommene Sicherheit stellten die Gerüste allerdings nicht dar. Ein Absetzen des Bogens auf diese Gerüste hätte nämlich zur Folge gehabt, daß der dann fortfallende Horizontalschub zwar den schwer gefährdeten Übergangspfeiler entlastet, dafür aber den 5. Flutpfeiler in eine ähnliche Gefahr gebracht hätte, die durch das Schräggerüst vermieden werden sollte. Vermutlich wären auch im Bogen selbst unzulässig hohe Biegebbeanspruchungen entstanden. Immerhin war durch diese Notlösung wenigstens die Gefahr eines weiteren Ausweichens des Übergangspfeilers und eines völligen Einsturzes des 6. Fluthogens weitgehend behoben.

Die folgenden Wintermonate, vor allem aber das Hochwasser, das am 10. Februar 1946 mit 8,16 m am Pegel Minden einen seit 105 Jahren nicht mehr erreichten Stand zeigte, haben die Notmaßnahmen des Jahres 1945 als zweckmäßig und ausreichend erwiesen. Die Wassermassen konnten ohne wesentliche Schäden für die Brücke und den eben erst fertig gewordenen Umflutkanal abfließen. Bewegungen am Übergangspfeiler und am 6. Fluthogen waren nicht meßbar. Nach Ablauf dieses großen Hochwassers konnte im Frühjahr 1946 die Schifffahrt durch den Umflutkanal endgültig eröffnet werden. Wenn auch der neue Weg nur einen Notbehelf für die Schifffahrt darstellte, der ihr während der siebenmonatigen Betriebszeit des Umflutkanals große Schwierigkeiten bereitet, so war doch damit der nach Lage der Dinge erwartete Erfolg erzielt und die Voraussetzung für die 2. Bauaufgabe, die Trümmerräumung, geschaffen worden.

5. Die Trümmerräumung.

Nach dem Bau des Umflutkanals war die Strömung an der Trümmerstelle so weit beruhigt, daß mit schwimmenden Geräten heranzukommen war. Trotzdem erschien es vorerst nicht ratsam, die rd. 8000 m³ Stahlbetontrümmer im freien Strom, d. h. durch Unterwasserspaltung und Unterwasserschneidarbeit, zu beseitigen, weil

ein Erfolg nur bei unbeschränkter Sprengerlaubnis, ausreichender Taucherausrüstung und Zusatzverpflegung erwartet werden konnte, alles Voraussetzungen, die damals noch nicht gegeben waren.

Beide Stromöffnungen sollten daher nacheinander im Schutze von Fangedämmen im Trockenen ausgeräumt werden, und zwar mit Rücksicht auf die Gefährdung des Übergangspfeilers zunächst die westliche Öffnung. Nach deren Ausräumung war das Umsetzen der Spundwandfangedämme nach der östlichen Öffnung geplant. Die Bedingungen für das Trockenhalten der Baugrube innerhalb der Fangedämme waren insofern günstig, als überall fester Schieferton anstand. Stählerne Spundwände ließen sich bis zu 2 m in diese zwar feste, aber wasserundurchlässige Schicht einrammen; der Wasserandrang war gering.

Bis zur Jahresmitte 1946 wurde die Eindämmung der linken, westlichen Öffnung mit einem Fangedamm fertiggestellt (Bild 8).

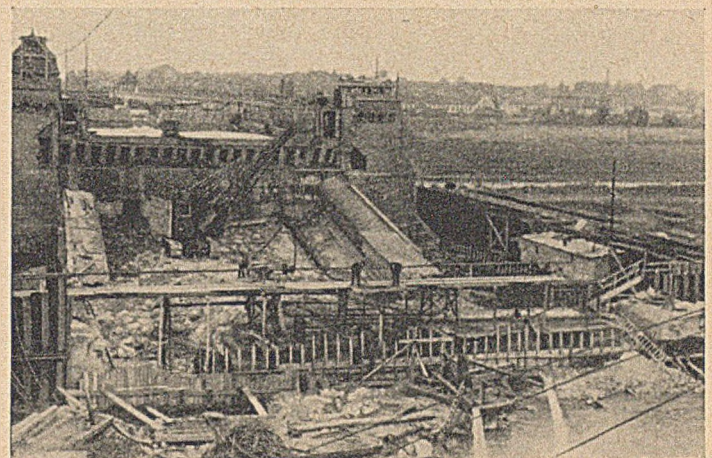


Bild 8. Beseitigung der Trümmer des westlichen Strombogens im Schutze von Fangedämmen. 1946.

Das Einrammen der Spundbohlen in den harten Untergrund war schwieriger als erwartet. Für die Trockenlegung der Baugrube waren elektrische Pumpen mit einer installierten Leistung von 73 kW eingebaut, die aber bei mittleren und niedrigen Wasserständen nur teilweise und mit Pausen zu arbeiten brauchten.

Nach dem Abpumpen stellte es sich heraus, daß die Brückentrümmer in den 15 Monaten seit der Sprengung durch die auskolkende Wirkung des Flusses allmählich tiefer abgesunken waren, so daß nun ein großer Teil des abgestürzten Bauwerks unterhalb der planmäßigen Geländehöhe lag.

Die abgestürzten Brückenteile waren zwar vielfach stark gerissen, bestanden aber nach wie vor aus großen zusammenhängenden Stahlbetonmassen, die deshalb auch unbedenklich als Gründung für die späteren Baurüste herangezogen werden konnten. Es lag daher nahe, diese Trümmer, soweit sie unterhalb der Geländesollinie lagen, zu belassen und nur die oberhalb befindlichen Teile abzubrechen und in die Hohlräume zwischen die Trümmer zu verfüllen. Das setzte allerdings voraus, daß entgegen dem ursprünglichen Bauplan vom Umsetzen des Fangedammes in die östliche Stromöffnung und von der vorübergehenden Benutzung der westlichen Öffnung als Abflußbett der Weser Abstand genommen wurde. Der Fangedamm konnte dann als Schutz für die späteren Neubauarbeiten vorläufig stehen bleiben. Außerdem war bei gleichzeitiger Inangriffnahme der Räumungsarbeiten ein schnellerer Baufortschritt zu erzielen, zu dem die oben erwähnten Schwierigkeiten im Betriebe des Umflutkanals geradezu drängten.

Die bisher dieser Lösung entgegenstehenden Hindernisse wurden dadurch überwunden, daß die britischen Kontrollinstanzen Sprengerlaubnis erteilten und ihre Hilfe bei der Beschaffung von Sprengstoffen, Taucherausrüstung und Zusatzverpflegung zusagten. Im Juni 1946 wurde daher die Räumung im offenen Strom mit der ausdrücklichen Verpflichtung vergeben, bis zum 1. November 1946 in der östlichen Hälfte der rechten Stromöffnung eine 20 m breite Schifffahrtsrinne freizulegen.

Die Trümmerräumung wurde dann in beiden Stromöffnungen gleichzeitig mit großem Geräteaufwand betrieben. In der Westöffnung wurde die Räumung mit Preßluftmeißeln bis zum Ende

des Jahres im wesentlichen abgeschlossen und auch der zerstörte obere Teil des Strompfeilers abgestemmt und mit seinen alten Abmessungen wieder aufbetoniert, zunächst aber nur bis +40,50 NN, der mutmaßlichen unteren Begrenzung der Stahlbewehrung für das spätere Auflager.

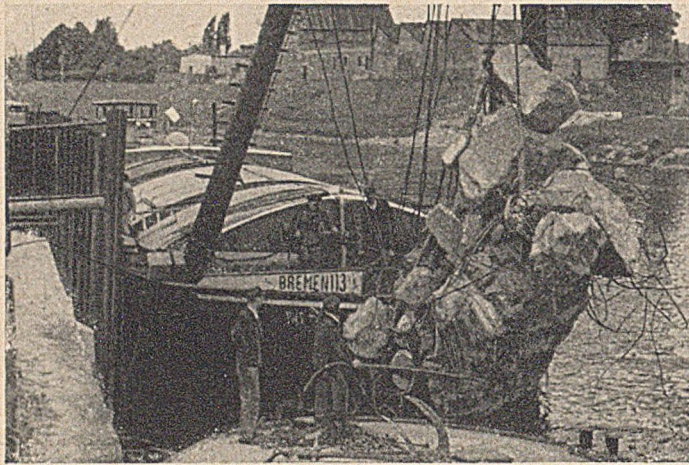


Bild 9. Trümmerblock im Kranseil des Hebeschiffes. Sommer 1946.

In der rechten Stromöffnung arbeiteten sich die Taucher inzwischen in einer rd. 25 m breiten Front vom Oberwasser her gegen die Trümmer vor, so daß sie im Stauwasser keinen besonderen Strömungsschutz brauchten. Da die stark bewehrten Teile auch nach der Sprengung vielfach noch mit Rundeisen zusammenhängen, mußte fortgesetzt unter Wasser geschnitten werden. Dann wurden die zerkleinerten Teile mit Greifbagger aus dem Wasser geholt oder, wenn es sich um größere Blöcke bis zu 50 t Gewicht handelte, von schwimmenden Baukränen gehoben, in nahe Bühnenfelder abgesetzt und dort später zerkleinert (Bild 9).

Zu dem Zweck waren zwei größere Frachtkähne mit schweren hölzernen A-Böcken ausgerüstet. Die im Selbstkostenerstattungsvertrag durchgeführten Arbeiten gingen planmäßig vorwärts. Infolge der niedrigen Herbstwasserführung konnte ein Strömungs-

hergestellt. Die Fahrbedingungen waren hier jetzt annähernd die gleichen wie auf der übrigen Weser. Der Hochwasserabflußquerschnitt war allerdings durch die restlichen Trümmer und durch die noch abgespundete linke Öffnung trotz des Umflutkanals vorläufig noch um 7% gegenüber dem Sollwert verringert (Bild 10).

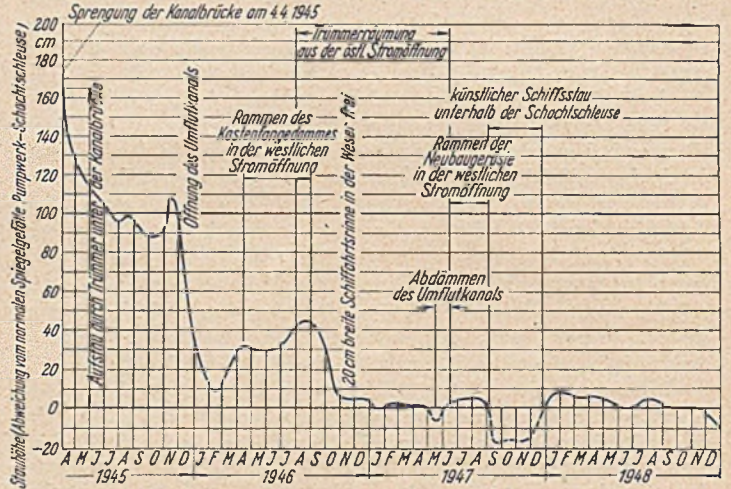


Bild 11. Stau in der Weser infolge der Kanalbrückentrümmer und Bauarbeiten.

Der folgende Winter 1946/47 war sehr kalt, so daß sich auf der Weser eine zusammenhängende Eisdecke bis zu 50 cm Stärke bildete. Ende des 1. März drittels kam es zum Eisaufruch mit außergewöhnlich starkem Eistreiben und Hochwasser. An der Kanalbrücke mußten die Eismassen größtenteils durch die schmale Schiffahrtsöffnung hindurch. Hier wurde jede sich bildende Eisversetzung durch ein ununterbrochen tätiges Sprengkommando verhindert. Trotzdem konnten Beschädigungen an den Leitwerken nicht verhindert werden.

Sobald es Wasserstand und Strömung wieder erlaubten, wurde die Räumung im restlichen Teil der Stromöffnung fortgesetzt und im Juni 1947 beendet. Hierbei mußte natürlich mit Rücksicht auf die angrenzenden Pfeiler und Widerlager vorsichtig verfahren und die Sprengladung auf 5 kg begrenzt werden. Die Räumung der Trümmer im freien Strom kostete mit allen Nebenausgaben rd. 315 000 RM bzw. 105 RM je m³ Stahlbeton. An Sprengstoff (Gelatine-Donarit) wurden etwa 3,3 kg je m³ Stahlbeton verbraucht. Die Räumung der Westöffnung war wegen der hohen Kosten der Baugrubenumschließung erheblich teurer. Allerdings hat der Fangedamm später noch andere Aufgaben zu erfüllen gehabt, so daß ein einwandfreier Kostenvergleich nicht möglich ist.

6. Abhängigkeit der Schifffahrt von den Schwankungen der Abflußbedingungen.

Wenn die Schifffahrt auch nach der Zurückverlegung in die Weser bessere Fahrbedingungen vorfand, so blieb sie doch gerade während des trockenen Sommers 1947 auf Ableichtern angewiesen. Wegen der fortgesetzten haultichen Eingriffe wurde der Stau oberhalb der Kanalbrücke und damit auch Strömung, Gefälle und Wassertiefe im Umflutkanal und später in der Weserdurchfahrt verändert (Bild 11).

Durch die Sprengung und die Blockierung des Abflußprofils schnellte der Stau zunächst sprunghaft auf 1,60 m hoch, ging dann infolge Auskolkungen im Laufe des Sommers 1945 auf etwa 1,10 m herunter, um bei dem Durchstich des Umflutkanals am 14. Dezember 1945 plötzlich auf 0,25 m und tiefer zu fallen. Nach dem Abfließen des Februarhochwassers 1946 stellte sich dieses Maß zunächst wieder ein, stieg dann aber bis zum August 1946 wegen der Abriegelung der linken Stromöffnung durch den Fangedamm auf etwa 0,45 m an, eine Tatsache, die sich damals vorübergehend auch im Betrieb des Umflutkanals durch eine kaum noch erträgliche Erhöhung der Stromgeschwindigkeit unangenehm bemerkbar machte.

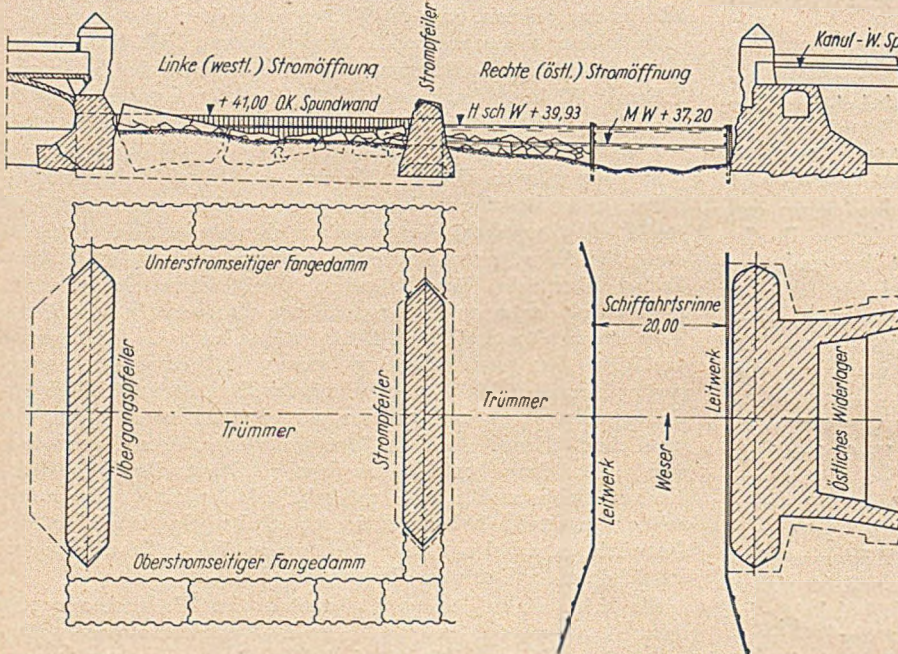


Bild 10. Stromöffnungen nach Herstellung einer 20 m breiten Schiffahrtsrinne. November 1946.

schutz wider Erwarten auch bei der Beseitigung der letzten Barre entbehrt werden. Anfang November 1946 war eine 20 m breite Fahrinne fristgemäß ausgeräumt und durch ein hölzernes Leitwerk gegen die in der anderen Hälfte dieser Öffnung noch liegenden Trümmer gesichert, so daß die Schifffahrt jetzt wieder aus dem Umflutkanal in die Weser verlegt werden konnte. Der Abflußquerschnitt der Weser bei mittleren Wasserständen war wieder-

Von August 1946 ab machte sich aber schon der Einfluß der Räumung der rechten Stromöffnung günstig geltend, so daß der Stau gegen Ende des Jahres 1946 beseitigt war. Im Frühjahr 1947 ließ sich sogar bei fallendem Wasser an einer weiteren Senkung erkennen, daß der nach völligem Ausräumen der Strömung zusammen mit dem Umflutkanal entstandene Abflußquerschnitt zu groß geworden war. Deshalb wurde der Umflutkanal im Sommer 1947 durch einen Abschlußdamm an seinem oberen Ende für den Weserabfluß bei MW ausgeschaltet, behielt aber damit seine Bedeutung als Hochwasservorfluter bei.

Trotz dieser Maßnahme drohte die Schifffahrt in dem Dürrejahr 1947 zum Erliegen zu kommen, weil der Wasserzufluß von Jahresmitte ab auch einschl. des Zuschusses aus der Edertalsperre zur Erzielung der wirtschaftlich noch tragbaren Mindesttauchtiefe

von 1,20 m nicht mehr ausreichte. Durch Ausnutzung des Mittellandkanals als Pumpspeicherbecken und vor allem durch die Errichtung einer schwimmenden Stauanlage¹⁾ unterhalb der für die Umleitung benutzten Weserstrecke gelang es, auch dieser Schwierigkeiten Herr zu werden und einen Mindeststau von 1,30 m zu halten.

Nach Beendigung der Räumung stand dem Einrammen von Baugerüsten in der rechten Stromöffnung und dem Aufständern von Gerüsten in der linken Öffnung nichts mehr im Wege, der dritte Bauabschnitt mit den eigentlichen Neubauarbeiten konnte beginnen. (Fortsetzung folgt.)

¹⁾ Vgl. Möhlmann, Schiffsprobleme und schwimmende Stauanlage bei Minden. Bautechn. 26 (1949), Heft 3, S. 71-80.

Der Einfluß von Gründungstiefe und begrenzter Schichtmächtigkeit auf die Druckausbreitung im Baugrund.

Von Dr.-Ing. Richard Jelinek, Technische Hochschule München.

I. Allgemeines.

Die Vorausberechnung des Setzungsbildes eines auf nachgiebigem Baugrund geplanten Bauwerkes gehört heute zu jenen Vorarbeiten, deren Unterlassung genau so, wie z. B. das Ersetzen einer statischen Berechnung durch gefühlsmäßige Bemessung, als schwerer Verstoß gegen die anerkannten Regeln der Baukunst anzusehen ist. Das nur sehr langsame Durchdringen dieser Erkenntnis ist in dem großen Unterschied zwischen dem verhältnismäßig klaren und durchsichtigen Bild des Spannungs- und Verformungszustandes im Baukörper selbst und den sehr verwickelten Druckausbreitungsgesetzen und Verformungszuständen des Baugrundes gegeben. Infolge der Inhomogenität des Baugrundes werden sehr weitgehende Näherungsannahmen getroffen. Eine der wichtigsten Arbeiten für die Weiterentwicklung der Bodenmechanik ist daher die planmäßige und sorgfältige Beobachtung des fertigen Bauwerkes. Nur dadurch ist man imstande, die gerechneten mit den gemessenen Werten zu vergleichen und die Berechnungsverfahren fortlaufend zu verbessern.

Aus der großen Zahl der bis heute schon vorliegenden sorgfältigen Setzungsbeobachtungen ist zu erkennen, daß in den meisten Fällen die berechneten Setzungswerte nach oben oder unten abweichen. Im allgemeinen wird hierfür der Unterschied zwischen den im Prüfraum an ungestört entnommenen Bodenproben versuchsmäßig ermittelten Steifeziffern, die der Berechnung zugrunde gelegt werden, und den tatsächlichen, in der Natur vorhandenen Werten verantwortlich gemacht. Sowohl beim Entnahmevorgang aus dem Bohrloch als auch bei noch so sorgfältigem Einbau der Proben in die Versuchsgeräte sind Störungen der Randzonen unvermeidlich, so daß es keine vollkommen ungestörten Bodenproben gibt. Durch zahlreiche Versuche mit künstlich randgestörten Proben und solchen, die zu Versuchsbeginn an dem Ring des Verdichtungsgerätes nicht satt anlegen haben, ist der Verfasser zur Überzeugung gelangt, daß die Einflüsse der Randstörungen bei Probendurchmessern über 5 cm bei einigermaßen sorgfältigem Einbau von untergeordneter Bedeutung sind und die Unterschiede zwischen gerechneten und gemessenen Setzungen in erster Linie auf die Vernachlässigung der die Druckausbreitung beeinflussenden Faktoren zurückzuführen sind.

Der Spannungsverlauf unter den Grundkörpern wird in der Regel so ermittelt, als ob die Lasten auf der Oberfläche eines elastisch-isotropen Halbraumes angreifen. Dies entspricht nach dem Fröhlich'schen Näherungsverfahren¹⁾ einer Konzentrationsziffer $\nu = 3$. Eine Reihe von Umständen, die wesentlich die Druckausbreitung beeinflussen, wurden bereits eingehend untersucht und an anderer Stelle erörtert²⁾³⁾. Die aus den Elastizitätstheoretischen Arbeiten von Melan⁴⁾ und Mindlin⁵⁾ über die im Innern der Halbscheibe und des

Halbraumes angreifende Einzellast sich auf den Baugrund ergebenden Erweiterungen sollen hier erörtert werden.

2. Einfluß der Gründungstiefe.

Um den Einfluß der Gründungstiefe auf den Verlauf der lotrechten Normalspannungen in verschiedenen Baugrundhorizonten unter der Gründungssohle erkennen zu können, ist es zweckmäßig, vom einfachsten Fall, nämlich von der punktförmigen Einzellast und dem elastisch-isotropen Halbraum bzw. der Halbscheibe, auszugehen. Diese vereinfachende Annahme wird bei zahlreichen Spannungsaufgaben der Bodenmechanik getroffen, da dadurch der Rechenaufwand vermindert und die Tendenz des Einflusses zumindest größenordnungsmäßig erfaßt werden kann.

a) Ebener Fall.

Der ebene Spannungszustand, d. h. die Halbscheibe mit Einzellast, ist bis auf einen konstanten Faktor mit dem ebenen Formänderungszustand identisch und hat daher für die Betrachtung einer Linienlast im räumlichen Fall (Halbraum) besondere Bedeutung. Durch Heranziehung der Airyschen Spannungsfunktion sind ebene Spannungszustände sehr übersichtlich zu behandeln, da alle Spannungskomponenten durch eine einzige Funktion F ausgedrückt werden können:

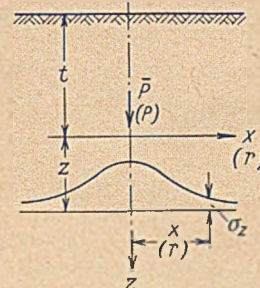


Bild 1. Die im Innern der Halbscheibe angreifende Einzellast P .

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial z^2}; \quad \sigma_z = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}$$

$$\text{und} \quad \tau = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial z} \quad (1)$$

F muß der Gleichung $\Delta \Delta F = 0$ und den gegebenen Randbedingungen genügen. Für eine im Innern einer Halbscheibe angreifende Einzellast hat Melan⁴⁾ die Lösung angegeben. Mit den Bezeichnungen in Bild 1 lautet die Spannungsfunktion:

$$F = \frac{P}{\pi} \left\{ \frac{x}{2} \left(\arctg \frac{x}{z} - \arctg \frac{x}{z+2t} \right) - \frac{m-1}{4m} \cdot \frac{z}{2} \ln \frac{x^2+z^2}{x^2+(z+2t)^2} - \frac{m+1}{2m} \cdot \frac{t(z+t)(z+2t)}{x^2+(z+2t)^2} \right\} \quad (2)$$

Damit wird unter Beachtung der Gl. (1) die hier interessierende lotrechte Normalspannung σ_z , wenn noch an Stelle von x und t die Verhältniswerte $\frac{x}{z}$ und $\frac{t}{z}$ eingeführt werden:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi z} \left\{ \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{x}{z} \right)^2 \right]^{3/2}} + \frac{\left(1 + \frac{2t}{z} \right)^3}{\left[\left(1 + \frac{2t}{z} \right)^2 + \left(\frac{x}{z} \right)^2 \right]^{3/2}} - \frac{m-1}{4m} \left(\frac{1 - \left(\frac{x}{z} \right)^2}{\left[1 + \left(\frac{x}{z} \right)^2 \right]^{3/2}} - \frac{\left(1 + \frac{2t}{z} \right)^2 - \left(\frac{x}{z} \right)^2}{\left[\left(1 + \frac{2t}{z} \right)^2 + \left(\frac{x}{z} \right)^2 \right]^{3/2}} \right) \right\}$$

¹⁾ Fröhlich, Druckverteilung im Baugrunde. Wien 1934, Springer-Verlag.
²⁾ Jelinek, Die Kraftausbreitung im Halbraum für querisotrope Böden. Abhandlungen über Bodenmechanik und Grundbau. Bielefeld 1948, Erich Schmidt Verlag.
³⁾ Jelinek, Über die Berechnung von Setzungen. Straß. u. Tiefb. 1950, Heft 4, S. 127-130.
⁴⁾ Melan, Der Spannungszustand in der durch eine Einzelkraft im Innern beanspruchten Halbscheibe. ZAMM Bd. 12, 1932, Heft 6, S. 343-346.
⁵⁾ Mindlin, Force in the Interior of a Solid. Physics 7 (1936), S. 195-202.

$$+ \frac{m+1}{4m} \cdot \frac{t}{z} \left(1 + \frac{t}{z}\right) \left(1 + \frac{2t}{z}\right) \cdot \frac{\left(1 + \frac{2t}{z}\right)^2 - 3\left(\frac{x}{z}\right)^2}{\left[\left(1 + \frac{2t}{z}\right)^2 + \left(\frac{x}{z}\right)^2\right]^3} \quad (3)$$

Für die Lastachse, d. h. $x = 0$, ergibt sich die Achsspannung

$$\sigma_{z0} = \frac{\bar{P}}{\pi z} \cdot \left[1 + \frac{1}{\left(1 + \frac{2t}{z}\right)} - \frac{m-1}{4m} \cdot \left(1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{2t}{z}\right)^2}\right) + \frac{m+1}{4m} \cdot \frac{t}{z} \left(1 + \frac{t}{z}\right) \right] \quad (4)$$

In Bild 2 ist die lotrechte Normalspannung σ_z für den speziellen Fall $\frac{t}{z} = 1$ dargestellt, wenn die Poissonzahl m mit ihren beiden

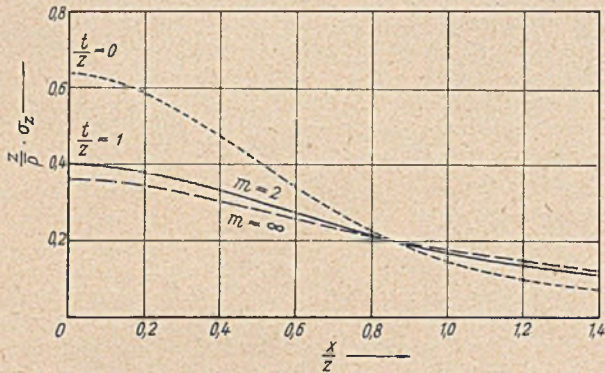


Bild 2. Verlauf der lotrechten Normalspannung σ_z für im Innern des Halbraumes angreifende Linienlast \bar{P} bei $\frac{t}{z} = 0$ u. $\frac{t}{z} = 1$.

Grenzwerten $m = 2$ für raumbeständiges und $m = \infty$ für querdehnungsfreies Material eingesetzt wird. Der Fall $\frac{t}{z} = 1$ bedeutet, daß die Last \bar{P} gerade in der Mitte zwischen Oberfläche und dem betrachteten Horizont angreift. Zum Vergleich mit dem Grundfall ist auch der Spannungsverlauf für $\frac{t}{z} = 0$ eingetragen, der eine wesentlich größere Spannungskonzentration um die Lastachse ergibt. Bei unendlich großer Gründungstiefe, $t = \infty$ erhalten wir den Fall der im Innern der Vollscheibe angreifenden Einzellast:

$$\sigma_z = \frac{\bar{P}}{\pi z} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{x}{z}\right)^2\right]^2} \cdot \left[1 - \frac{m-1}{4m} \left(1 - \frac{x^2}{z^2}\right)\right] \quad (5)$$

mit der Achsspannung für $x = 0$:

$$\sigma_{z0} = \frac{\bar{P}}{\pi z} \cdot \frac{3m+1}{4m} \quad (6)$$

Die bisherigen Spannungsgleichungen setzen voraus, daß die Halbscheibe geschlossen ist und die Last \bar{P} durch eine z. B. unendlich kleine Bohrung quer zur Halbscheibe auf diese übertragen wird. Für den Halbraum mit Linienlast ist aber diese Art der Lastübertragung nicht möglich, die Last \bar{P} muß hier in einem Schlitze, der von der Oberfläche bis zum Angriffspunkt reicht, zur Wirkung kommen. Dieser Fall ist in Bild 3a dargestellt und auf einen Fundamentkörper nach Bild 3b übertragbar. Ein solches Streifenfundament trennt den oberhalb der Gründungstiefe t befindlichen Bereich, und die in Bild 3b schraffiert gezeichnete Auffüllung wird in der Regel nicht den Verdichtungsgrad aufweisen wie der gewachsene Boden, so daß die waagerechten Druckspannungen σ_x im Schlitze t (Bild 3a) nicht übertragen werden können. Für die im Innern einer aufgeschlitzten Scheibe angreifende Last liegen noch keine Lösungen vor, die wegen

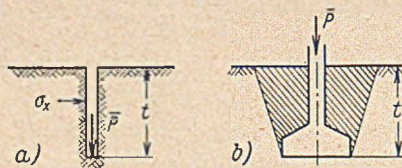


Bild 3. In der Tiefe t angreifende Last \bar{P} .

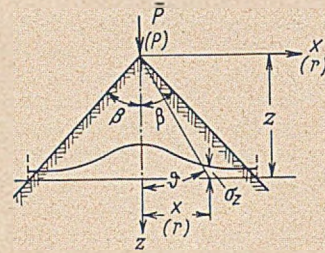


Bild 4. Die mit \bar{P} belastete Keilscheibe.

der Unstetigkeitsstelle in der Berandung auch äußerst verwickelt sein dürften. Für die längs der Lastangriffsachse aufgeschlitzte Vollscheibe kann aber leicht aus der von Michell⁹⁾ angegebenen Lösung für den Keil (Bild 4) die Spannungskomponente gefunden werden. Mit den Bezeichnungen in Bild 4 lautet die Gleichung der lotrechten Normalspannung:

$$\sigma_z = \frac{2\bar{P}}{2\beta + \sin 2\beta} \cdot \frac{1}{z \left[\left(\frac{x}{z}\right)^2 + 1\right]^2} \quad (7)$$

Mit $\beta = \pi$ geht der Keil in die geschlitzte Vollscheibe über, und wir erhalten für σ_z :

$$\sigma_z = \frac{\bar{P}}{\pi z} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{x}{z}\right)^2\right]^2} \quad (8)$$

Die Spannungsverteilung ist für die Vollscheibe mit Schlitz, die nur einfach zusammenhängend ist, von der Poissonziffer m unabhängig.

In Bild 5 ist der Verlauf der Achsspannung als Produkt $\frac{z}{P} \cdot \sigma_{z0}$

in Abhängigkeit von $\frac{t}{z}$ dargestellt. Die Auswertung der Gleichung (4) ist auch hier für die beiden Grenzen $m = 2$ und $m = \infty$ vorgenommen. Die Asymptoten entsprechen den Achsspannungen der Vollscheibe. Für die aufgeschlitzte Halbscheibe ist nur die Lage der Asymptote für $\frac{t}{z} = \infty$ bekannt. Für $\frac{t}{z} = 0$ gehen alle Lösungen in die von Flamant erstmalig angegebene Lösung für die auf der Oberfläche angreifende Last über:

$$\sigma_z = \frac{2\bar{P}}{\pi z} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{x}{z}\right)^2\right]^2} \quad (9)$$

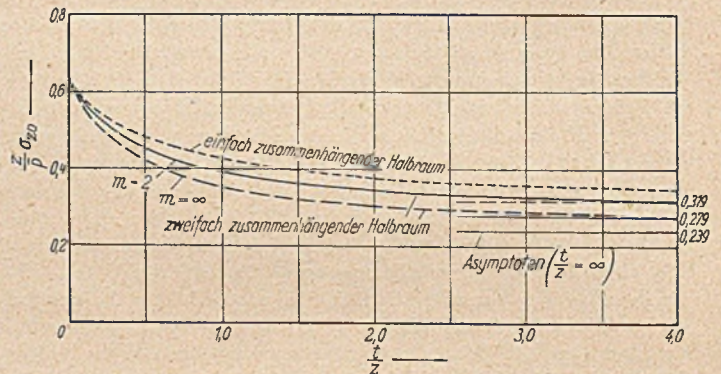


Bild 5. Verlauf der Achsspannung σ_{z0} als Funktion von $\frac{t}{z}$.

In Anlehnung an die strenge Lösung für die geschlossene Halbscheibe, der bekannten Asymptote und dem gemeinsamen Nullpunkt, wurde in Bild 5 die gestrichelt eingezeichnete Kurve gefunden, die den Verlauf der Achsspannung für verschiedene Gründungstiefen für praktische Zwecke genügend genau wiedergibt.

b) Räumlicher Fall.

Bei der Betrachtung einer im Innern des Halbraumes angreifenden Punktlast liegt ein zentralsymmetrischer Spannungszustand vor, der ebenfalls durch die Einführung einer Spannungsfunktion F durch eine einzige Funktion dargestellt werden kann. Diese Spannungsfunktion muß auch hier der Bedingung $\Delta \Delta F = 0$ und den Randbedingungen genügen, wenn $\Delta \Delta$ den Laplaceschen Operator in Zylinderkoordinaten bedeutet. Daraus ergeben sich die einzelnen Spannungskomponenten:

⁹⁾ Michell, Elementary Distribution of Plane Stress. Proc. London Math. Soc. 32 (1900), S. 35—61.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{1}{m} \Delta F - \frac{\partial^2 F}{\partial r^2} \right]; & \sigma_t &= \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{1}{m} \Delta F - \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial F}{\partial r} \right] \\ \sigma_z &= \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{(2m-1)}{m} \Delta F - \frac{\partial^2 F}{\partial z^2} \right]; & \tau &= \frac{\partial}{\partial r} \left[\frac{m-1}{m} \Delta F - \frac{\partial^2 F}{\partial z^2} \right] \end{aligned} \right\} (10).$$

Die von Mindlin⁵⁾ angegebene Lösung lautet mit den Bezeichnungen in Bild 1 (eingeklammerte Werte):

$$F = \frac{P}{8\pi} \cdot \frac{m}{m-1} \cdot \left\{ (r^2 + z^2)^{1/2} + \frac{8(m-1) - m^2}{m^2} [r^2 + (z+2t)^2]^{1/2} + \frac{4(m-2)}{m} \left[\frac{m-1}{m} (z+t) - \frac{t}{m} \right] \ln [r^2 + (z+2t)^2]^{1/2} + (z+2t) - \frac{2t(z+t)}{[r^2 + (z+2t)^2]^{1/2}} \right\} \quad (11).$$

Von den durch die Gleichungen (10) dargestellten Spannungskomponenten interessiert uns hier ebenfalls nur die lotrechte Komponente σ_z . Nach Ausführung der Differentialoperationen und Einführung der Verhältniszahlen $\frac{r}{z}$ und $\frac{t}{z}$ an Stelle von r und z erhalten wir:

$$\sigma_z = \frac{3P}{8\pi z^2} \cdot \frac{m}{m-1} \left\{ \frac{m-2}{3m} \left(\frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{3/2}} - \frac{1}{\left[\left(\frac{r}{z}\right)^2 + \left(1 + \frac{2t}{z}\right)^2\right]^{3/2}} \right) + \frac{3m-4}{m} \cdot \frac{\left(1 + \frac{t}{z}\right)\left(1 + \frac{2t}{z}\right)^2}{\left[\left(\frac{r}{z}\right)^2 + \left(\frac{2t}{z} + 1\right)^2\right]^{3/2}} + \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}} - \frac{t}{z} \frac{\left(\frac{2t}{z} + 1\right)\left(\frac{4t}{z} + 5\right)}{\left[\left(\frac{r}{z}\right)^2 + \left(\frac{2t}{z} + 1\right)^2\right]^{5/2}} + \frac{10}{z} \frac{t}{z} \frac{\left(\frac{t}{z} + 1\right)\left(\frac{2t}{z} + 1\right)^3}{\left[\left(\frac{r}{z}\right)^2 + \left(\frac{2t}{z} + 1\right)^2\right]^{7/2}} \right\} \quad (12).$$

Für $x = 0$ erhalten wir daraus die Achsspannung σ_{z0} :

$$\sigma_{z0} = \frac{3P}{8\pi z^2} \cdot \frac{m}{m-1} \left\{ \frac{m-2}{3m} \left(1 - \frac{1}{\left(\frac{2t}{z} + 1\right)^3} \right) + \frac{3m-4}{m} \cdot \frac{t}{z} + 1 - \frac{t}{z} \frac{\left[\frac{4t}{z} + 5\right] - 10\left(\frac{t}{z} + 1\right)}{\left(\frac{2t}{z} + 1\right)^4} \right\} \quad (13).$$

In Bild 6 ist der Verlauf der Spannung σ_z für den Fall $t = z$ für die beiden Grenzwerte von m dargestellt. Im Fall $t = z$ greift die Einzellast in der Mitte zwischen Geländeoberfläche und dem

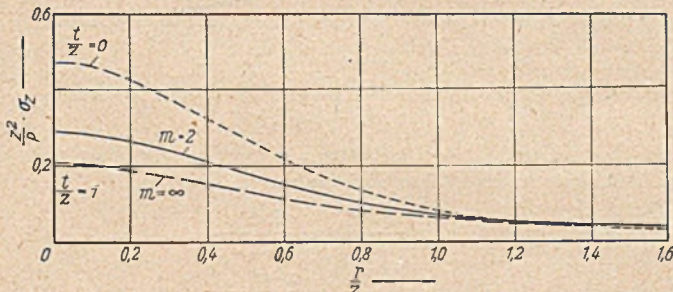


Bild 6. Verlauf der lotrechten Normalspannung σ_z für im Innern des Halbraumes angreifende Punktlast P bei $\frac{t}{z} = 0$ u. $\frac{t}{z} = 1$.

betrachteten Horizont an. Zum Vergleich ist der Boussinesqsche Fall der an der Oberfläche angreifenden Einzellast, $t = 0$, mit eingezeichnet. Der Einfluß der Gründungstiefe ist im räumlichen Fall noch ausgeprägter als im ebenen, ebenso ist der Unterschied im Spannungsverlauf für die beiden Grenzwerte $m = 2$ und $m = \infty$ größer.

In Bild 7 ist der Verlauf der Achsspannung σ_{z0} als Produkt $\frac{z^2 \sigma_{z0}}{P}$ in Abhängigkeit von $\frac{t}{z}$ aufgetragen, wobei außer den beiden Grenzwerten von m auch ein Mittelwert $m = \frac{10}{3}$ zugrunde gelegt wurde. Die Asymptoten dieser Kurven sind durch die Achsspannungen der im Innern des Vollraumes angreifenden Einzellast gegeben.

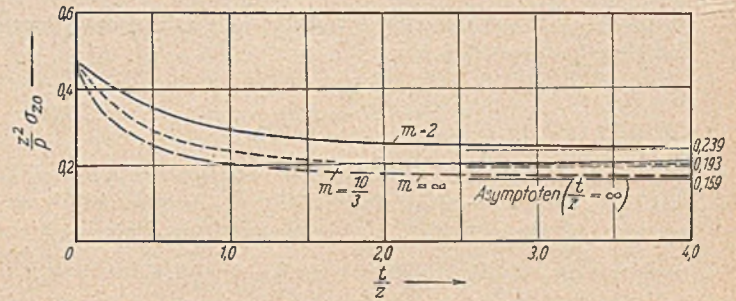


Bild 7. Verlauf der Achsspannung σ_{z0} in Abhängigkeit von $\frac{t}{z}$.

Die Lösung dieser Aufgabe wurde von Lord Kelvin⁷⁾ angegeben, und die lotrechte Spannungskomponente lautet in unserer Bezeichnungsweise:

$$\sigma_z = \frac{P}{8\pi z^2} \cdot \frac{m}{m-1} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{3/2}} \cdot \left[\frac{m-2}{m} + \frac{3}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right] \quad (14).$$

Daraus ergibt sich mit $x = 0$ die Achsspannung σ_{z0}

$$\sigma_{z0} = \frac{P}{4z^2} \cdot \frac{2m-1}{m-1} \quad (15).$$

Für die vorhin angegebenen Werte von m sind die Asymptoten in Bild 7 eingezeichnet.

Im Gegensatz zum ebenen Problem, wo gezeigt wurde, daß die durch den Lastangriff notwendige Aufschlitung des Halbraumes die Art des Zusammenhanges ändert und dadurch die Poissonziffer ohne Einfluß auf die Spannungsverteilung bleibt, ist es hier vollkommen gleichgültig, ob die Last in einem gedachten Punkt im Innern oder durch eine Art Bohrung, die bis zu diesem Angriffspunkt reicht, angreift. Eine solche Bohrung ändert den Zusammenhang des Raumes nicht. Gehen wir vom Spannungszustand in einem Kreiskegel aus, der in der Spitze durch eine in der Kegelhöhle wirkende Einzelast beansprucht wird, dann lautet die von Michell⁸⁾ angegebene Lösung für die lotrechte Normalspannung σ_z mit den Bezeichnungen in Bild 4:

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi z^2} \cdot \frac{2(2m-1)\cos^2\vartheta - (m-2)(\cos\beta + \cos^2\vartheta)}{[m(1 + \cos^2\beta) + 2\cos\beta](1 - \cos\beta)} \cdot \cos^3\vartheta \quad (16).$$

Setzen wir den Öffnungswinkel des Kegels $\beta = \pi$ und schreiben $\cos\vartheta = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{1/2}}$, dann erhalten wir wieder die Gleichung (14).

Der in elastisch isotropen Halbraum sowohl für den ebenen als auch für den räumlichen Fall aufgezeigte große Einfluß der Gründungstiefe auf die Druckausbreitung geht in erster Linie auf die Fähigkeit der oberhalb der Gründungssohle gelegenen Schicht, Zugspannungen aufzunehmen, zurück. Wenn der Boden im allgemeinen auch keine Zugfestigkeit besitzt, so können die Zugspannungen durch Verminderung der im Boden herrschenden waagrechten Druckspannungen bis zum Betrag dieser aufgenommen werden. Die angeführten Spannungsgleichungen sind jedoch für den praktischen Gebrauch viel zu verwickelt, erlauben aber, mittels des in den Bildern 5 und 7 dargestellten Achsspannungsverlaufes ein einfaches Näherungsverfahren durch Verwendung der Kennzahl k der Druckausbreitung oder der reduzierten Tiefe $\kappa \cdot z$ zu entwickeln.

3. Einfluß der Schichtmächtigkeit.

Die auf einer starren Unterlage aufruhende elastisch isotrope Schicht begrenzter Mächtigkeit, die durch eine auf der Oberfläche angreifende Linien- oder Punktlast beansprucht wird, stellt den elastizitätstheoretischen Grundfall dar. Unter Berücksichtigung der zwischen Schicht und Unterlage wirkenden Schubspannungen sind von Marguerre⁹⁾ und Passer¹⁰⁾ die Lösungen angegeben worden. Mit den Bezeichnungen in Bild 8a ist die lotrechte Normalspannung σ_z in der Tiefe z , bei einer Schichtmächtigkeit z_1 gleich

$$\sigma_z = \frac{P}{z} \int_{n=0}^{n=\infty} N \cdot \cos\left(n \frac{x}{z_1}\right) dn \quad (17)$$

⁷⁾ Lord Kelvin (Sir W. Thomson), Cambridge and Dublin Math. J. 1848.

⁸⁾ Michell, Some elementary Distributions of Stress in Three Dimensions. Proc. London Math. Soc. 32 (1900), S. 23-35.

⁹⁾ Marguerre, Druckverteilung durch eine elastische Schicht auf starrer Unterlage. Ing. Archiv 1933, Heft 2, S. 108-117.

¹⁰⁾ Passer, Druckverteilung durch eine elastische Schicht. Sitzungsberichte der Wiener Akademie der Wissenschaften. Wien 1935, Springer-Verlag.

für eine angreifende Linienlast \bar{P} und für den zentralsymmetrischen Fall einer Punktlast P gleich:

$$\sigma_z = \frac{P}{2z^2} \int_{n=0}^{n=\infty} N \cdot n J_0\left(n \frac{r}{z_1}\right) dn \dots (18).$$

J_0 ist darin die Zylinderfunktion nullter Ordnung. Der Ausdruck N ist für allgemeine Werte der Poissonziffer m sehr umständlich und soll hier nur für $m = \infty$, d. h. querdehnungsfreies Material, angegeben werden. Mit der Abkürzung $\alpha = 1 - \frac{z}{z_1}$ wird der Wert N :

$$N = \frac{(2 \cos n + n \sin n) (2 \cos \alpha n - \alpha n \sin \alpha n) - (\sin n - n \cos n) (\sin \alpha n + \alpha n \cos \alpha n)}{4 \cos^2 n - \sin^2 n + n^2} \dots (19).$$

In den Bildern 8b und 8c ist die lotrechte Normalspannung in der Tiefe z für verschiedene Schichtmächtigkeiten z_1 dargestellt. Die Grenzkurven $z_1 = z$ und $z_1 = \infty$ entsprechen der Spannungsverteilung unmittelbar in der Unterlage bzw. im Halbraum bei unendlich tief liegender Unterlage. Die stark gezeichneten Kurven stellen den Verlauf der Achsspannung in Abhängigkeit der Schichtmächtigkeit

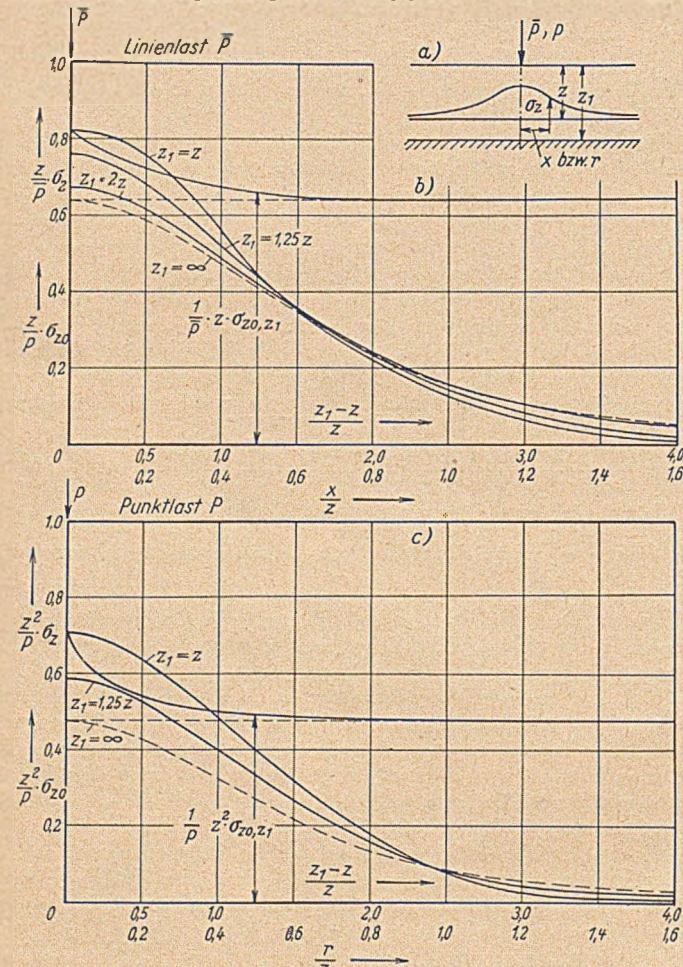


Bild 8. Verlauf der lotrechten Normalspannung σ_z in der Tiefe z einer elastischen Schicht von der Tiefe z_1 , die auf einer starren, rauhen Unterlage aufliegt.

dar, wobei als Abszisse der Vergleichswert $\frac{z_1 - z}{z}$ gewählt wurde.

Besonders im Fall der Punktlast ist der Einfluß der starren Unterlage nur im unmittelbaren Bereich von dieser von größerem Einfluß auf das Druckausbreitungsbild, worauf bereits Ohde¹¹⁾ hingewiesen hat. Die Gleichungen (17) bis (19) sind für den praktischen Gebrauch ebenfalls zu unhandlich und können durch ein Näherungsverfahren an Hand der in Bild 8 dargestellten Zusammenhänge ersetzt werden.

4. Näherungsverfahren.

Von der einfachen Grundgleichung von Boussinesq ausgehend, hat erstmalig Fröhlich¹⁾ durch Einführung der Konzentrationsziffer ν eine Näherungslösung für die Druckausbreitung angegeben, die eine

¹¹⁾ Ohde, Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. Bauing. 1939, Heft 33/34, S. 451-459.

Anpassung an die auf streng theoretischem Weg gefundenen Verteilungsformen gestattet. Der Nachteil der von Fröhlich angegebenen Gleichungen für den ebenen und räumlichen Fall liegt nur darin, daß der Konzentrationsfaktor ν auch als Exponent in den Gleichungen vorkommt, wodurch besonders bei gebrochenen Exponenten die Integration über durch den Fundamentgrundiß gegebene Flächen außerordentlich erschwert wird. Verfasser hat daher bereits an anderer Stelle¹²⁾ vorgeschlagen, die bei der Behandlung des querisotropen Halbraumes erhaltenen Gleichungen so zu benützen, daß der ursprünglich für das Verhältnis $\frac{E_2}{E_1} = k^2$ eingeführte Wert

k als „Kennzahl der Druckausbreitung“ verwendet wird. Da dieser Wert k nur als Faktor vorkommt, genügt eine einmalige Integration über verschiedene häufig vorkommende Grundrißformen, und die Anpassung kann dann jeweils durch Veränderung von k vorgenommen werden.

Noch einfacher als dieses Verfahren ist die Einführung der sogenannten „Reduzierten Tiefe“. Wird in die bekannte Grundgleichung

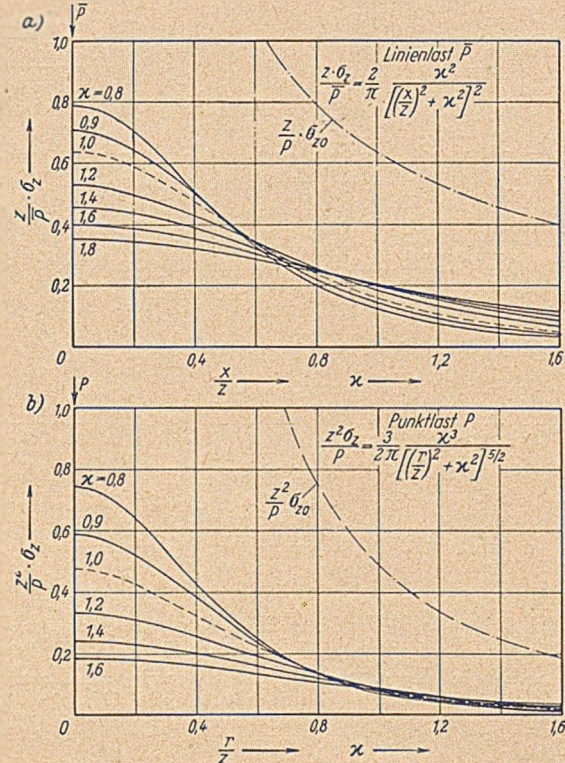


Bild 9. Einflußlinien der lotrechten Normalspannung σ_z in der reduzierten Tiefe x .

von Flamant und Boussinesq statt z der reduzierte Wert $x = z$ eingeführt, dann nehmen diese Gleichungen die Form an:

Linienlast
$$\sigma_z = \frac{2 \bar{P}}{\pi} \cdot \frac{x^3 z^3}{(x^2 + x^2 z^2)} \dots (19)$$

Punktlast
$$\sigma_z = \frac{3 P}{2 \pi} \cdot \frac{x^3 z^3}{(r^2 + x^2 z^2)^{5/2}} \dots (20).$$

Der Einfluß des Reduktionsfaktors auf das Bild der Druckausbreitung ist in Bild 9 für die Linienlast (a) und für die Punktlast (b) dargestellt. Die Achsspannung σ_{z_0} als Funktion von x ist darin ebenfalls eingezeichnet.

Die unter 2 und 3 behandelten Fälle weisen entgegengesetzte Tendenz auf. Es können daher beide in einem gemeinsamen Schaubild behandelt werden. Die Auswertung ist in den Tafeln Bild 10 und 11 vorgenommen. Der linke Ast (1) in Bild 10 ist von m unabhängig. Wird der Reduktionsfaktor x für die Druckausbreitung in einer Tiefe z unter Gründungssohle bei einer Gründungstiefe t gesucht, so finden wir beim Eingehen in die Tafel mit $\frac{t}{z}$ auf der Abszisse unmittelbar den Wert x . Bei einer auf der Oberfläche an-

¹²⁾ Jelinek, Seignurberechnung ausmittig belasteter Fundamente. Bauplanung 1949, Heft 4, S. 115-121.

greifenden Last ergibt sich α für die Tiefe z , wenn in der Tiefe z_1 eine starre Unterlage vorhanden ist, aus dem Ast (2), wenn mit dem Verhältniswert $\frac{z_1}{z}$ in die Tafel eingegangen wird. Genau so ist der räumliche Fall zu behandeln, nur ist hier die Poissonziffer m von

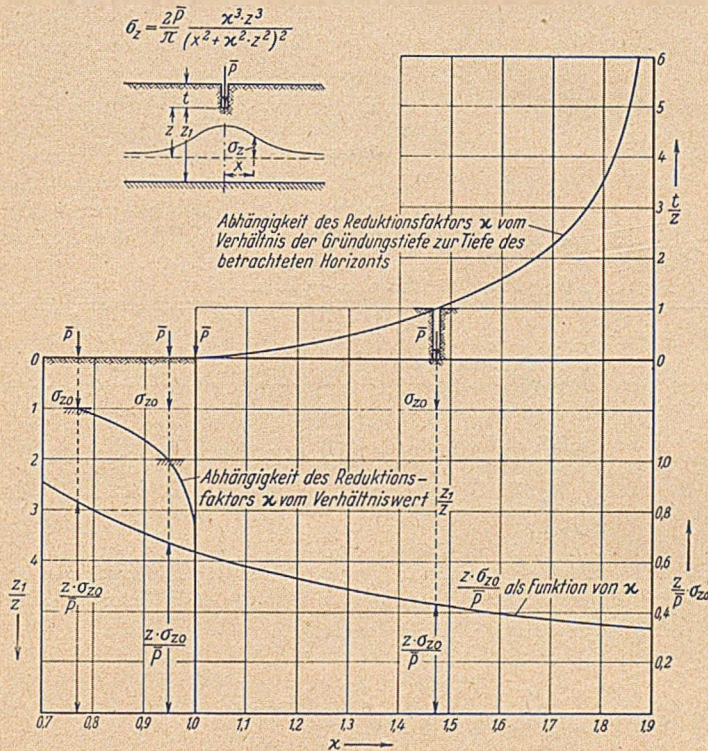


Bild 10. Einfluß der Gründungstiefe t bzw. einer starren Unterlage in der Tiefe z_1 unter der Gründungssohle auf den Reduktionsfaktor α der Druckausbreitung.

Einfluß. In Bild 11 sind daher für $m = 2$, $m = \frac{10}{3}$ und $m = \infty$ die Schlüsselkurven gezeichnet; für praktische Fälle genügt meist, mit $m = \frac{10}{3}$ zu rechnen.

Der Vorteil, der in der Benützung der reduzierten Tiefe liegt, ist durch die Möglichkeit der Heranziehung der bereits ausgearbeiteten Tafeln¹³⁾ (2) für rechteckige Gründungskörper gegeben.

5. Anwendungsbeispiele.

Der Vorgang ist prinzipiell für Streifen und Einzellasten derselbe und soll hier für ein Streifenfundament gezeigt werden. Ein Streifenfundament von der Breite b ist einschließlich seines Eigen-

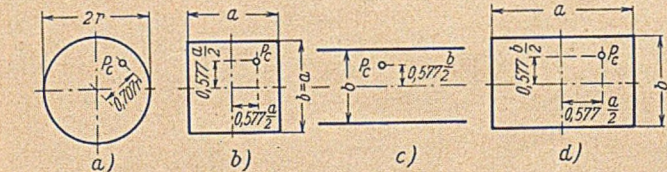


Bild 12. Lage des charakteristischen Setzungspunktes P_c für Kreis-, Quadrat-, Streifen- und Rechteckfundament.

gewichtetes mit \bar{P} pro Längeneinheit belastet. In der Gründungssohle tritt die mittlere Spannung $p = \frac{\bar{P}}{b}$ auf, von der für die Setzung nur der um die ursprüngliche Bodenauflast $\gamma \cdot t$ verminderte Wert $p_0 = p - \gamma \cdot t$ maßgebend ist. Bei schlaffen Fundamenten setzen sich die Ränder weniger als die Mitte. Das Streifenfundament ist hier als starr anzusehen, dessen mittlere Setzung gleich der Setzung eines charakteristischen Punktes P_c ist, dessen Lage für Kreis-, Quadrat- und Streifenfundamente von van Hamme¹⁴⁾ angegeben wurde und in den Bildern 12a bis c eingezeichnet ist. Mit genügender Näherung

¹³⁾ Steinbrenner, Tafeln zur Setzungsberechnung. Die Straße 1934, Heft 1, S. 121-124.

¹⁴⁾ van Hamme, berichtet von Marivoet L. in „A. Simplified Method for Computing the Bearing Capacity of the Soil Supporting Footings or Piers“. — Proc. of Sec. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol. I, Rotterdam 1948.

kann die Lage von P_c nach Bild 12d auch für starre Rechteckfundamente angegeben werden.

Da die mittlere Setzung starrer, gleichförmig belasteter Fundamentkörper von großer Bedeutung ist, wurde der Normalspannungsverlauf unter dem charakteristischen Punkt P_c für verschiedene

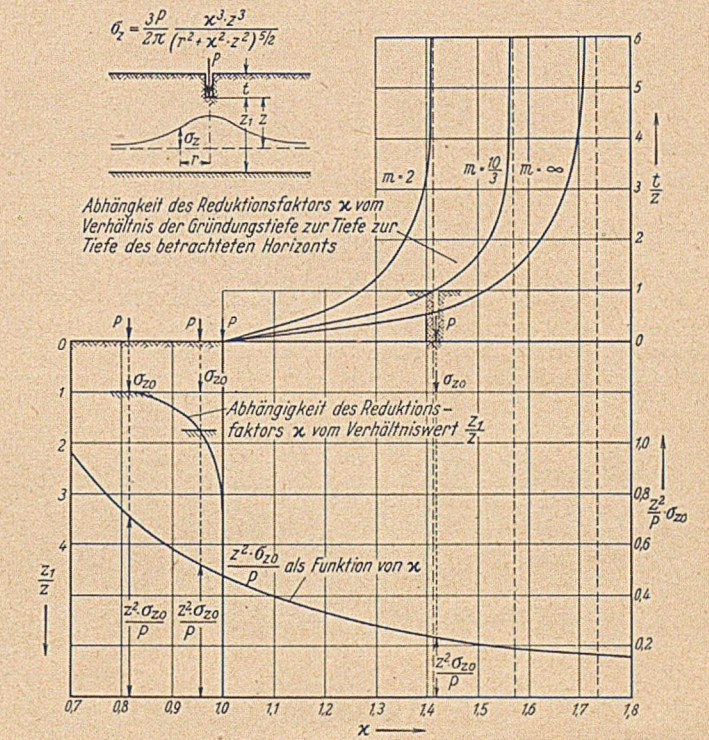


Bild 11. Einfluß der Gründungstiefe t bzw. einer starren Unterlage in der Tiefe z_1 unter der Gründungssohle auf den Reduktionsfaktor α der Druckausbreitung.

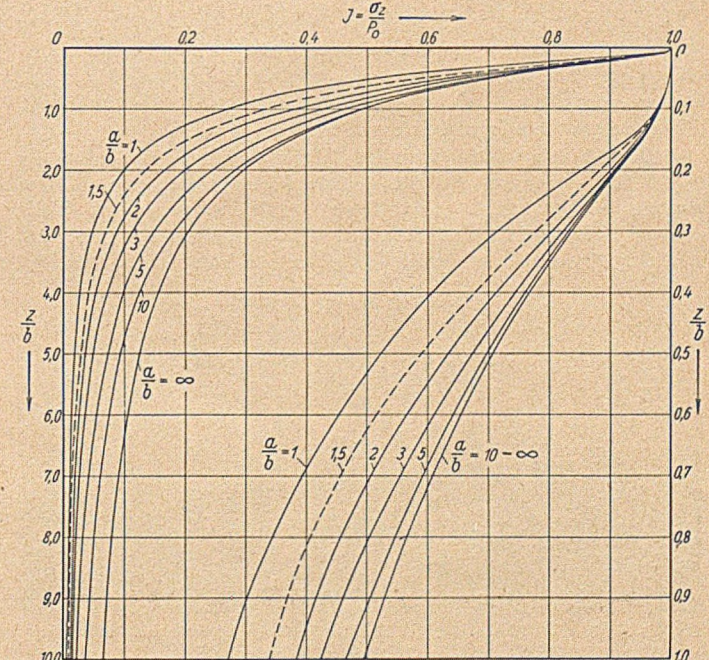


Bild 13. Einflußwerte $J = \frac{\sigma_z}{p_0}$ der lotrechten Normalspannung σ_z für die Seitenverhältnisse $\frac{a}{b} = 1, 1,5, 2, 3, 5, 10$ und ∞ unter charakteristischem Setzungspunkt P_c .

typische Seitenverhältnisse, ähnlich der für die Ecke schlaffer Lastflächen bekannten Steinbrenner-Tafel¹³⁾, in Bild 13 dargestellt. Zur genaueren Ablesung der Einflußwerte $J = \frac{\sigma_z}{p_0}$ in geringen Tiefen ist der Bereich $\frac{t}{z} = 0$ bis 1,0 auf der rechten Seite der Tafel in 10facher Vergrößerung nochmals aufgetragen.

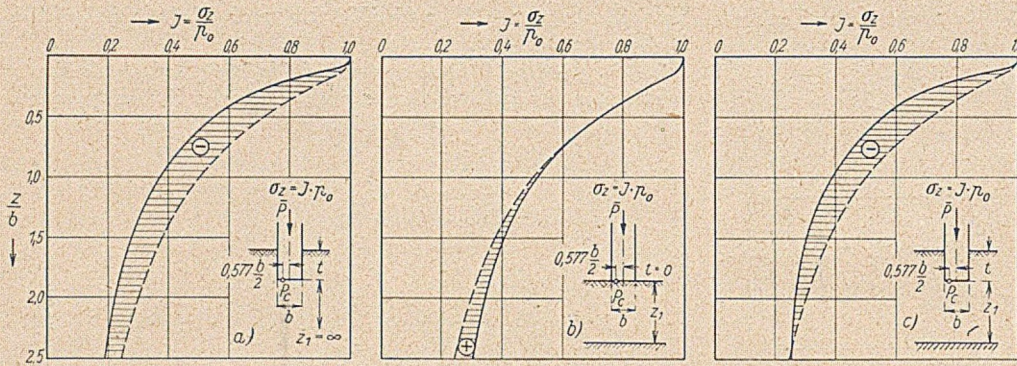


Bild 14. Abweichungen im Spannungsverlauf infolge (a): Gründungstiefe t , (b): begrenzter Schichtmächtigkeit z_1 , und (c): beider Einflüsse (t und z_1).

Unter Benützung dieser Tafel ist in den Bildern 14a bis c der von p_0 ausgehende, mit der Tiefe z abnehmende Spannungsverlauf σ_z für den Grundfall, d. h. Last auf der Oberfläche des Halbraumes ($t = 0, z_1 = \infty$) als unterbrochene Kurve eingezeichnet. Für die besonderen Zahlenwerte $b = 4 \text{ m}, t = 5 \text{ m}, z_1 = 10 \text{ m}$ können die Reduktions-Faktoren κ aus Bild 10 abgelesen und mit den reduzierten Tiefen $\kappa \cdot z$ die Einflußwerte J aus Bild 13 herausgegriffen werden.

Die 3 Fälle

- a) Last in der Tiefe $t = 5 \text{ m}$ angreifend, Schichtmächtigkeit $z_1 = \infty$
- b) Last auf Oberfläche $t = 0$ angreifend, Schichtmächtigkeit $z_1 = 10 \text{ m}$

$b = 4 \text{ m}; t = 5 \text{ m}; z_1 = 10 \text{ m}.$

z in m	$\frac{t}{z}$	$\frac{z_1}{z}$	κ_t	κ_{z_1}	$\frac{\kappa_t \kappa_{z_1}}{b}$	J (a)	$\frac{\kappa_{z_1} z}{b}$	J (b)	$\frac{\kappa_t \kappa_{z_1} z}{b}$	J (c)
0,5	10	20	1,925	1,0	0,240	0,880	1,25	0,969	0,240	0,880
2	2,5	5	1,727	1,0	0,863	0,543	0,500	0,706	0,863	0,543
4	1,25	2,5	1,532	0,975	1,532	0,368	0,975	0,504	1,493	0,375
8	0,625	1,25	1,369	0,836	2,738	0,223	1,672	0,344	2,286	0,262
10	0,50	1,0	1,318	0,768	3,295	0,188	1,920	0,305	2,446	0,247

kleine Rechnungswerte. Bei setzungsempfindlichen Böden können infolge Vernachlässigung der genannten Einflüsse sehr fühlbare Fehler in der Setzungsrechnung entstehen.

Der Brückenbau der Deutschen Bundesbahn im Jahre 1950.

Von Ministerialrat Eugen Ernst, Offenbach (Main).

(Schluß aus Heft 5.)

22. Im folgenden werden einige Beispiele für den Ersatz von Behelfsbauwerken in der Strecke Nürnberg—Crailsheim gegeben, die besonders viele eingleisige Behelfsbrücken mit lästigen Engpässen und Langsamfahrstellen besaß, die im Jahre 1950 fast ganz beseitigt werden konnten.

a) Die im Jahre 1945 zerstörte Altmühlflutbrücke in km 55,83 bestand aus drei gemauerten Segmentbögen von je 14 m Weite und zwei kreisbogenförmigen Gewölben von je 6 m Weite an den Widerlagern. Zwischen den Fundamenten der Pfeiler und Widerlager waren wegen des sehr schlechten Baugrundes bewehrte

6 cm Betondeckung an den unteren Flanschen einbetoniert, wobei unter den Trägern eine kräftige Längs- und Querbewehrung angeordnet wurde. Auch die darüberliegende bewehrte lastverteilende Fahrbahnplatte für den Gleistrog wurde in zwei Teilen betoniert.

b) In derselben Weise wurde die Wörnitzbrücke in km 71,683 der Strecke Nürnberg—Crailsheim endgültig wiederhergestellt. Die Stützweiten betragen hier $3 \times 12,75 \text{ m}$ (Bild 30). Die dadurch ersetzte eingleisige Behelfsbrücke bestand aus Peiner Trägern auf rd. 12 m hohen Stahlpfeilern aus amerikanischem Pfeilergerät.

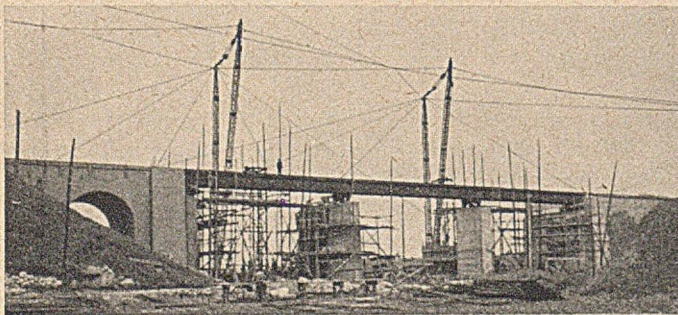


Bild 29. Altmühl-Flutbrücke, km 55,835, Nürnberg—Crailsheim. Ansicht der Brücke während des Baues.

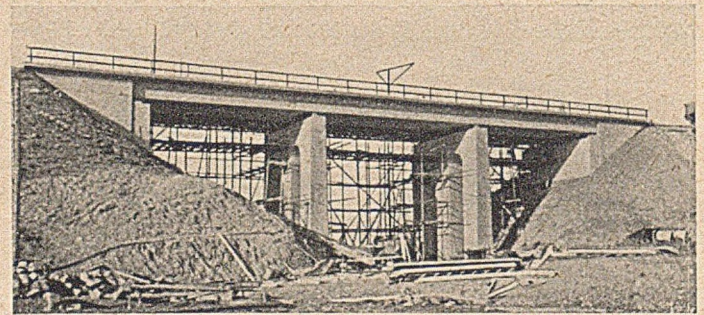


Bild 30. Eisenbahnbrücke über die Wörnitz in km 71,6 der Strecke Nürnberg—Crailsheim. Ansicht des endgültig wiederhergestellten Bauwerks.

Sohlgewölbe auf Betonbohrpfählen eingezogen, die bei der Sprengung der drei mittleren Bögen und der beiden Zwischenpfeiler nur beschädigt worden waren. Die Brücke wurde zunächst durch Peiner Träger auf zwei etwa 9 m hohen Fachwerkstahlstützen aus amerikanischem Pfeilergerät eingleisig behelfsmäßig wiederhergestellt. Bei der endgültigen Wiederherstellung, die in zwei Bauabschnitten bei Aufrechterhaltung des eingleisigen Betriebes durchgeführt wurde, wurden die beiden schlanken Zwischenpfeiler in Beton auf den alten Fundamenten errichtet (Bild 29). Als Überbau wurden in jedem Gleis aus vorhandenen Beständen entnommene vier Walzträger IP 100 durchlaufend über $3 \times 15,5 \text{ m}$ Stützweite verlegt; die Träger wurden mit großen zwischenliegenden Aussparungen mit

c) Die im Jahre 1875 erbaute Eisenbahnbrücke über die fränkische Rezat in km 41,53 der Strecke Nürnberg—Crailsheim bestand ursprünglich aus drei gemauerten Gewölben von je 16 m lichter Weite, die auf Holzpfählen gegründet waren. Im Jahre 1938 mußte das ganze Bauwerk mit Beton ummantelt werden; die Verstärkungen der Widerlager, Pfeiler und Flügelfundamente wurden auf Preßbetonpfählen gegründet und die Gewölbe durch Unterziehen von Stahlbetonbögen verstärkt. 1945 wurden zwei Gewölbe und ein Pfeiler völlig zerstört, wobei die Preßbetonpfähle des Pfeilers geknickt und seitlich verschoben wurden.

Noch im gleichen Jahr wurde ein Gleis behelfsmäßig durch Einbau von vier Behelfsbrücken auf zwei geramten Holzjochen wie-

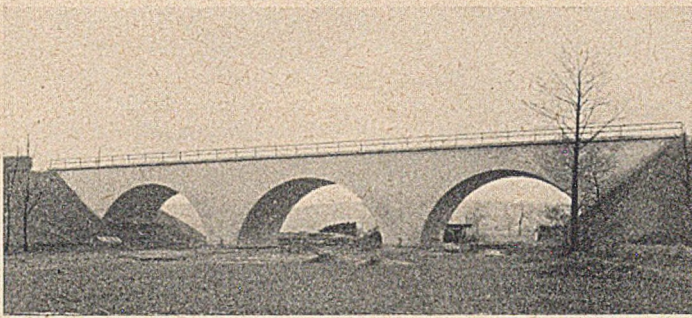


Bild 31. Rezatbrücke, km 41,53, Strecke Nürnberg—Crailsheim, nach endgültiger Wiederherstellung.

derhergestellt. Bei der endgültigen Wiederherstellung des zerstörten Pfeilerfundaments mußte Druckluftgründung gewählt werden, da die weit auskniekten Stahlbetonpfähle eine Spundwandumschließung nicht zuließen. Für die beiden neuen Gewölbe wurden eingespannte Stahlbetongewölbe gewählt. Bild 31 zeigt das endgültig wiederhergestellte Bauwerk.

23. Eisenbahnbrücke über die Donau bei Mariaort km 4,89 der Strecke Regensburg—Nürnberg. Die drei Stromöffnungen der Brücke sind mit Stahlfachwerkträgern von je 65 m Stützweite und mit obenliegender Fahrbahn überbrückt; daran schließen sich an einem Ufer sechs Flutöffnungen mit massiven Gewölben von je 24 m lichter Weite. Von diesen wurden gegen Kriegsende drei nebst zwei Pfeilern völlig zerstört. Bei der im Jahre 1945 durchgeführten behelfsmäßigen Wiederherstellung beider Gleise bauten amerikanische Pioniere acht Behelfsüberbauten von je rd. 20 m Stützweite aus IP 100 auf drei Stahlgerüstpfeilern aus amerikanischem Pfeilergerät (Bild 32 links). Nach Aufbetonieren der beiden Zwischen-

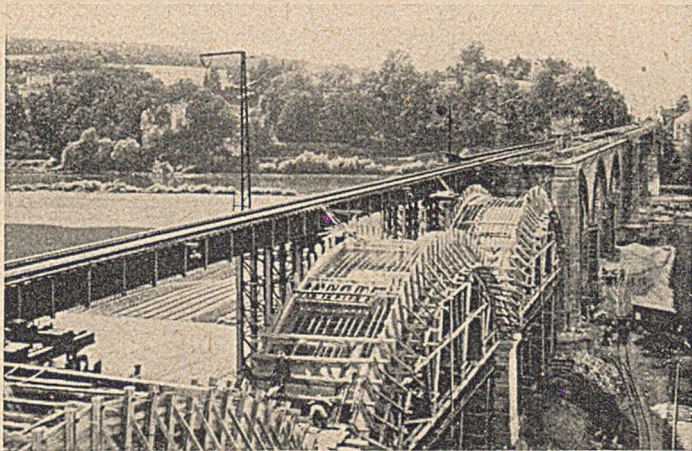


Bild 32. Eisenbahnbrücke über die Donau bei Mariaort, Strecke Regensburg—Nürnberg. Im Vordergrund die Lehrgerüste für die Wiederherstellung von drei zerstörten Gewölben; im Hintergrund die eingleisige Behelfsbrücke.

pfeiler und Abbruch der Behelfsbrücken in einem Gleis wurden die eingespannten Gewölbe der außer Betrieb befindlichen Brückenhälfte in Stahlbeton endgültig wiederhergestellt. Von einer Verkleidung der Gewölbestirnen mit Naturstein wurde der hohen Kosten wegen abgesehen, dagegen wurden die Sichtflächen der aus Beton mit zwischengeschalteten Querstreifen aus Ziegelmauerwerk bestehenden Übermauerung mit Granitsteinen verkleidet. Die erhalten gebliebenen Gewölbe wurden gleichzeitig neu abgedichtet. Die erste endgültig wiederhergestellte Brückenhälfte für das Gleis Regensburg—Nürnberg wurde Ende Oktober in Betrieb genommen. Nach Umlegen des Betriebes wird z. Z. auch die zweite Brückenhälfte in derselben Weise wiederhergestellt.

24. Eisenbahnbrücke über den Neckar in der Strecke Stuttgart—Untertürkheim Rbf—Stuttgart—Gaisburg Gbf (Daimlerbrücke). Die im Jahre 1922

erbaute eingleisige Brücke bestand aus zwei 6 m breiten Dreigelenkbogen von je 42 m Stützweite aus Stampfbeton. Beide Bogen wurden 1945 durch Sprengung zerstört, während Widerlager und Pfeiler leicht beschädigt wurden. Im Herbst 1945 wurde die Brücke zunächst behelfsmäßig mit P-Trägern auf dem alten Mittelpfeiler und acht zusätzlich gerammten Holzjochen wiederhergestellt. Die Behelfsbrücke wurde 1949/50 durch eine Dauerbehelfsbrücke aus SKR-Gerät mit Stützweiten von 51 + 50 m (Bild 33) ersetzt. Die durchlaufenden Überbauten sind einstöckig mit untenliegender Fahrbahn (Systemhöhe der Hauptträger 6 m) und tragen beiderseits Konsolen für größere Versorgungsleitungen und einen 2 m breiten öffentlichen Fußsteig auf der Unterstromseite. Der ganze Überbau ist nicht, wie bei SKR-Gerät üblich, verschraubt, sondern wegen seiner Eigenschaft als Dauerbehelfsbrücke vernietet. Ein Überbau wurde oberhalb der Behelfsbrücke auf festen Montagejochen und der andere im Freivorbau erstellt. Nach Abbruch der Behelfsbrücke wurde der ganze Überbau seitlich eingeschoben; Ab-

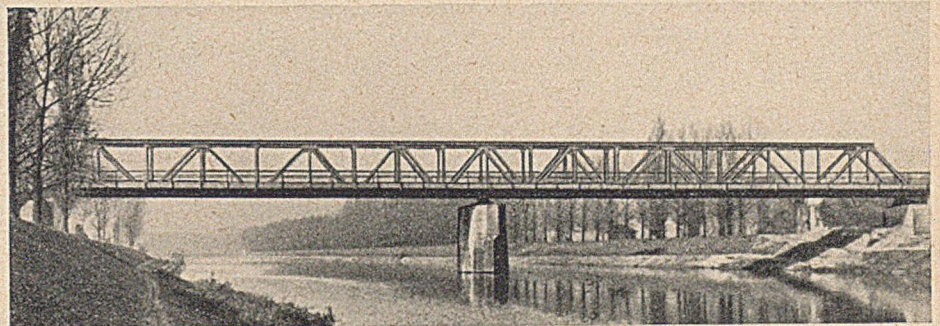


Bild 33. Eisenbahnbrücke über den Neckar in der Strecke Stuttgart—Untertürkheim Rbf.—Stuttgart—Gaisburg Gbf.

bruch- und Verschiebearbeiten bedingten eine Betriebsunterbrechung von nur fünf Tagen. Gesamtstahlgewicht 470 t.

25. Eisenbahnbrücke über das Kochertal bei Schwäb. Hall (Tullau-Viadukt), Strecke Crailsheim—Heilbronn. Der 1867 erbaute schöne Viadukt überbrückte das Tal in 40 m Höhe über der Talsohle mit zwei getrennten, über drei Öffnungen durchlaufenden schweißeisernen Fachwerkträgern von $3 \times 76,2$ m Stützweite aus vierfachem Netzwerk mit obenliegender Fahrbahn bei 3,73 m Gleisabstand. Pfeiler und Widerlager sind aus Natursteinen gemauert. Die Überbauten genügten schon seit längerer Zeit nicht mehr für den schweren Verkehr und sollten vor dem Kriege durch Einbau je eines Zwischenpfeilers in jeder Öffnung tragfähiger gemacht werden. Im Frühjahr 1945 wurde der Überbau in der Flußöffnung gesprengt und stürzte größtenteils ab. Bei der eingleisigen behelfsmäßigen Wiederherstellung wurde der abgestürzte Teil als behelfsmäßige Stütze auf einem Betonfundament verwendet. In die Lücken wurden Behelfsbrücken aus unterspannten Peiner Trägern eingebaut (Bild 34).



Bild 34. Viadukt über das Kochertal bei Schwäbisch-Hall, Strecke Crailsheim—Heilbronn. Behelfsmäßige eingleisige Wiederherstellung.

Vor der endgültigen Wiederherstellung der stählernen Überbauten wurde in jeder Öffnung ein neuer Zwischenpfeiler in Beton hergestellt. Die drei neuen Pfeiler wurden nur mit den statisch notwendigen Querschnitten ausgeführt und sind daher schlanker als die alten Steinpfeiler. Bei der Herstellung von zwei Pfeilern wurde eine besondere Kletterschalung verwendet; der dritte Pfeiler, der innerhalb der behelfsmäßigen Stahlstütze auszuführen war, wurde in üblicher Schalung aufgebaut (Bild 35 rechts).

Die zerstörten Überbauten wurden in der alten Form, und zwar zunächst im stillgelegten Gleis und nach Umlegung des Betriebs im Nachbargleis, wiederhergestellt. Die Montage wurde im Freivorbau mit einem einfachen Vorbaukran mit längs- und querbeweglichem Elektrozug durchgeführt (Bild 35), wobei zunächst der Untergurt vorgestreckt wurde; die vorderen Enden wurden durch die äußeren Streben am rückliegenden Obergurt aufgehängt, dann die Innenstreben eingefädelt und die Obergurtstäbe aufgesetzt. Vor Montagebeginn wurden am Kragarmende starre Querverbände eingebaut und die bestehenden Windverbände im Bereich der Pfeiler verstärkt. Die veralteten, aus sechs dünnen Rollen bestehenden Lager wurden durch Zweirollenlager ersetzt. Die Überbauten, für deren Wiederherstellung 530 t St 37 neu eingebaut wurden, haben nunmehr Stützweiten von $4 \times 38,10 + 48,82 + 27,38$ m.

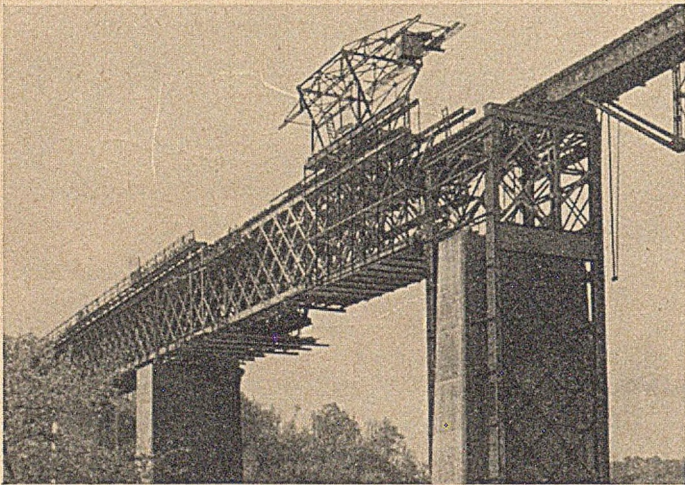


Bild 35. Viadukt über das Kochertal bei Schwäbisch-Hall. Einbau eines Betonpfeilers in die behelfsmäßige Stahlstütze und Freivorbau des stählernen Überbaues.

26. Straßenunterführung in km 62,45, Strecke Hagen—Löttringhausen. Das alte dreigleisige Bauwerk, das gewölbt war und eine Durchfahrtsweite von 7,45 m besaß, wurde 1945 zerstört. Da die Straße in einer S-Kurve durch das Bauwerk führte, wurde die Unterführung bei der endgültigen Wiederherstellung auf Wunsch der Straßenbauverwaltung auf 15 m lichte Weite (senkrecht zur Straßenachse gemessen) erweitert und

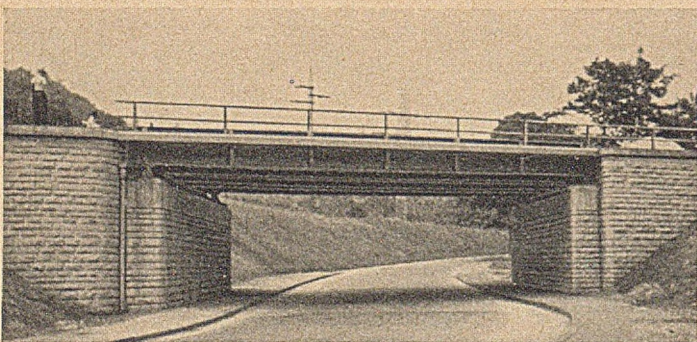


Bild 36. Straßenunterführung in km 62,45, Strecke Hagen—Löttringhausen, nach endgültiger Wiederherstellung.

die Linienführung der Straße verbessert. Die drei neuen Überbauten sind vollständig geschweißte Blechträger in St 37 von je 17,1 m Stützweite und 120 t Gesamtgewicht (Bild 36). Widerlager und Flügel des sehr ansprechend gestalteten Bauwerks wurden mit Sandstein verkleidet, der zum Teil aus den Resten des alten Bauwerks gewonnen werden konnte.

27. Von der Eisenbahnbrücke über die Wupper bei Leichlingen in km 15,56 der Strecke Gruiten—Köln war der erste Überbau bereits im Jahre 1949 eingebaut worden¹⁾. Im Jahre 1950 wurde auch der zweite Überbau mit einem rd. 50 m langen Vorbauschnabel und einer Hilfskonstruktion in der Längsrichtung eingeschoben. Bild 37 zeigt die endgültig wiederhergestellte Brücke.

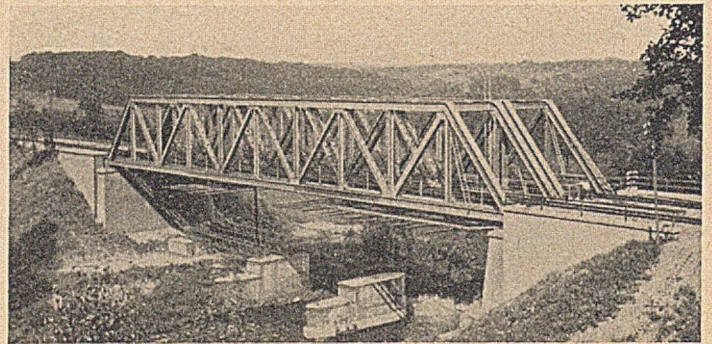


Bild 37. Wupperbrücke bei Leichlingen, km 15,56 der Strecke Gruiten—Köln nach endgültiger Wiederherstellung.

28. Wupperbrücke beim Bahnhof Wuppertal—Oberbarmen in km 121,14 der Strecke Neuß—Schwerte. Das alte Bauwerk, das eine größere Zahl von Bahnhofsgleisen mit drei Öffnungen über die Wupper führt, besteht aus einem Trägerrost mit geschlossener Fahrbahn. Widerlager und Zwischenpfeiler bilden mit der Bahnachse einen Winkel von etwa 60° , und die Träger des Rostes liegen senkrecht zu den Widerlagern und Pfeilern, bilden also mit der Bahnachse einen Winkel von etwa 30° . Das dicht über dem Wasserspiegel liegende Tragwerk ist sehr stark verrostet und muß wegen mangelnder Tragfähigkeit ausgetauscht werden.

Der neue, vollständig geschweißte Überbau besteht aus einem als Trägerrost ausgebildeten Tragwerk, dessen über drei Öffnungen durchlaufende vollwandige und 1 m hohe Hauptträger annähernd in der jeweiligen Richtung der Gleisachsen verlegt wurden, um den abschnittswisen Umbau der Brücke ohne wesentliche Einschränkung des Betriebes zu ermöglichen. Die Stützweiten der Träger betragen etwa $14,7 + 14,9 + 14,7$ m. Über den Pfeilern und in der Mitte jeder Öffnung wurden gleichlaufend zu den Pfeilern Querträger angeordnet, die also etwa 60° schief zu den Hauptträgern liegen. Die auf den Trägern liegende Fahrbahn erhält ein durchgehendes Schotterbett auf Buckelblechen und wird durch besondere Entwässerungshauben entwässert, die durch einen gelöhten Kopfdeckel gleichzeitig eine Entlüftung des Raumes unter dem Bauwerk ermöglichen. Durch Anordnung von zwei durchgehenden Dehnungsfugen in der Längsrichtung wird der gesamte Überbau in drei Abschnitte zerlegt, so daß querverschiebliche Lager entbehrlich sind.

Da die Gleise nur abschnittsweise außer Betrieb gesetzt werden können, muß die Auswechslung der rd. 38 m breiten Brücke in fünf Abschnitten durchgeführt werden. Nachdem die schiefwinklig zu den Gleisachsen liegenden Träger des alten Überbaus am Rande des im Betrieb bleibenden Abschnitts abgefangen worden waren, wurde die Konstruktion des umzubauenden Abschnitts zerschnitten und ausgebaut. Bei der Abfangung wurden die Rostträger in jeder Öffnung an einer über dem alten Tragwerk liegenden Hilfskonstruktion aufgehängt, die aus einem durch aufgeschweißte Lamellen verstärkten und auf den Pfeilern gelagerten Peiner Träger von 100 cm Höhe besteht. Dann wurden die neuen Stahlbeton-Auflagerbänke hergestellt.

Die neuen Tragteile wurden je nach der Anzahl der in einem Bauabschnitt zu verlegenden Hauptträger entweder als Einzelüberbauten, bestehend aus zwei Hauptträgern mit Querträgern und Buckelblechen, oder als einzelne Hauptträger vom Werk an die Baustelle gefahren, und zwar die Trägerpaare mit besonderen Werkswagen und die Einzelträger mit Drehschemelwagen. Auf der Baustelle wurden die in ganzer Brückenlänge fertig angelieferten Teilüberbauten und Einzelhauptträger mit zwei Eisenbahndrehkränen

¹⁾ Bautechn. 27 (1950), Heft 4, S. 117/118.

Beton- und Stahlbetonbau (früher „Beton und Eisen“) mit „Zeitschriftenschau“. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf.)

Heft 6/Juni 1951 bringt:

Heusel: Die neue Führerbrücke zu Berlin aus Spannbeton. — Kottthoff: Die Berechnung des Durchlaufträgers. — Franz: Überblick über den 2. Kongreß der Association Scientifique de la Précontrainte (ASP) in Paris vom 16. bis 18. 10. 1950 (Schluß). — Zuschriften an die Schriftleitung. — Bial: Lastverteilung bei mehrfeldrigen kreuzweise bewehrten Platten. — Dr.-Ing. Hugo Carl Klammt 75 Jahre. — Senator h. c. Otto Grokenberger zum 70. Geburtstag. — Die 48. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. in Wiesbaden am 11. und 12. April 1951. — Versuche an schiefen Platten mit verstärkter Bordkante (Randträger) für Straßenbrücken. Teil II, Laboratoriums-Modellversuche. — Wärmeausdehnung von Beton. — Spannbeton-Straßendecke in England. — Beichtigung und Ergänzung. — Bücherschau.

STELLENANGEBOTE

Gesucht wird für Übersee ein Bauingenieur,

nicht über 45 Jahre, als Leiter eines Steinbruchbetriebes mit Aufbereitungsanlage.

Verlangt wird: Nachweis mehrjähriger Erfahrung auf diesem Gebiet sowie ausreichende Kenntnisse der englischen Sprache. Ausführliche Bewerbung mit handschriftlichem Lebenslauf, Lichtbild, technischer Werdegang und Angabe des frühesten Eintrittes unter 2877 an die Anzeigenverwaltung „Die Bautechnik“, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Diplom-Ingenieur (Bau-Ingenieur)

mit guten Kenntnissen in Statik und Erfahrung im Stahlbrückenbau für die Vorarbeiten zum Umbau der Hochbrücke Levensau über den Nord-Ostsee-Kanal gesucht. Vergütung nach TO. A. III. Beschäftigungsdauer 1-2 Jahre.

Bewerbungsunterlagen an Wasserbauamt Kiel-Holtenu.

Großbauunternehmung sucht für Bauleitungen mehrere

Dipl.-Ingenieure

mit nachgewiesener Baustellenerfahrung.

Bewerbung unter Nr. 2822 an die Anzeigenverwaltung der Zeitschrift „Die Bautechnik“, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Oberingenieur

in leitender Stellung mit reicher Erfahrung auf dem Gebiete des Tief- und Hochbaues, guter Kalkulator und Verhandler, von Großbauunternehmung in Köln zum sofortigen Eintritt gesucht. Ausführliche Angebote mit Lebenslauf, Zeugnissen und Gehaltsansprüche erbeten unter Nr. 2878 an die Anzeigenverwaltung „Die Bautechnik“, in (1) Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Zeitschriftenschau*)

Bearbeitet von

Dipl.-Ing. Torben von Rothe, Berlin-Zehlendorf.

III c. Chemische und andere Einflüsse auf Baustoffe. 2 / Geilinger, E.: Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen. SCHWEIZ. BAUZTG. 68 (1950), H. 49, S. 686—688. — Unter Berücksichtigung der Größe, Konstruktion und Verwendung des Gebäudes sowie der Feuerbekämpfungsmaßnahmen sind Tabellen aufgestellt, die Punktwerte enthalten für die Endberechnung der Gefahrenklassen. Das Punktsystem ist vom Verband Schweizer Brückenbau- und Stahlhochbauunternehmungen für die Beurteilung der Feuersicherheit ausgearbeitet und soll für Baupolizei und Versicherung einerseits, andererseits für Ingenieure und Architekten entsprechende Unterlagen liefern. Auswirkung der errechneten Feuersicherheit auf Verkleidung, Feuerpolizei, Bauvorschriften und Versicherungen.

III r. Rost u. -schutz, Korrosion. 4 / Flister, E.: Neuartiger Rostschutz für Stahlkonstruktionen mittels Fugenstreifen. PLANEN U. BAUEN 4 (1950), H. 7, S. 233. — Neuer Rostschutz nach Versuchen in Bremen: Fugenstreifen „Niemarit“ aus gepreßter Holzfaserverplatte wird, mit Bitumenlösung bestrichen, in den Zwischenraum zwischen zwei Walzprofilen im Stahlbau eingepaßt. Fugenstreifen werden auch für Betonstraßendecken und Flugplatz-Startbahnen mit Erfolg verwendet.

III v. Versuche mit Baustoffen, Baustoffprüfungen. 10 / Wulff, F.: Beitrag für die Schaffung einheitlicher Beurteilungsgrundlagen der Röntgenaufnahmen von Schweißnähten. TECHNIK 5 (1950), H. 11 (Beilage Schweißtechnik), S. 559—563, 10 Abb. — Zur Schaffung einheitlicher Beurteilungsgrundlagen der Röntgenaufnahmen von Schweißnähten wird eine einheitliche Abfassung bzw. Normung der Prüfberichte, eine einheitliche Beurteilung der Röntgenaufnahmen und der Schweißnahtfehler sowie Angabe des angenäherten Festigkeitsmindernden Wertes gefordert.

VII e. Stahlbetonbrücken, allgemeines. 24 / Smet, U.: Le pont sur la Meuse des usines de l'Espérance-Longdoz à Jemeppe. (Die Maasbrücke der Fabriken Espérance-Longdoz in Jemeppe.) TECHN. D. TRAV. 26 (1950), H. 3/4, S. 90—98, 17 Abb. — Strombrücke: Stahlbeton-Gerberhakenbrücke mit 5 Öffnungen von 44, 61, 49, 54 und 30 m. Bewehrung bis zu 82 m Länge stumpf geschweißt. Landbrücken am linken und rechten Ufer mit Stahlbetonbalken von 27 m Länge und Spannbetonbalken von 18 m Länge mit Verankerung nach Maguel. Bauausführung mit Gründung auf Franki-Pfählen, Lehrgerüst, Probelastung.

VII e. Stahlbrücken, allgemeines. 43 / Schibler, W.: Eine provisorische Stahlbrücke über die Melezza bei Palagnedra im Centovalli. SCHWEIZ. BAUZTG. 68 (1950), H. 44, S. 603—605, 10 Abb. — Zweigelenk-Fachwerkkonstruktion von 47 m Spannweite und 21 m Systemhöhe, Entfernung der beiden Hauptträgerebenen in Fahrbahnhöhe 3,90 m, in Kämpferhöhe 8 m. Gesamtlänge einschl. Nebenöffnungen 81 m. Werkstattverbindungen geschweißt, Montageverbindungen geschraubt. Montagevorgang: Freivorbau ohne Gerüst mit Derrick, dabei Rückwärtsverankerung durch die Obergurte der Nebenöffnungen.

VII e. Stahlbrücken, allgemeines. 44 / Ackermann, H.: Die Instandsetzung des Stahltragwerks der Maxbrücke in Schweinfurt. STAHLBAU 20 (1951), H. 3, S. 32—35, 12 Abb. — Instandsetzung durch Einbau eines neuen Stahltragwerkteiles von 29 m Länge, dessen Hauptträgerstücke unmittelbar auf Pfeiler und Widerlager aufgesetzt werden konnten. Transportvorgänge und Montage der je 26 t wiegenden Trägerstücke werden eingehend geschildert.

VII f. Fahrbahnen, Gehwege. 7 / Schleicher, F.: Offene Stahlroste als Fahrbahn auf Straßenbrücken. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 11, S. 429—431, 8 Abb. — Offene Stahlroste nach dem Patent Irving, New-York: Netzförmig vernietet mit doppelt oder einfach gebogenen Füllstäben, Tafeln auf der Baustelle kalt vernietet oder geschweißt. Vorteile: Ständige Reinhaltung der Fahrbahn, Verkehrssicherheit, geringe Stoßwirkungen.

VII h. Hängebrücken. 17 / Leinekugel Coq: Augmentation de la charge portante des anciens ponts suspendus (Erhöhung der Traglasten von bestehenden Hängebrücken). GENIE CIV. 127

*) Einzelhefte der hier angegebenen deutschen Zeitschriften sind über unseren Verlag nicht erhältlich.

Die Schriftleitung der Zeitschriftenschau der „Bautechnik“ steht mit ihrer umfassenden Schrifttumskartei Interessenten zur Beratung in Fragen des Literaturnachweises zur Verfügung.

Zeitschriftenschauaufdrucke werden von der Zeitschriftenschau aus „Die Bautechnik“ und „Beton- und Stahlbetonbau“ ab Jahrgang 1950 zum Preise von je DM 4,— und Porto für den Jahrgang abgegeben. Bestellungen erbiten wir nur an den Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, (1) Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.



TERIPLAST

Zur Verbesserung von Mörtel u. Beton erhöht die Druckfestigkeit, Dichtigkeit u. Frostbeständigkeit. Leichte Verarbeitung, störungsreles Pumpen, keine Entmischung, keine Mehrkosten!

Seitermann K.G.
CHEMISCHE WERKE · DATTELN I.W.
LAGER IN GANZEN EUROPEISCHEN DISTRICT

Fährnachen, werftneu, $10 \times 2,20 \times 0,60$ m.
Fassungsvermögen 40 Personen, sofort
lieferbar, preiswert verkäuflich.
GBR. KLUTH, Duisburg-Ruhrort
Rheinstahlhaus

Tricosal S III

Abbinde-Beschleuniger
für Zement.

Bei schwersten Wasserdichtungsbauten jahrzehntelang bewährt.
Eilige Reparaturen über Nacht möglich.

Chemische Fabrik Grünau A.G.
Jllertissen/Bayern

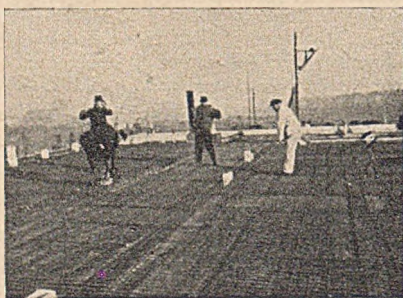
*Stellen-
Anzeigen*

in

Die Bautechnik

erreichen die
gesuchten Fachkräfte

BAUSTAHLGEWEBE



Matte an Matte gereiht, von nur wenigen Männern mit einfachen Handgriffen in kurzer Zeit verlegt, liegt einbaufertiges Baustahlgewebe sicher und unverschieblich auf der Schalung. In den meisten Fällen kann man noch am selben Tage betonieren. Baustahlgewebe spart Zeit und Stahl. BStG-armierte Decken baut man schneller!

BAUSTAHLGEWEBE GMBH
DUSSELDORF · SAMMELRUF: 533 56

(1950), H. 14, S. 272—273. — Die Erhöhung der Betriebsgewichte der Lastkraftwagen macht für die französischen Straßenbrücken eine Erhöhung der zulässigen Beanspruchungen erforderlich. Man beachtet, durch Verwendung der neueren leichten Metall-Legierungen für die Fahrbahntafel die Eigengewichte derart herabzusetzen, daß Lasten bis zu 25 t (statt vorher 8 t) übernommen werden können. 2 Beispiele danach umgebauter Hängebrücken werden angeführt.

VII h. Hängebrücken. 18 / Steinman, D. B.: Der Entwurf einer Brücke von Italien nach Sizilien mit der größten Spannweite der Welt. STAHLBAU 20 (1951), H. 3, S. 29—32, 3 Abb. — Verfasser, der von italienischen Behörden aufgefordert wurde, einen Entwurf für eine kombinierte Straßen- und Eisenbahnbrücke über die Meerenge von Messina auszuarbeiten, berichtet hier eingehend über die Aufgabstellung und die Möglichkeit, über eine Breite von 3,2 km bei einer Meerestiefe von 120 m eine Hängebrücke zu erbauen, deren Mittelöffnung mit 1500 m Spannweite die weiteste der Welt sein wird, während die Seitenöffnungen je 720 m Spannweite aufweisen. Der beachtliche Bericht bringt Einzelheiten über die Konstruktion mit Fachwerkversteifungsträgern nach dem Florianopolis-Typ, mit einem System versteifender Schrägseile und zwei Stockwerken mit 2 Systemen seitlicher Verspannungen. Gründung der Pylonen mit Hilfe offener Senkkästen sowie die gesamte Bauausführung werden eingehend geschildert.

VII s. Straßenbrücken. 2 / Klingenberg, W.: Die neuzeitliche Entwicklung des Straßenbrückenbaues. STRASSE U. AUTOBAHN 1 (1950), H. 6, S. 28—32, 10 Abb. — Besprochen werden der Bau der Autobahnbrücke über die Wupper mit Stahlbeton-Fertigteilen, über die Autobahn bei Ulm in Spannbeton, die Rheinbrücke bei Frankenthal, die Deutzer Rheinbrücke, die Friedrichsbrücke bei Mannheim sowie eine Verbundträgerbrücke neuester Konstruktion.

VII s. Straßenbrücken. 3 / Klingenberg, W.: Erläuterungen zum Entwurf für die Neufassung der DIN 1072. BAUTECHN. 28 (1951), H. 3, S. 65—67. — Die Vorschriften umfassen 3 Belastungselemente, und zwar konzentrierte örtliche Belastung durch ein schweres Fahrzeug, erhöhte Belastung für eine Spur und gleichmäßig verteilte Belastung für die übrige Brückenfläche. Entsprechend den neueren Erkenntnissen werden die Einflüsse aus Vorspannung, Kriechen und Schwinden berücksichtigt. Die Bestimmungen über Verkehrslast sind neu gefaßt. Als solche sind statt der Dampfwalzen die heutigen Kraftfahrzeuge bestimmend. — Wortlaut des Entwurfs vgl. H. 2, S. 37—41.

VII w. Wettbewerbe, Entwürfe. 1 / Waltking, W.: Österleden-Stockholm. Brückenbauliche Studien zum Internationalen Wettbewerb 1949 und zur Ausstellung 1950. BAUTECHN. 28 (1951), H. 2, S. 33 bis 37 u. H. 3, S. 61—63, 48 Abb. — Eingehender Bericht über den internationalen Wettbewerb der Stadt Stockholm, um Ideen für eine Ostlinie und die technischen Möglichkeiten zur Überbrückung des Salzsees zu erkunden. Besprochen werden die preisgekrönten und angekauften Entwürfe, die Auswahl nach brückenbaulichen Gesichtspunkten, die wichtigsten statischen Unterlagen sowohl der Tunnel- wie der Brückenentwürfe. Um die Nachteile wegen der Wasserströmungen über der Sohle zu vermeiden, haben 20% aller Tunnelvorschläge eine Tunnelbrücke vorgesehen, die auf Pfählen oder Betonzwischenpfählen ruht.

VIII e. Elektrifizierung. 3 / Vierfuß, H.: Die Elektrifizierung als europäisches Problem. INT. ARCHIV F. VERKEHRSWES. 2 (1950), H. 1, S. 1—7, 1 Abb., 6 Taf. — Ueberblick über den Einfluß der Elektrifizierung der Eisenbahnen auf die Rationalisierung der gesamten Energiewirtschaft der europäischen Hauptländer. Entwicklung der Stromerzeugung in Deutschland, Frankreich, Belgien und England, mit der Feststellung, daß 1948 die westeuropäische Energieerzeugung etwa 190 Mrd. kWh betrug, wobei das vereinigte Wirtschaftsgebiet Deutschland mit 29 Mrd. beteiligt war. Vorteile der Elektrifizierung.

VIII l. Linienführung. 1 / v. Ranke, V. J. Ch.: Einfaches Rüstzeug für Trassierung und Böschungsgestaltung. STRASS. U. TIEFB. 4 (1950), H. 7, S. 181—185, 14 Abb. — Entwicklung einfacher Formeln zum praktischen Gebrauch beim Trassieren: Aufgaben der Linienführung, Kurven für den Uebergangsbogen, Berechnung der vereinfachten kubischen Parabel als Uebergangsbogen, Aufgaben der Linienführung in der Gradiente, Böschungsgestaltung.

VIII u. Untergrundbahnen, Hochbahnen. 17 / Bardout, G.: Le prolongement de la Ligne No. 13 du Métropolitain de Paris, de la Porte de Saint-Ouen au Carrefour Pleyel à Saint-Denis. (Verlängerung der Linie 13 der Pariser Metro von der Porte de Saint-Ouen zum Carrefour Pleyel in Saint-Denis.) GENIE CIV. 127 (1950), H. 13, S. 241—245, 13 Abb., 1 Taf. — Bau der rd. 3 km langen, zweigleisigen, mit der Bausohle etwa 12 bis 14 m unter der Forts. S. VII



Schriftleitung:
 Professor Dr.-Ing. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule,
 Fernsprecher: Darmstadt 3851, Anschluß 45.

BEILAGE ZUR ZEITSCHRIFT „DIE BAUTECHNIK“

20. Jahrgang

BERLIN, Juni 1951

Heft 6

Direktor Dr.-Ing. Hermann Fischmann †.

Am 12. April 1951 erlag in Berlin-Zehlendorf Direktor Dr.-Ing. Hermann Fischmann, Ehrensator der Technischen Hochschule Breslau, im 75. Lebensjahr einem Herzschlag. Das Leben eines mit reichen Gaben des Geistes und des Herzens ausgestatteten Menschen hat damit seinen Abschluß gefunden.

Hermann Fischmann wurde am 1. Januar 1877 in Jauer (Schlesien) geboren. Er durfte eine sonnige Jugendzeit und glückliche Studentenjahre verleben, die neben ersten Studien noch mit echter, unbeschwerter Studentenfröhlichkeit ausgefüllt waren. Nach Abschluß seiner Studien und der ihnen folgenden Ausbildungsjahre war Fischmann zunächst als Zivilingenieur tätig, um sich dann seinem Lebenswerk, dem deutschen Stahlbau, zu widmen. Als Leiter des statischen Büros des Stahlwerksverbandes in Düsseldorf nahm er sich der Interessen dieses Zweiges der Eisenverarbeitung besonders an. Das nunmehr in 11. Auflage vorliegende Werk „Stahl im Hochbau“ verdankt Fischmann sein Entstehen und bildet zugleich ein bleibendes Denkmal seiner damaligen Tätigkeit. Im Jahre 1917 folgte er einem Ruf des Deutschen Stahlbau-Verbandes, um dessen Geschäftsführung zu übernehmen. Das Ende des ersten Weltkrieges und die Jahre der Inflation gaben Fischmann vielfach Gelegenheit, seine hervorragende organisatorische Begabung und seine Fachkenntnisse einzusetzen zur Überwindung der Schwierigkeiten, mit welchen damals auch die Stahlbau-Industrie kämpfen mußte. Doch Fischmann drängte es, sich als Ingenieur wieder schöpferisch betätigen zu können.

Im Jahre 1924 trat er als Direktor in die Firma Beuchelt und Co. in Grünberg ein. Es war eine Firma des Stahlhoch- und Brückenbaues, die auch einen führenden Namen im Waggonbau hatte und sich außerdem mit Tiefbauarbeiten, speziell mit Gründungen, beschäftigte. Nach dem allzufrühen Tod des Mitinhabers der Firma, Herrn Paul Henke, übernahm Fischmann im Jahre 1928 die alleinige Leitung des Werkes, bis er sie im Jahre 1941 den herangewachsenen Söhnen übergab. Jahre weiterer Tätigkeit, in denen Fischmann seine reichen Erfahrungen dem Stahlbau zur Verfügung stellte, folgten, bis der Tod allem Denken und Trachten ein Ende setzte.

Überall, wo Fischmann arbeitete, nahm er eine wegweisende, führende Stellung ein. Gediogene Fachkenntnisse, ergänzt durch die von Jahr zu Jahr wachsenden wirtschaftlichen und technischen Erfahrungen, machten es Fischmann leicht, im Berufsleben seine reichen Gaben mit großem Erfolge einzusetzen. Sein sicherer Blick für die

lebendigen Zusammenhänge zwischen Eisen schaffender und Eisen verarbeitender Industrie kam ihm hierbei zustatten.

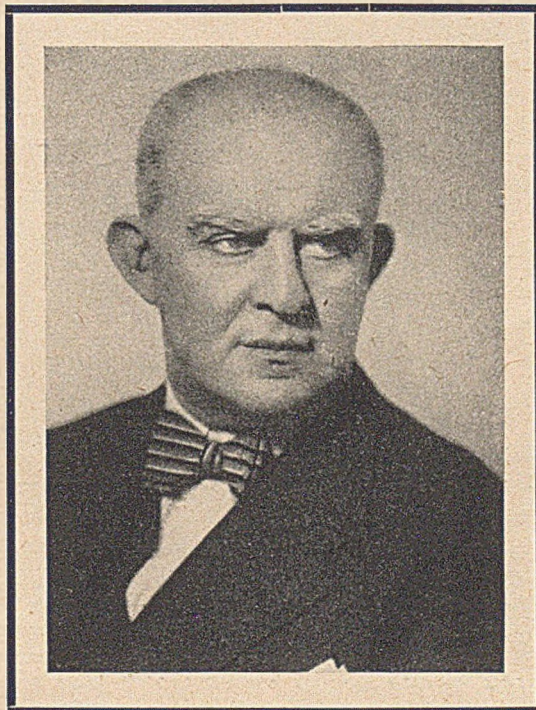
Fischmanns Lebensarbeit ging weit über seine eigentliche Berufsarbeit hinaus. So war es für ihn stets eine Selbstverständlichkeit, an den allgemeinen Aufgaben des Faches tatkräftig mitzuarbeiten. Zu nennen ist hier vor allem seine Tätigkeit im Ausschuß zur Ermittlung der Selbstkosten von neuen Stahlbauten, in einem Instrument also, das sich zu großer Bedeutung für den Stahlbau entwickelte. Seine reichen technischen Erfahrungen und Kenntnisse stellte er bereitwillig durch Mitarbeit im Deutschen Ausschuß für Stahlbau der Allgemeinheit zur Verfügung. Schließlich übernahm Fischmann neben einer Reihe weiterer Ehrenämter 1935 noch die Leitung der Fachgruppe Stahlbau.

Daß bei jedem Schaffen in erster Linie der Mensch vor der Sache kommt, war für Fischmann keine Erkenntnis, diese Tatsache war in seinem Wesen verankert. Ein Meister in der Menschenführung und Menschenbehandlung ging er aufgeschlossenen Herzens den sozialen Problemen der Zeit erfolgreich zu Leibe. Seine besondere Liebe galt der Heranbildung eines tüchtigen Nachwuchses von Arbeitern und Ingenieuren. Die Verleihung der Ehrensator-Würde durch die Technische Hochschule Breslau war für Fischmann ein verdientes äußeres Zeichen der Anerkennung seines Einsatzes im beruflichen Leben.

Das Schicksal beschiede Fischmann aber nicht nur Erfolge, sondern auch schwere Prüfungen. Schon früh verlor er seine Ehefrau. Eine gütige Vorsehung half aber auch hier, denn die einzige Schwester übernahm die Stelle der heimgegangenen Gattin und erhielt dem Bruder mit viel Güte und Liebe das Heim, in dem er gern Verwandte und Freunde zu anregendem Meinungs-austausch und manchem frohen Umtrunk gastfrei versammelte. Freilich, die durch so manche harte Notwendigkeit erzwungene Umstellung fast aller lieb gewordenen Lebensgewohnheiten, als Folge der Ereignisse von 1945, griff auch hier wieder mit harter Hand ein, nachdem schon der Bombenkrieg Fischmann schwer getroffen hatte. Ungebeugt widerstand er allen diesen Stürmen und dankte dem Schicksal, das manche der geschlagenen Wunden wieder heilte.

Die deutsche Stahlbau-Industrie nimmt mit tiefer Wehmut Abschied von einem ihrer Besten. Die hohe Achtung und tiefe Wertschätzung, die dem Lebenden entgegengebracht wurden, werden auch dem Toten bleiben.

Dr. Gustav Oelert.



Kesselhaus für das Großkraftwerk Borken.

Dipl.-Ing. Erich Haulena, Frankfurt/Main.

Im Nachfolgenden soll die Errichtung der Stahlkonstruktion eines Kesselhauses beschrieben werden, deren Anordnung aus den Bildern 1 bis 6 ersichtlich ist.

Bild 1 stellt den Grundriß dar. Das Kesselhaus ist durch das kreuzende Strahlungskessel für eine Leistung von je 125 t/h auf. Die beiden Kesselhausteile sind zur Maschinenhausachse symmetrisch angeordnet. Den Querschnitt durch das Kesselhaus zeigt Bild 2. Er besteht aus Zweigelenrahmen, die 25 250 mm breit, bis zur Traufe 36 600 mm und bis zum First 40 000 mm hoch sind. Auf diese Rahmen aufgesetzt sind die Dachrahmen, die in Bild 7 wiedergegeben sind und deren Firstpunkt eine Höhe von etwa 40,35 m über dem Erdboden hat. Den Rahmen seitlich vorgesetzt ist der Bunkervorbau (Bild 2), der eine Breite von 7 540 mm und eine Gesamthöhe bis zur Traufe von 29 500 mm hat.

Bild 3 zeigt die Ansicht der Giebelwand und Bild 4 einen Blick auf die Bunkerwand und die Dachrahmen der Hälfte des symmetrischen Bauwerkes.

Bild 5 stellt einen Schnitt in Längsrichtung des Kesselhauses, unmittelbar vor den Rahmenstielen in Reihe BB dar. Daraus ist die Rahmenentfernung, die sich aus den betrieblichen Belangen ergibt und 8000 bis 10 200 mm beträgt, ersichtlich. Das Endfeld zeigt die Ausbildung der Windrahmen bzw. Verbände für den Windgriff auf die Giebelwand. Die auf die Giebelwände anfallenden Windkräfte werden mittels horizontaler Windträger und vertikaler Zwischenstiele in die Längswindrahmen und Verbände geleitet.

Bild 6 zeigt die Anordnung der Pfetten mit deren gegenseitigen Aufhängungen sowie die Anordnung der Walme und Verbände. Die Rahmen des Kesselhauses haben aus Stegblechen und Gurtplatten verschweißte Querschnitte, die sowohl in den Stielen als

auch im Riegel eine Höhe von 1 500 mm haben und gemäß ihren verschiedenen Entfernungen entsprechend bemessen wurden.

In Bild 8 ist die Rahmenecke mit dem Montagestoß des Stützenanschlusses dargestellt, der sich nach Bild 2 in einer Höhe von rd. 32 m befindet. Die Verbindung des Stoßes erfolgte mittels Paßschrauben. Bei Anordnung sämtlicher Aussteifungen der Stegbleche wurde darauf geachtet, daß für die durchlaufenden Rahmenlängsnähte ein weiter Raum bis zur Schweißnaht der Aussteifungen verblieb, was aus den runden Ausnehmungen an den Aussteifungswinkeln ersichtlich ist (Bild 8, Schnitt a-a).

In Bild 9 ist der Rahmenfuß dargestellt, der auf einen steifen Trägerrost gelenkig aufgelagert ist. Besonderes Augenmerk wurde dabei auf die dargestellte Aussteifung gelegt.

Die Schweißung der Rahmen erfolgte mit automatischen Schweißgeräten. Lediglich die Rundungen und einzelne kurze Nähte wurden von Hand geschweißt. Die Stiele wurden auf eine Länge von 32 230 mm in der Werkstatt fertig geschweißt. Die 4 Längsnähte zwischen Stegblech und der ersten Gurtplatte haben eine Dicke von 8 mm. Sie wurden automatisch mit dem Ellira-Schweißautomaten geschweißt.

Bild 10 zeigt die Stütze, die in einer besonders hierfür hergestellten Zulage liegt, und den Automaten bei Beginn der Schweißung. Zu sehen ist das Pulver, das der Apparat auf der Schweißnaht hinterläßt, die Elektrodentrommel, der Schweißkopf und der Trichter für das Pulver. Der Apparat läuft auf 4 Rädern, deren eines hintereinanderliegende Paar in einer Rille auf einer schmalen Flacheisenschiene, wie aus Bild 10 zu sehen, geführt wird. Für die 4 Nähte von je 32 m Länge wurden 8 Std. Fertigungszeit benötigt. Ebenso wurden die Lamellen mittels Ellira geschweißt. Nach Fertigschweißung der Hauptgurte kamen die Stützen

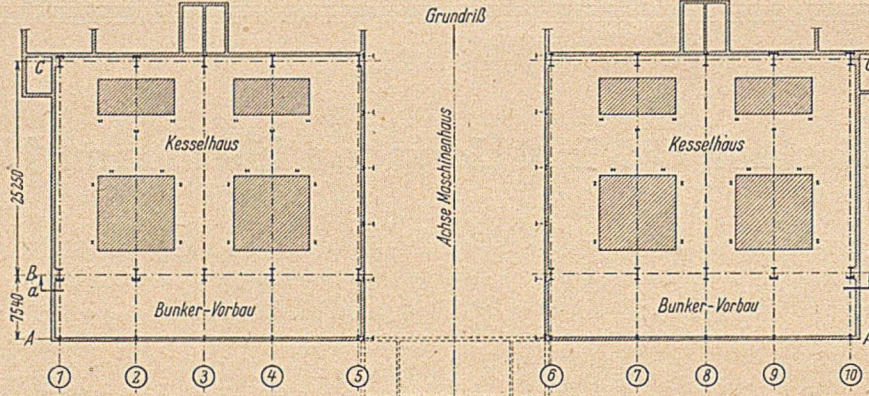


Bild 1. Grundriß.

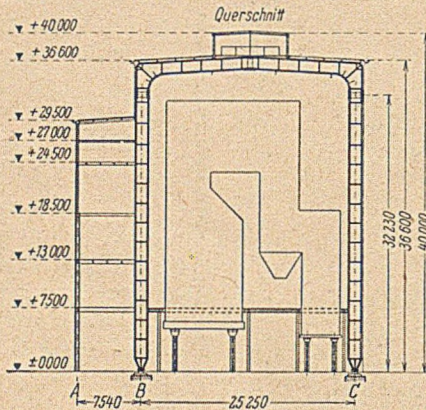


Bild 2. Querschnitt.

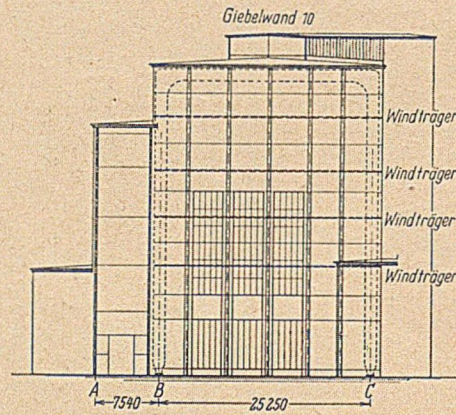


Bild 3. Ansicht der Giebelwand.

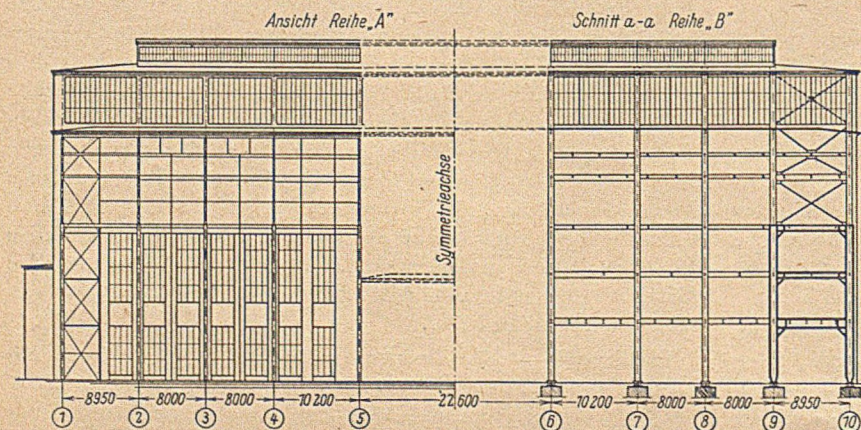


Bild 4. Ansicht Reihe AA.

Bild 5. Schnitt aa.

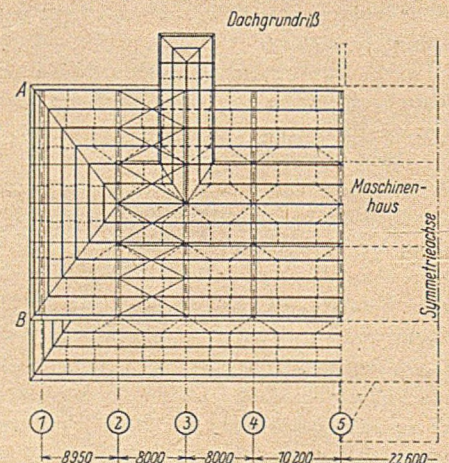


Bild 6. Dachanordnung mit Pfetten, Walm und Verbänden.

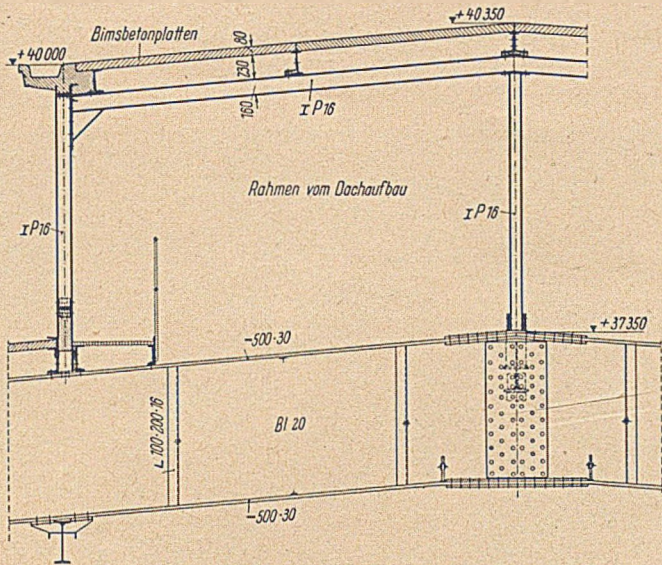


Bild 7. Rahmenriegel.

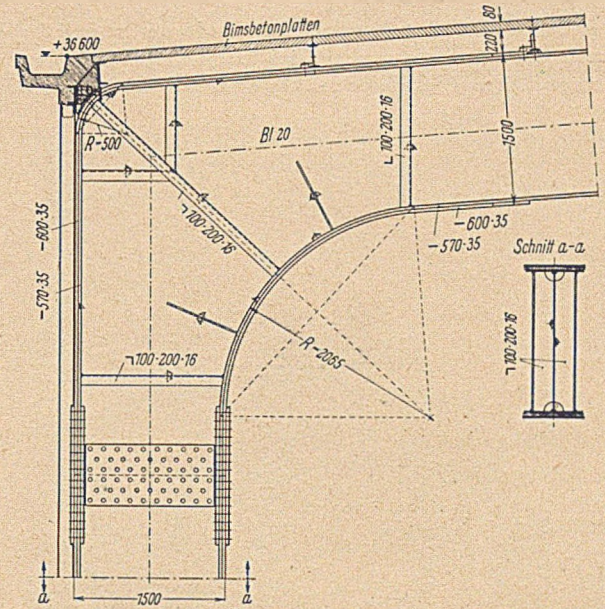


Bild 8. Rahmenecke mit Montagestoß des Stützenanschlusses.

in eine Drehvorrichtung (Bild 11), in der die weiteren Schweißnähte, insbesondere für die Aussteifungen, nach dem automatischen Ellira-Hafertungsverfahren und die ganz kurzen Nähte von Hand verschweißt wurden.

Die Riegel, die aus Transportgründen in der Mitte einen Montagestoß erhielten (Bild 7), wurden ebenfalls in einer Zulage in den geraden Nähten automatisch verschweißt.

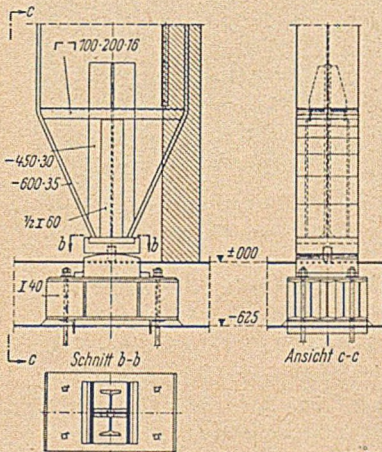


Bild 9. Rahmenfuß.

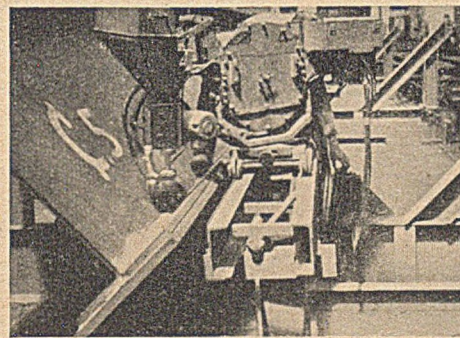


Bild 10. Automatische Ellira-Schweißung der Stütze.

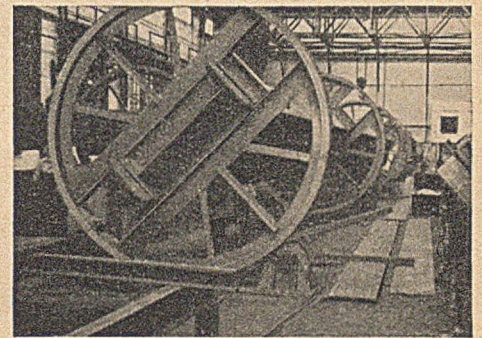


Bild 11. Drehvorrichtung für die Schweißung der kurzen Nähte an den Stützen.

Ein Rahmen wog 90 t, wovon auf je eine Stiellänge von 32 m ca. 30 t und auf einen Riegel ebenfalls 30 t entfielen.

Bild 12 zeigt den Versand der schweren Rahmeneinzelteile unter Zuhilfenahme eines Tiefladewagens der Bundesbahn. Mit einem Transport wurde ein ganzer Rahmen versandt. Es lagen jeweils 2 Stiele und 2 Riegelhälften nebeneinander. Hierbei mußte auf die drehbaren Lagerpunkte namentlich der Stiele, die auf beiden Wagen lagen, Bedacht genommen werden. Dank den mit den zuständigen Stellen der Bundesbahn getroffenen eingehenden Absprachen und den abgestimmten Werkstattarbeiten konnte pausenlos pro Woche ein kompletter Rahmen zur Baustelle transportiert werden. Die Zuglänge von 48 m und Ladehöhe sind aus Bild 12 ersichtlich.

Die Montage erfolgte mittels eines fahrbaren Montagegerüsts (Bild 13, 14, 15), welches aus vorhandenen Geräteteilen zusammengebaut wurde und auf welchem ein Derrick von 40 t Tragkraft aufgestellt wurde. Während der Montage wurde das Gerüst an den Füßen fest unterstützt und verankert; ebenso die Mastsohle auf der Gerüstplattform. Die Art der Mastkopfabspannung ist aus den Bildern 13 bis 15 ersichtlich.

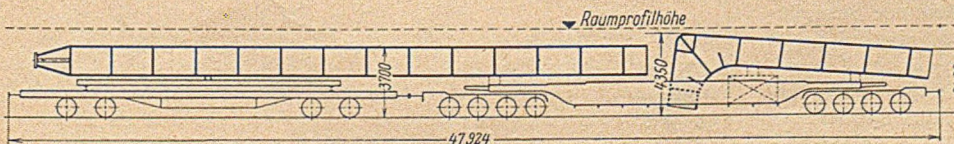


Bild 12. Bahntransport der schweren Rahmeneinzelteile.

Bild 13 zeigt auch den Zug, der an die Stütze so angebracht war, daß beim Anheben aus der Horizontalanlage keine Überbeanspruchungen auftraten. Auf der linken Stütze sieht man auch, wie die Monteure am ausgeklappten Festhaltearm die Stütze ausrichten.

Nachdem die Stützen ausgerichtet und fest verkeilt waren, wurde der Riegel, der aus Versandgründen

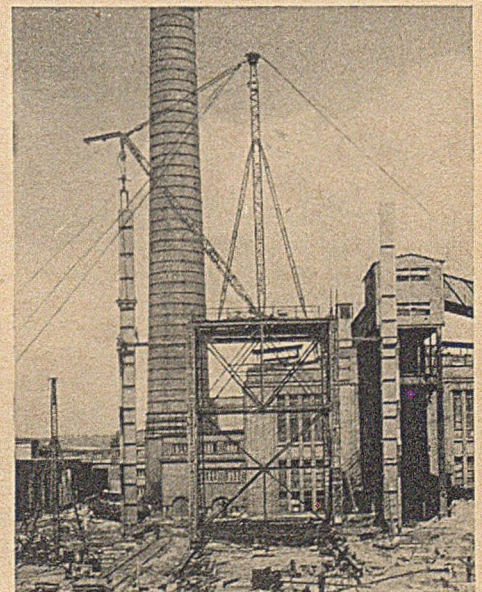


Bild 13. Einsetzen der Rahmenstütze in die Gelenke und Festhaltung derselben durch herausklappbare Arme des Montagegerüsts.

in zwei Teilen zur Baustelle angeliefert wurde, an Ort und Stelle am Boden in der Mitte zusammengefügt und die Stoßverbindung vorgenommen. Hierauf wurde er mittels eines Balanciers vom Derrick

Das Gesamtgewicht der montierten Konstruktion einschl. Bunkervorbau war rd. 2 000 t. Die Gesamtabwicklungszeit der Stahlbaukonstruktion betrug 9 Monate, die Montagedauer hiervon 6 Monate.

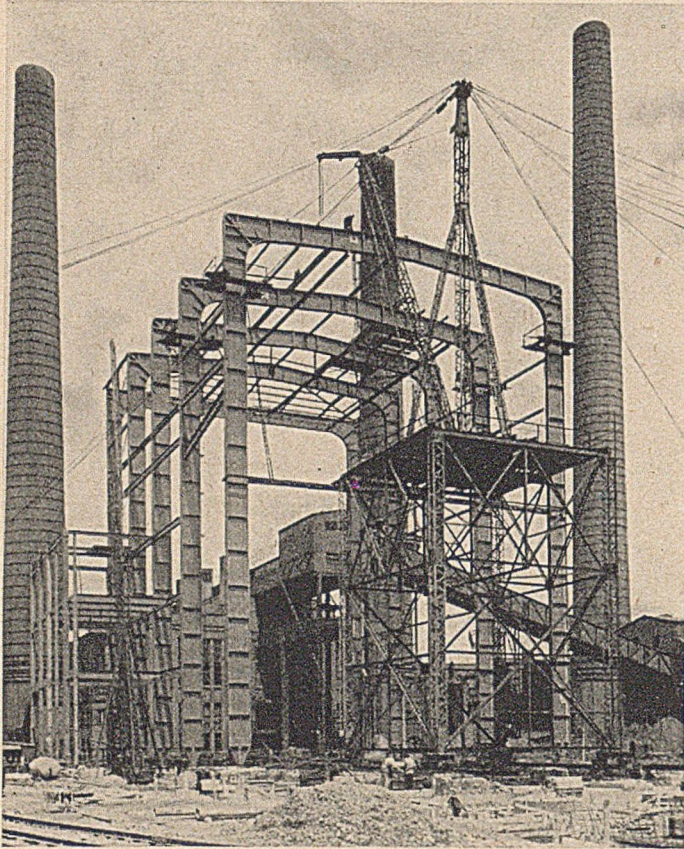


Bild 14. Montagefortschritt nach Aufsehung der Riegel mit Einzelheiten des Montagegerüsts.

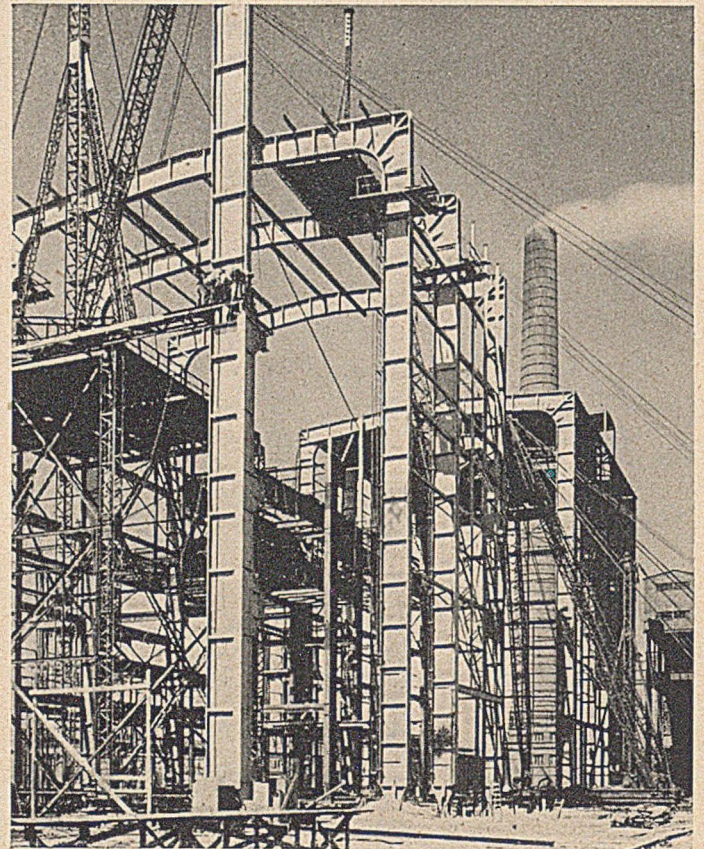


Bild 15. Endzustand der Montage des Kesselhauses, Pfettenmontage mit separatem kleinen Mast.

hochgezogen, auf die Stützenenden abgesetzt, verdornt und die Stützenstoßverbindung durchgeführt. Das Verlegen der Pfetten und die Montage des Dachaufbaues erfolgte mittels eines separaten leichten Mastes (Bild 15).

Auf den Bildern 14 und 15 sieht man auch die in 32 m Höhe befindlichen Arbeitsgerüste für die Ausführung der Montagestöße zwischen Riegel und Stützen.

Die Montagedauer eines Feldes einschließlich Rahmen, Längsriegel, Pfetten und sonstiger Zwischenteile betrug 1 Woche in Übereinstimmung mit dem Werkstattfortschritt.

Trotz der Schwierigkeiten, welche die Montage in der großen Höhe mit sich brachte, verlief sie ohne Unglücksfall.

Auftraggeber war die Preußische Elektrizitäts-A. G. (Preag), Hannover. Die General-Werksplanung und Gesamtleitung wurden durch Brown, Boveri & Cie., A. G., Abt. Kraftwerke, Mannheim, die Stahlkonstruktion des Kesselhauses, deren Berechnung, Werkstattdeliverie und Montage durch J. S. Fries Sohn, Frankfurt/Main, durchgeführt.

Zahlenbeispiel zur Theorie der statisch unbestimmten Tragwerke in Verbundbauweise.

Von Kurt Klöppel und Paul Boué, Darmstadt.

(Schluß aus Heft 5.)

Im ersten Teil dieser Arbeit wurde nach einer allgemeinen Betrachtung und der Aufgabenstellung für die gegebene durchlaufende Straßenbrücke der Klasse I in Stahlverbundbauweise die Ermittlung der unbekanntenen Stützmomente zur Zeit $t = 0$ und $t = t_*$ (unter Berücksichtigung des Kriecheinflusses) durchgeführt. Als Grundlage wurde die Veröffentlichung des erstgenannten Verfassers¹⁾ benutzt. In Anlehnung an die Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau (RV) wurde eine für die Praxis geeignete Schreibweise eingeführt. Außerdem ist eine vorwiegend im Brückenbau zulässige Vereinfachung angegeben.

Im vorliegenden Teil wird zunächst die Ermittlung der Spannungen bei statisch unbestimmten Verbundtragwerken für den Zeitpunkt t allgemein behandelt. Anschließend werden die im ersten Teil angekündigten Methoden zur Erzielung einer Druckvorspannung besprochen. Die zur Zeit $t = 0$ und $t = t_*$ auftretenden Spannungen sind in den Tafeln 1 bis 3 zusammengestellt. Auf den Nachweis der Bruchsicherheit (RV, Abschnitt 8) wurde verzichtet.

VII. Spannungsermittlung.

In der grundlegenden Arbeit¹⁾ wurde in allgemeingültiger Weise gezeigt, wie unter Berücksichtigung des Kriechens die zur Zeit t infolge ständiger Lasten, Änderung der Lagerungsbedingungen und des zeitabhängigen Schwindens wirkenden statischen Überzähligen X zu berechnen sind. Damit können für jede Stelle m des Tragwerkes alle Schnittresultanten und Reaktionen mit Hilfe der Superpositionsformel

$$Y_m = Y_{m0} + \sum_{i=1}^{i=n} X_{iR} \cdot Y_{mi}$$

bestimmt werden. Aus diesen statischen Größen folgen in der üblichen Weise die im jeweiligen Querschnitt m zur Zeit t auftretenden Spannungen. Diese sind jedoch noch nicht die endgültigen Spannungen, denn es ist zu beachten, daß als Folge des Kriechens zur Zeit t auch noch über die Höhe des Querschnittes ein Eigenspannungssystem wirksam ist, das nur keinen Beitrag zu den

Schnittresultanten liefert, weil die Integration dieser Eigenspannungen und auch ihrer statischen Momente über die gesamte Querschnittsfläche Null ergibt, so daß also keine Normalkraft und kein Biegemoment auftreten. Wir haben dieses Eigenspannungssystem für ein konstantes, also zeitunabhängiges Biegemoment M bereits als Gleichungen (16), (17) und (12) angedrückt. Ersetzt man hierin das konstante Moment M durch das für die Zeit $t = t_e$ nach der Superpositionsformel, also unter Verwendung der vorgenannten statisch überzähligen Größen X , sich ergebende Biegemoment

$$M = M_o + \sum_{i=1}^{i=n} X_{iR} \cdot M_i,$$

so erhält man für die auf die Betonquerschnittsfläche und auf die Stahlquerschnittsfläche entfallenden Biegemomente M_{bt} und M_{st} sowie die Normalkräfte N_t des Eigenspannungssystems folgende Beziehungen:

a) Für ständige Lasten, Widerlagerverschiebungen und Widerlagerverdrehungen:

$$M_{bt} = M \cdot \frac{J_b}{J_v (\lambda_1 - \lambda_2)} \left[(\lambda_1 - \lambda_2) + C (e^{\lambda_1 \varphi t} - e^{\lambda_2 \varphi t}) + \lambda_2 e^{\lambda_1 \varphi t} - \lambda_1 e^{\lambda_2 \varphi t} \right] \dots (16)$$

$$M_{st} = M \cdot \frac{J_b}{J_v (\lambda_1 - \lambda_2) D} \left[(\lambda_1 - \lambda_2) (A - B - C) + (\lambda_1 + A - B) (\lambda_2 + C) e^{\lambda_1 \varphi t} - (\lambda_2 + A - B) (\lambda_1 + C) e^{\lambda_2 \varphi t} \right] (17)$$

$$N_t = \frac{1}{s} (M_{st} - M_{bt}) \dots (12)$$

Falls $A - B \approx 1,0$, so läßt sich einfacher ausdrücken:

$$M_{bt} = M \cdot \frac{J_b}{J_v (A - 2B)} \left[(A - 2B) - (A - B - C) e^{-B \varphi t} + (B - C) e^{-(A-B) \varphi t} \right]$$

$$M_{st} = M \cdot \frac{J_b (A - B - C)}{J_v \cdot D} (1 - e^{-B \varphi t}).$$

b) Für zeitabhängiges Schwinden:

$$M_{bt}^S = \frac{\alpha T}{\varphi_i} \cdot \frac{E_b J_b s}{N (\lambda_1 - \lambda_2)} (e^{\lambda_1 \varphi_i t} - e^{\lambda_2 \varphi_i t}) \dots (31)$$

$$M_{st}^S = \frac{\alpha T}{\varphi_i} \cdot \frac{E_b F_b s}{\lambda_1 - \lambda_2} \left[(A - B) (e^{\lambda_1 \varphi_i t} - e^{\lambda_2 \varphi_i t}) + \lambda_1 e^{\lambda_1 \varphi_i t} - \lambda_2 e^{\lambda_2 \varphi_i t} + \lambda_2 - \lambda_1 \right] \dots (32)$$

$$N_t^S = \frac{1}{s} (M_{st}^S - M_{bt}^S) \dots (12)$$

Ist $A - B \approx 1,0$, so wird:

$$M_{bt}^S = \frac{\alpha T}{\varphi_i} \cdot \frac{E_b J_b s}{N (A - 2B)} (e^{-B \varphi_i t} - e^{-(A-B) \varphi_i t})$$

$$M_{st}^S = \frac{\alpha T}{\varphi_i} \cdot E_b F_b s (e^{-B \varphi_i t} - 1).$$

Mit diesen auf die beiden Querschnittsteile entfallenden Biegemomenten und der Normalkraft sind die noch hinzukommenden Eigenspannungen zur Zeit t :

$$\sigma_b = + \frac{N_t}{F_b} + \frac{M_{bt}}{J_b} \cdot \eta_b$$

$$\sigma_{st} = - \frac{N_t}{F_{st}} - \frac{M_{st}}{J_{st}} \cdot \eta_{st}$$

Hierin sind η_b und η_{st} die Abstände der betrachteten Faser eines Verbundquerschnittes von den Schwerachsen Beton und Stahl, wobei die Achsenrichtung nach oben positiv angenommen wird.

D. Erzeugen der Druckvorspannung.

Unter den vorgegebenen Montagebedingungen — Freivorbau der Stahlkonstruktion, keine Rüstung — wirken Verkehr, ungleichmäßige Temperaturänderung und Schwinden auf den Verbundquerschnitt.

⁴⁾ M_{bt} und M_{st} sind neue Bezeichnungen für M_{1t} und M_{2t} in der früheren Arbeit.

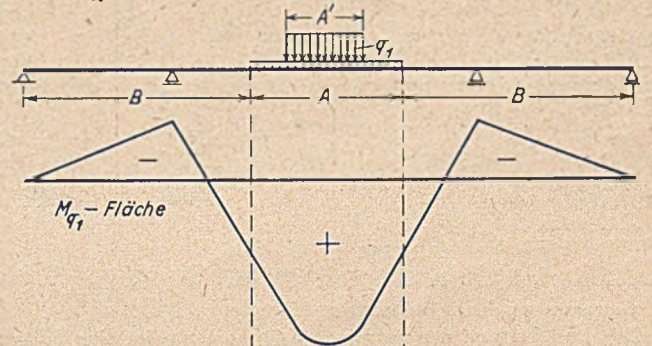
Die negativen Momente hieraus erzeugen im Beton Zugspannungen. Hierzu kommen noch die Eigenspannungen (siehe VII) für ständige Lasten, Änderung der Lagerbedingungen und das zeitabhängige Schwinden.

In unserem Beispiel soll in Oberkante Beton eine Zugspannung von 30 kg/cm² zugelassen sein. Da die Eigenspannungen etwa diese Größe haben, so genügt es, die zuerst genannten negativen Momente durch Vorspannung auszuschalten.

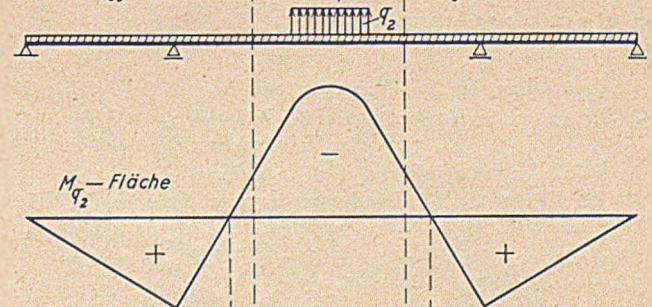
Um die Größe der erforderlichen Druckvorspannung zu bestimmen, stellt man zunächst diese negativen Momente in den maßgebenden Punkten fest. Hierfür kommen in unserem Beispiel in Frage: Über den Mittelstützen (Punkt I), in Brückenmitte (Punkt II) und der Übergang Abschnitt A/B (Punkt III).

Momente im Punkte:	I	II	III
infolge:			
Verkehr	- 1207,96	- 136,29	- 988,17 tm
ungleichmäßige Temperaturänderung	- 368,22	- 368,22	- 368,22 tm
Eigenspannungen infolge ungleichmäßiger Temperaturänderung ⁷⁾	- 267,77	- 315,00	- 180,00 tm
Schwinden	- 275,94	- 275,94	- 275,94 tm
Insgesamt	- 2119,89	- 1095,45	- 1812,33 tm

¹ Vorlast aufgebracht im Zustand: Verbund-nur im Abschnitt A, sonst Stahlquerschnitt wirksam:



² Vorlast weggenommen im Zustand: Verbundquerschnitt über gesamte Brücke wirksam:



³ Auf den Verbundquerschnitt wirkende Vorspannmomente Mv

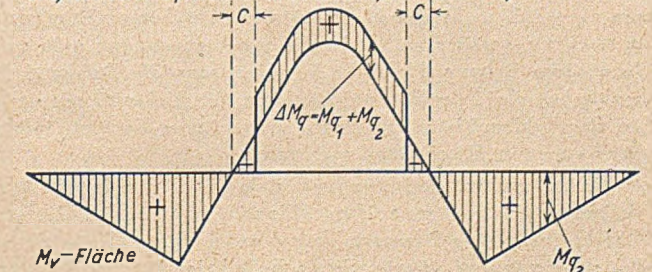


Bild 6. Vorspannung durch Vorbelastung der Brücke während der Montage.

Von der Erleichterung gemäß 6.24 der RV wurde kein Gebrauch gemacht.

⁷⁾ Erhalten durch Umrechnen der oberen Betonrandspannung.

Die erforderlichen positiven Vorspannmomente sind damit festgelegt. Nuncmehr werden die drei zur Diskussion stehenden Verfahren zur Erzielung einer Vorspannung nacheinander angewandt.

Momente [tm]:

Tafel 1.

Punkt		über den	in Brückenmitte	Übergang
		Innenstützen	II	Abschnitt A zu B
		I		III
Auf Stahlquerschnitt wirkend:	$g_{st} = 0,852 \text{ t/m}$	- 681,60	0	- 226,25
	$g_b = 2,400 \text{ t/m}$	- 1090,09	+ 829,91	+ 79,91
	$c_1 = 0,88 - 0,33 = 0,55 \text{ m}$	- 820,36	- 820,36	- 820,36
	zusammen =	- 2592,05	+ 9,55	- 1006,70
Auf Verbundquerschnitt wirkend:	$c_2 = 0,88 \text{ m}$		+ 2742,44 (+ 2120,18)	
	ungl. Temp.-Änd. $\pm \Delta t$		- 368,22	
	Schwinden		(- 275,91)	

Momente inf. Verkehr siehe Abschnitt IIIa.

Momente nach Beend. des Kriechens — z. Zt. $t = t_e$ — sind in Klammer () gesetzt.Spannungen [kg/cm²]:

Pkt.		I		II		III		
		σ_b^o	σ_{st}^u	σ_b^o	σ_{st}^u	σ_b^o	σ_{st}^u	
Auf Stahlquerschnitt wirkend:	(g_{st}, g_b und c_1)	—	- 2110,71	—	+ 6,74	—	- 1083,11	
	$t = 0$	- 82,55	+ 1822,08	- 92,87	+ 1697,02	- 108,05	+ 2452,56	
Auf Verbund wirkend:	c_2 *) $t = t_e$	(- 41,20)	(+ 1504,33)	(- 41,76)	(+ 1380,66)	(- 53,78)	(+ 2005,63)	
	Verkehr	}	+ 36,36	- 802,57	+ 4,62	- 84,34	+ 38,93	- 883,72
			- 1,83	+ 40,37	- 31,66	+ 577,89	- 12,74	+ 289,24
	$\pm \Delta t$ *)		$\pm 19,14$	$\mp 190,85$	$\pm 23,13$	$\mp 192,86$	$\pm 21,59$	$\mp 282,30$
	Schwinden*) $t = t_e$		(+ 15,77)	(- 138,28)	(+ 18,59)	(- 142,42)	(+ 17,72)	(- 206,31)
	Insgesamt:	$t = 0$	max σ	- 27,05	- 57,41	- 65,22	+ 2474,51	- 47,53
min σ			- 103,52	- 1282,05	- 147,76	+ 1426,56	- 142,38	+ 203,43
$t = t_e$		max σ	+ 30,07	- 513,44	+ 4,58	+ 2015,73	+ 24,46	+ 1287,75
		min σ	- 46,40	- 1738,08	- 77,96	+ 967,78	- 70,39	- 449,81

*) Einschließlich der Eigenspannung.

Tafel 1. Momente und Spannungen in den Punkten I, II und III (s. Bild 3) bei Erzeugung der Vorspannung durch Stützenverschiebung.

a) Vorspannung durch Stützenverschiebung.

Zur Ausschaltung der negativen Stützmomente ist eine Stützenverschiebung von $c_2 = \frac{2120}{2409} = 0,88 \text{ m}$ notwendig.

$$c_1 = 0,88 - 0,33 = 0,55 \text{ m.}$$

Montagevorgang:

1. Freivorbau der Stahlkonstruktion, Baustoß in Brückenmitte.
2. Absenken der Außenstützen für Baustoß $c_M = 0,33 \text{ m}$, für Vorspannung $c_1 = 0,55 \text{ m}$.
3. Fahrbahnplatte in einem Guß betonierte.
4. Zur Erzeugung der Druckvorspannung: Anheben der Stützen 0 und 3 um $c_2 = 0,88 \text{ m}$, nachdem der Beton erhärtet ist.

Momente und Spannungen für diesen Fall findet man in Tafel 1 zusammengestellt.

Der Freivorbau mit Baustoß in Brückenmitte verlangt wegen des tangentengleichen Überganges eine Absenkung der Außenstützen um $c_M = 0,33 \text{ m}$. Ist der Montagestoß ausgeführt, senkt man um $c_1 = c_2 - c_M$ weiter ab. c_2 ist die zur Vorspannung später erforderliche Hebung. Nuncmehr betonierte man die Brückendecke und hebt, sobald der Beton erhärtet ist, die Außenstützen um c_2 an. Der Verbund ist voll wirksam, die positiven Momente infolge c_2 erzeugen im Beton Druckspannungen.

Die zu beseitigenden Spannungen sind über den Innenstützen (kritischer Punkt I) am größten. Wir wählen c_2 so, daß hier nach Überlagerung aller Beanspruchungen unter Vernachlässigung der Eigenspannungen im ungünstigsten Falle keine Betonzugspannungen auftreten. Durch das Kriechen werden die statisch Überzähligen infolge der Stützenverschiebungen abgebaut. Dieser Abfall muß bei der Wahl von c_2 beachtet werden, damit nach Beendigung des Kriechens die Vorspannung in ausreichender Größe vorhanden ist.

In Brückenmitte treten zu den Betondruckspannungen aus Verkehr und ungleichmäßiger Temperaturänderung diejenigen infolge der Stützenverschiebung c_2 . Zur Zeit $t = 0$ liegt der Maximalwert vor (kritischer Punkt II). Später wirken Kriechen und Schwinden abmindernd. Es kann notwendig sein, die Verschiebungen c_2 in Zeitabständen und Raten vorzunehmen, so daß $\sigma_{bd \text{ zu I}}$ in Brückenmitte zu keinem Zeitpunkt überschritten wird. Für die später als zur Zeit $t = 0$ (Montagende) eingeleiteten Ratenverschiebungen c_{2i} ist der Kriechabfall geringer. Die erforderliche Gesamtverschiebung $c_2 = \sum c_{2i}$ ist in

diesem Falle kleiner, als wenn man nur einen Schritt z. Zt. $t = 0$ vorsieht. Eine solche Maßnahme allein zur Verringerung der Gesamtverschiebung durchzuführen, ist nicht zu empfehlen, denn um ein wesentlich kleineres c_2 zu erzielen, sind größere Zeitabstände zwischen den einzelnen Raten erforderlich. Der meist nur geringe Gewinn rechtfertigt eine längere Bauzeit im allgemeinen nicht (s. auch!).

b) Vorspannung durch Vorlast.

Um über den Stützen die negativen Momente auszuschalten, ist eine Vorlast von $q = \frac{2120}{146,16} = 14,5 \text{ t/m} = 2,9 \text{ t/m}^2$ erforderlich.

$$(q = q_1 = q_2.)$$

Montagevorgang:

1. Stahlüberbau im Freivorbau erstellt, Baustoß in Brückenmitte.
2. Betonieren der Fahrbahnplatte im Abschnitt A (s. Bild 3 u. 6).
3. Nach dem Erhärten des Betons Aufbringen der Vorlast (q_1) im Abschnitt A'.
4. Betonieren der Abschnitte B der Fahrbahnplatte.
5. Nach Erhärten Entfernen der Vorlast (q_2).

Zusammenstellung der Momente und Spannungen Tafel 2.

Nach Errichten des Stahlüberbaues wird der Abschnitt A der Fahrbahnplatte hergestellt (Bild 6). Hierbei wirkt allein der Stahlquerschnitt. Ist der Beton erhärtet, so gibt man im Abschnitt A' die Vorlast q_1 auf. Die Brückendecke in den Abschnitten B wird nunmehr betonierte. Für die Vorlast und das Eigengewicht des Betons in Abschnitt B ist in diesen Abschnitten der Stahlquerschnitt, sonst aber der Verbundquerschnitt wirksam. Längs der gesamten Brücke ist der Verbund vorhanden, sobald der zuletzt aufgebraute Beton (g_{bB}) erhärtet ist. In diesem Zustand wird die Vorlast entfernt (q_2).

Über den Stützen wirken die positiven Momente M_{q_2} auf den Verbundquerschnitt. Zunächst wählt man $q = q_1 = q_2$ so, daß

Momente [tm]:

Tafel 2.

Ständige Lasten:	Pkt.	I		II		III		
						im Abschnitt B	im Abschnitt A	
Auf Stahlquerschnitt wirkend:	$g_{st} = 0,852 \text{ t/m}$	—	681,60	0	—	266,25	—	266,25
	$g_{bA} = 2,400 \text{ t/m}$	—	548,83	+ 1101,18	—	341,18	—	341,18
	$q_1 = 14,500 \text{ t/m}$	—	1525,98	—	—	649,02	—	—
	$g_{bB} = 2,400 \text{ t/m}$	—	319,80	—	—	49,80	—	—
	zusammen =	—	3076,21	+ 1101,18	—	674,15	—	74,93
Auf Verbundquerschnitt wirkend:	$q_1 = 14,500 \text{ t/m}$	—	—	+ 3549,02	—	—	—	+ 649,02
	$g_{bB} = 2,400 \text{ t/m}$	—	—	49,80	—	—	—	49,80
	$q_2 = 14,500 \text{ t/m}$	—	2119,32	— 2955,68	—	—	—	— 55,68
	zusammen =	—	+ 2119,32	+ 543,54	—	— 55,68	—	+ 443,54

Verkehr, $\pm \Delta t$ und Schwinden wie Tafel 1.

Spannungen [kg/cm²]:

Pkt.	I		II		III _B		III _A			
	σ_b^o	σ_{st}^u	σ_b^o	σ_{st}^u	σ_b^o	σ_{st}^u	σ_b^o	σ_{st}^u		
Ständige Lasten:	auf Stahl wirkend:	—	— 2504,96	—	+ 777,54	—	+ 725,32	—	+ 80,62	
	auf Verbund wirkend:**)	— 63,79 (— 41,18)	+ 1408,08 (+ 1503,73)	— 18,43 (— 10,71)	+ 336,34 (+ 353,95)	+ 2,19 (+ 1,41)	— 49,80 (— 52,68)	— 17,48 (— 11,25)	+ 396,66 (+ 419,58)	
Verkehr	}	+ 36,36	— 802,57	+ 4,62	— 83,34	+ 38,93	— 883,72	+ 38,93	— 883,72	
		— 1,83	+ 40,37	— 31,66	+ 577,89	— 12,74	+ 289,24	— 12,74	+ 289,24	
$\pm \Delta t^*$		$\pm 19,14$	$\mp 190,85$	$\pm 23,13$	$\mp 192,86$	$\pm 21,59$	$\mp 282,30$	$\pm 21,59$	$\mp 282,30$	
Schwinden ($t = t_e$ *)		(+ 15,77)	(— 138,28)	(+ 18,59)	(— 142,42)	(+ 17,72)	(— 206,31)	(+ 17,72)	(— 206,31)	
Insgesamt:	}	$t = 0$ max σ	— 8,29	— 865,66	+ 9,32	+ 1884,63	+ 62,71	+ 1247,06	+ 43,04	+ 1048,82
		min σ	— 84,76	— 2090,30	— 73,22	+ 837,68	— 32,14	— 490,50	— 51,81	— 688,74
		$t = t_e$ max σ	+ 30,09	— 908,29	+ 35,63	+ 1759,82	+ 79,65	+ 1039,87	+ 66,99	+ 865,43
		min σ	— 46,38	— 2132,93	— 46,91	+ 712,87	— 15,20	— 696,69	— 27,86	— 872,13

*) Inf. Eigenspannung und stat. unbest. Lagerung.

***) Spannungen z. Zt. t_e , enthalten die Eigenspannungen.

Tafel 2. Momente und Spannungen in den Punkten I, II und III (s. Bild 3) bei Erzeugung der Vorspannung durch Vorbelastung der Brücke während der Montage.

nach Überlagerung der Spannungen aus Verkehr, ungleichmäßiger Temperaturänderung, Schwinden und Vorlast ohne die Eigenspannungen in diesem Querschnitt (Oberkante Beton) keine Betonzugspannungen vorhanden sind.

Im Abschnitt A wirken sowohl M_{q1} als auch M_{q2} — jedoch mit entgegengesetzten Vorzeichen und ungleich groß — auf den Verbund (Bild 6). Wegen $|M_{q1}| > |M_{q2}|$ bleibt eine geringe Betondruckspannung, die nicht ausreicht, die auftretende Zugspannung zu beseitigen. Wollte man dies erreichen, so wäre eine Vorlast von erheblicher Größe erforderlich. Gleichzeitig steigt dann die max. Betondruckspannung über den Stützen an.

Ein weiterer kritischer Punkt liegt im Bereich C (Bild 6). Hier treten unerwünschte Betonzugspannungen auf, da das positive Moment M_{q1} den Stahl, das negative Moment M_{q2} den Verbundquerschnitt beanspruchen. Man vermeidet dies, indem man den Betonierabschnitt A bis zu den Nullpunkten der M_{q1} -Fläche ausdehnt. Es sind dann vorhanden: im Abschnitt A eine Vorspannung infolge $\Delta M_q = M_{q1} + M_{q2}$ und zwischen dem Ende des Teiles A und der Stütze ein vorspannendes Moment von mindestens ΔM_q . Der Nullpunkt der M_{q1} -Fläche liegt zwischen Stütze und Festpunkt. Hier wirkt ein größeres negatives Moment infolge Verkehr als in Brückenmitte. Somit ist der kritische Punkt III (= Übergangsstelle Abschnitt A zu B) für die endgültige Größe der Vorlast q maßgebend.

Grundsätzlich ist auf diesem Wege das erwünschte Reduzieren der Betonzugspannungen möglich. Praktisch stehen jedoch diesem Verfahren technische Schwierigkeiten beim Aufbringen sehr großer Vorlasten auf nur kleinem Raum entgegen. Im Zahlenbeispiel wurden daher nur die negativen Momente über den Stützen ausgeschaltet. Auf die Ausdehnung des Bereiches A bis zu den Nullpunkten der M_{q1} -Fläche wurde zugunsten der Vergleichsmöglichkeiten mit den anderen Fällen verzichtet.

c) Vorspannung durch Stützenverschiebung und Vorlast.

Durch Stützenverschiebung wird das erforderliche Vorspannmoment in Punkt III aufgebracht. Die noch verbleibende Differenz über den Innenstützen soll durch Vorlast abgedeckt werden.

$$c_2 = \frac{1820}{2409} = 0,76 \text{ m}, \quad q = \frac{2120 - 1820}{146,16} = 2,1 \text{ t/m} = 0,42 \text{ t/m}^2.$$

Montagevorgang:

1. Stahlüberbau im Freivorbau, Montagestoß in Brückenmitte.
2. Absenken der Außenstützen für Baustoß $c_{II} = 0,33 \text{ m}$, für Vorspannung $c_1 = 0,76 - 0,33 = 0,43 \text{ m}$.
3. Abschnitt A der Fahrbahnplatte betonieren.
4. Aufbringen der Vorlast (q_1) in Abschnitt A', sobald Abschnitt A erhärtet ist.
5. Betonieren des Abschnittes B der Brückendecke.
6. Nach dem Erhärten des Betonabschnittes B Entfernen der Vorlast (q_2).
7. Anheben der Stützen 0 und 3 um $c_2 = 0,76 \text{ m}$.

Momente und Spannungen sind Tafel 3 zu entnehmen.

Es sei festgestellt, daß mit jeder der beiden bisher behandelten Vorspannmethode allein das gewünschte Ziel — Reduzieren der Betonzugspannungen und Herabdrücken auf $\sigma_{bz \text{ zul}}$ — zu erreichen ist. Bei der Stützenverschiebung ergeben sich dabei oft längere Montagezeiten (Ratenverschiebungen) und unter Umständen Überschreitung von $\sigma_{bz \text{ zul}}$ in Brückenmitte. Die Notwendigkeit, sehr große Vorlasten q zu benutzen, schaltet meist die zweite Methode aus. Bei geschickter Kombination beider Verfahren lassen sich die genannten Nachteile auf ein Minimum beschränken.

Die kritischen Punkte: Über den Stützen, in Feldmitte und am Übergang Abschnitt A/B müssen beachtet werden.

Über den Stützen addieren sich die Vorspannungsanteile beider Methoden.

Momente [tm]:

Tafel 3.

Ständige Lasten:	Pkt.	I	II	III	
				im Abschnitt B	im Abschnitt A
Auf Stahlquerschnitt wirkend:	$g_{st} = 0,852 \text{ t/m}$	— 681,60	0	— 266,25	— 266,25
	$g_{bA} = 2,400 \text{ t/m}$	— 548,83	+ 1101,18	+ 341,18	+ 341,18
	$c_1 = 0,76 - 0,33 = 0,43 \text{ m}$	— 641,37	— 641,37	— 641,37	— 641,37
	$g_{bB} = 2,400 \text{ t/m}$	— 319,80	—	— 49,80	—
	$q_1 = 2,100 \text{ t/m}$	— 221,00	—	+ 94,00	—
zusammen =		— 2412,60	+ 459,81	— 522,24	— 566,44
Auf Verbundquerschnitt wirkend:	$g_{bB} = 2,400 \text{ t/m}$	—	— 49,80	—	— 49,80
	$q_1 = 2,100 \text{ t/m}$	—	+ 514,00	—	+ 94,00
	$q_2 = 2,100 \text{ t/m}$	+ 306,94	— 428,06	— 8,06	— 8,06
	$c_2 = 0,76 \text{ m}$	—	+ 2368,47	(+ 1831,07)	—
	zusammen =		$t = 0$ + 2674,41	+ 2404,61	+ 2360,41
		$t = t_e$ (+ 2138,01)	(+ 1867,21)	(+ 1823,01)	(+ 1867,21)

Verkehr, $\pm \Delta t$ und Schwinden wie Tafel 1.Spannungen [kg/cm²]:

Ständige Lasten:	Pkt.	I		II		III _B		III _A		
		σ_b^o	σ_{st}^u	σ_b^o	σ_{st}^u	σ_b^o	σ_{st}^u	σ_b^o	σ_{st}^u	
auf Stahl wirkend:	—	—	— 1964,58	—	+ 324,67	—	— 561,88	—	— 609,43	
	auf Verbund wirkend:**)	— 80,50 (— 41,54)	+ 1776,88 (+ 1516,98)	— 81,52 (— 36,79)	+ 1487,97 (+ 1215,93)	— 93,00 (— 46,24)	+ 2110,92 (+ 1724,52)	— 94,74 (— 47,36)	+ 2150,44 (+ 1766,33)	
Verkehr $\pm \Delta t^*$ Schwinden*) ($t = t_e$)	{	+ 36,36	— 802,57	+ 4,62	— 84,34	+ 38,93	— 883,72	+ 38,93	— 883,72	
		— 1,84	+ 40,37	— 31,66	+ 577,89	— 12,74	+ 289,24	— 12,74	+ 289,24	
		$\pm 19,14$	$\mp 190,85$	$\pm 23,13$	$\mp 192,86$	$\mp 21,59$	$\mp 282,30$	$\pm 21,59$	$\mp 282,30$	
Insgesamt:	{	$t = 0$ max σ	— 25,00	+ 43,52	— 53,77	+ 2583,39	— 32,48	+ 2120,58	— 34,22	+ 2112,55
		min σ	— 101,47	— 1181,12	— 136,31	+ 1535,44	— 127,33	+ 383,02	— 129,07	+ 374,99
		$t = t_e$ max σ	+ 29,73	— 354,66	+ 9,55	+ 2168,93	+ 32,00	+ 1527,87	+ 30,88	+ 1522,13
		min σ	— 46,75	— 1579,30	— 72,99	+ 1120,98	— 62,85	— 209,69	— 63,59	— 215,43

*) Inf. Eigenspannung und stat. unbest. Lagerung.

**) z. Zt. t_e , enthalten die Eigenspannungen.

Tafel 3. Momente und Spannungen in den Punkten I, II und III (s. Bild 3) bei Erzeugung der Vorspannung durch Stützenverschiebung und Vorbelastung der Brücke während der Montage (Kombination).

In Feldmitte wirkt hauptsächlich die Vorspannung infolge Stützenverschiebung. Lediglich das schon erwähnte Moment ΔM_q tritt hier noch hinzu. Eine Überschreitung von $\sigma_{b, \text{zul}}$ ist im allgemeinen nicht zu erwarten.

Im Übergangspunkt der Abschnitte A/B liegen entsprechende Verhältnisse vor. Auf die Ausdehnung des Abschnittes A bis zu den Nullpunkten der M_{q1} -Fläche kann man verzichten. Aufschluß über die richtige Lage des Endpunktes gibt der Spannungsnadweis im Punkte III, Abschnitt B. (Die Spannungsüberschreitung deutet darauf hin, daß der Endpunkt näher der Stütze liegen müßte.)

Praktisch geht man bei der Bestimmung der Vorspannungsanteile wie folgt vor:

Man wählt die Stützenverschiebung e_2 derart, daß in Brückenmitte und im Übergangspunkt A/B die Zugspannungen ausgeschaltet werden. Über den Innenstützen bleibt dann noch ein Betrag, den wir durch die Vorspannung mittels q beseitigen.

Bisher wurde der Bereich dicht an den Endauflagern nicht betrachtet. Betonzugspannungen ergeben sich hier infolge Verkehr.

Schwinden und ungleichmäßiger Temperaturänderung, wozu noch die Eigenspannungen infolge ständiger Lasten, Änderung der Lagerbedingungen, zeitabhängigen Schwindens und ungleichmäßiger Temperaturänderung treten. Vergleicht man die M -Flächen dieser Lasten mit denen aus Vorlast und Stützenverschiebung, so erkennt man:

Sind über den Stützen die zu Anfang des Abschnittes zusammengestellten negativen Momente beseitigt, so ist dies auch hier der Fall. Lediglich die Eigenspannungen werden nicht aufgehoben. Überschreiten diese Spannungen $\sigma_{b, \text{zul}}$, so kann man diese nur durch andere Vorspannmittel als die hier benutzten ausschalten oder verringern. (Örtliche Vorspannung).

Zur Querschnittsausbildung ist noch zu sagen: Unsymmetrische Stahlquerschnitte und gleichzeitige Verwendung von St 37 und St 52 nebeneinander würde eine wirtschaftliche Lösung ergeben. Von dieser Möglichkeit wurde kein Gebrauch gemacht. Im wesentlichen sollten der Rechnungsgang für Durchlaufträger in Verbundbauweise bei Berücksichtigung des Kriechinflusses gezeigt und die zur Diskussion stehenden Vorspannmittel vergleichend behandelt werden.

Die Belastung der Randträger von kreuzweise gespannten Platten bei Punktlasten (Einzelkräften) auf der Platte.

Von Dipl.-Ing. Friedrich-Walter Wilkesmann, Wuppertal.

Übersicht: Plattenranddrücke bei Punktlastung der Platte. Allgemeingültige strenge Lösungen für allseitig frei aufliegende Platten und durchlaufende Platten. Der einseitig unendlich lange Plattenhalbstreifen unter Punktlastung bei frei aufgelagertem und bei eingespanntem Ende. Einflußflächen und Zahlenswertung. Brauchbare Näherungslösungen für die Einflußflächen der Randdrücke.

Bei gleichmäßiger Belastung und gleichartigen Randbedingungen wird man im allgemeinen die Last von kreuzweise gespannten Platten

nach dem Vorschlag von Marcus¹⁾ auf die Randträger verteilen. Für beliebige Randbedingungen und feldweise konstante Flächenlasten bringt F. Dischinger ein sehr gutes Näherungsverfahren²⁾.

¹⁾ DIN 1045, § 23,3, Bild 12.

²⁾ Schleicher, Taschenbuch für Bauingenieure, S. 1433, Berlin 1949, Springer-Verlag.

Dagegen ist es bei Einzellasten auf der Platte meist zweifelhaft, welche Randdrücke sie hervorrufen.

Bei nahezu quadratischen Platten liegt die Versuchung nahe, die Last nach der Näherungstheorie von Marcus in P_x und P_y aufzuspalten und den Auflagerdruck B allein aus dem Lastenteil P_x zu bestimmen. Bei den Abmessungen von Bild 1 liefert das z. B.:

Mit:

$$f_x = \frac{P_x \cdot 4,2^2}{48 E J_x}, \quad f_x = 5,0 J_1, \quad f_y = \frac{P_y \cdot 5,0^2}{48 E J_y}, \quad J_y = 4,2 J_1,$$

$$P = P_x + P_y, \quad P_x = 0,668 P, \quad B = 0,334 P.$$

Die Kirchhoffsche Theorie liefert jedoch bei diesem Beispiel:
 $B = 0,449 P.$

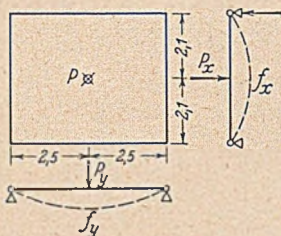


Bild 1.

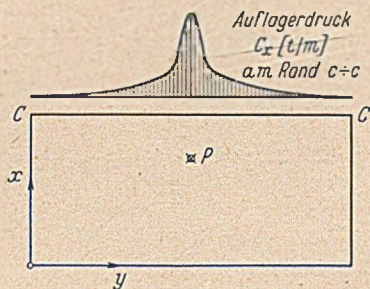


Bild 2.

In der vorliegenden Arbeit wird nun der Versuch unternommen, die Beanspruchung der Quer- und Längsträger möglichst scharf zu bestimmen.

Vereinfachende Annahmen:

1. Die Plattenränder sind normal zur Plattenebene unverschieblich gelagert.
2. Es wird nur die Größe der Resultierenden $R_e = \int C_x dy$ des gesamten Auflagerdrucks C_x bestimmt. D. h.: Der Auflagerdruck, der in etwa nach Bild 2 verläuft, wird zu einer Einzelkraft zusammengefaßt, die in Höhe der Last P am Randträger angreift.

3. Greift die Last P in der Nähe der Plattenecken an, so wird durch die Drillmomente („Lastabtragung über Eck“) die Lage der Resultierenden des Auflagerdrucks gegenüber der Last P um den Betrag Δy in Bild 3 verschoben. Diese Verschiebung der Laststellung auf den Randträger bleibt unberücksichtigt.

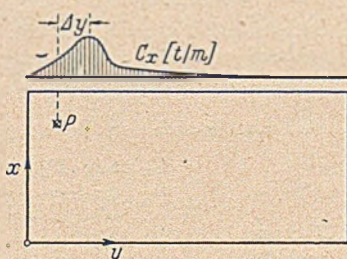


Bild 3.

4. Die an den vier Ecken angreifenden „Eckkräfte“, die sich aus dem Sprung der Randdrillmomente ergeben, werden hier nicht bestimmt, da sie bei durchlaufenden Platten nur bei Navierschen Randbedingungen der äußeren Ränder und dann nur in den äußeren vier Ecken auftreten. Außerdem dürfte im allgemeinen die Größe dieser Kräfte leicht abschätzbar sein, wenn man die Ecklasten in Reihen etwa nach I Gleichung (4) entwickelt und die weiteren Rechnungen nach den hier dargelegten Ausführungen durchführt.

I. Randdruck bei der allseitig frei aufgelagerten Platte.

Vorbemerkung: Bekanntlich kann man nach Navier Platten mit nachfolgendem Fourier-Ansatz berechnen

$$w = \sum \sum w_{mn} \cdot \sin \frac{m \pi x}{a} \cdot \sin \frac{n \pi y}{b}$$

Diese Reihe konvergiert für die Durchbiegungen gut. Bei Bestimmung der Schnittkräfte tritt Verschlechterung der Konvergenz infolge Differentiation ein. Insbesondere muß werden: $R_e = P$ für

den Rand $\xi = 0$ (Bild 4). Die Funktion $\bar{R}_e = \int \bar{C}_x dy = \sum \sum r_{mn} \cdot \sin \frac{m \pi \xi}{a} \cdot \sin \frac{n \pi \eta}{b}$, die sich aus der obigen Navierschen Reihe

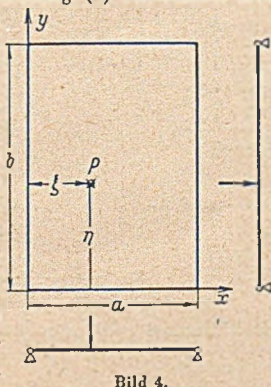


Bild 4.

ergibt, ist aber zur Darstellung von Funktionen, die für $\xi = 0$ endlich große Werte annehmen, ungeeignet.

Es wird daher hier der nur scheinbare Umweg gewählt, daß die Funktion w aus einer homogenen Lösung w_0 und einer partikulären Lösung w_1 der Differentialgleichung $\Delta \Delta w = \frac{P}{D}$ nach Nádai (1) aufgebaut wird.

$$(1) \quad w = w_1 + w_0$$

$$(2) \quad \Delta \Delta w_1 = \frac{P}{D} \quad D = \text{Plattensteifigkeit}$$

$$(3) \quad \Delta \Delta w_0 = 0$$

$$(4) \quad p = \sum_m \sum_n p_{mn} \cdot \cos \frac{m \pi x}{2a} \cdot \sin \frac{n \pi y}{b} \quad \begin{matrix} m = 1, 3, 5, 7 \dots \\ n = 1, 2, 3, 4 \dots \end{matrix}$$

$$(5) \quad w_1 = \sum_m \sum_n w_{mn} \cdot \cos \frac{m \pi x}{2a} \cdot \sin \frac{n \pi y}{b} \quad \begin{matrix} m = 1, 3, 5 \dots \\ n = 1, 2, 3 \dots \end{matrix}$$

$$(6) \quad w_0 = \sum_n \left\{ \left(A_n + B_n \frac{n \pi x}{b} \right) \cdot e^{-\frac{n \pi x}{b}} + \left(C_n + D_n \frac{n \pi x}{b} \right) \cdot e^{+\frac{n \pi x}{b}} \right\} \cdot \sin \frac{n \pi y}{b}$$

Differentialgleichung:

$$(2) \quad \Delta \Delta w_1 = \frac{P}{D} \quad \text{liefert:}$$

$$(2a) \quad w_{mn} = \frac{p_{mn}}{\pi^4 D \left(\left| \frac{m}{2a} \right|^2 + \left| \frac{n}{b} \right|^2 \right)^2}$$

Randbedingungen:

$$(7) \quad w_0(x=0) + w_1(x=0) = 0$$

$$(8) \quad \frac{\partial^2}{\partial x^2} [w_0(x=0) + w_1(x=0)] = 0$$

$$(9) \quad w_0(x=a) = 0$$

$$(10) \quad \frac{\partial^2}{\partial x^2} w_0(x=a) = 0$$

Die Randbedingungen (7), (8), (9), (10) liefern die Matrix für die Integrationskonstanten A_n, B_n, C_n, D_n .

Tafel 1.

A_n	B_n	C_n	D_n	
1	0	1	0	$= - \sum_m w_{mn}$
1	-2	1	2	$= + \frac{b^2}{4a^2 n^2} \cdot \sum_m w_{mn}$
1	$\frac{n \pi a}{b}$	$\frac{2 \cdot n \pi a}{b} e^{-\frac{n \pi a}{b}}$	$\frac{n \pi a}{b} \cdot 2 \cdot \frac{n \pi a}{b} e^{-\frac{n \pi a}{b}}$	$= 0$
1	$\left(\frac{n \pi a}{b} - 2 \right)$	$\frac{2 \cdot n \pi a}{b} e^{-\frac{n \pi a}{b}}$	$\left(\frac{n \pi a}{b} + 2 \right) \cdot 2 \cdot \frac{n \pi a}{b} e^{-\frac{n \pi a}{b}}$	$= 0$

*) $m = 1, 3, 5, \dots$

Aufgelöst:

$$(11) \quad A_n = - \sum_m w_{mn} \frac{1}{e^{+2 \frac{n \pi a}{b}} + 1} \cdot \left\{ \sum_m w_{mn} + \frac{n \pi a}{b} \cdot \sum_m \left(\frac{b^2 m^2}{4 a^2 n^2} + 1 \right) \cdot w_{mn} \right\}$$

$$(12) \quad B_n = - \frac{1}{2 \cdot \left(1 - e^{-2 \frac{n \pi a}{b}} \right)} \cdot \sum_m \left(\frac{b^2 m^2}{4 a^2 n^2} + 1 \right) \cdot w_{mn}$$

$$(13) \quad C_n = + \frac{1}{e^{+2 \frac{n \pi a}{b}} - 1} \cdot \left\{ \sum_m w_{mn} + \frac{n \pi a}{b} \cdot \sum_m \left(\frac{b^2 m^2}{4 a^2 n^2} + 1 \right) \cdot w_{mn} \right\}$$

$$(14) \quad D_n = - \frac{1}{2 \cdot \left(e^{+2 \frac{n\pi a}{b}} - 1 \right)} \cdot \sum_m \left(\frac{b^2 m^2}{4 a^2 n^2} + 1 \right) \cdot w_{mn} \quad (m = 1, 3, 5, 7 \dots)$$

Die Nennerdeterminante des Lösungssystems ist

$$\Delta N = -4 \cdot \left(e^{+2 \frac{n\pi a}{b}} - 1 \right) \quad \left\{ = 0 \quad \text{für } \frac{a}{b} = 0 \right.$$

für $\frac{a}{b} \rightarrow 0$ wird Lösung unbrauchbar.

Die Entwicklung der Punktlast P nach

$$(4) \quad p = \sum_{m,n} p_{mn} \cdot \cos \frac{m\pi x}{2a} \cdot \sin \frac{n\pi y}{b} \quad m = 1, 3, 5 \dots \quad n = 1, 2, 3 \dots$$

liefert die für die Last selbst noch divergierende Reihe mit den Koeffizienten

$$(15) \quad p_{mn} = \frac{4P}{ab} \cdot \cos \frac{m\pi \xi}{2a} \cdot \sin \frac{n\pi \eta}{b}$$

Nach (2a) folgt daraus eine konvergierende Reihe mit den Koeffizienten

$$(16) \quad w_{mn} = \frac{4P}{D a b \pi^4} \cdot \frac{\cos \frac{m\pi \xi}{2a} \cdot \sin \frac{n\pi \eta}{b}}{\left(\frac{m}{2a} \right)^2 + \left(\frac{n}{b} \right)^2}$$

Wegen der Navierschen Randbedingungen wird die Auflagerkraft C_x gleich der „Ersatzscherkraft“ Q_x^+ am Rande $x = 0$.

$$(17) \quad C_x = Q_x^+ (x=0) = \left(Q_x + \frac{\partial}{\partial x} M_{xy} \right) \Big|_{x=0} \\ = -D \cdot \left\{ \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + [2 - \mu] \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} \right\} \Big|_{x=0} \\ = -D \cdot \frac{\pi^3}{b^3} \cdot \left\{ \sum_n n^3 \cdot (-A_n + 3B_n + C_n + 3D_n) \cdot \sin \frac{n\pi}{b} \cdot y - [2 - \mu] \cdot \sum_n n^3 \cdot (-A_n + B_n + C_n + D_n) \cdot \sin \frac{n\pi}{b} \cdot y \right\}$$

Die gesamte Auflagerkraft wird:

$$(18) \quad R_c = \int_0^b C_x \cdot dy = -D \cdot \left\{ \sum_n \frac{n^2 \pi^2}{b^2} \cdot [(1 - \mu)(A_n - B_n - C_n - D_n) + 2B_n + 2D_n] \cdot (1 - \cos n\pi) \right\}$$

Nach Einsetzen von (16) in (11), (12), (13) und (14) und anschließendem Einsetzen von (11), (12), (13), (14) in (18) wird:

$$(19) \quad R_c = \frac{8Pb}{\pi^2 a} \cdot \sum_n \sin \frac{n\pi \eta}{b} \cdot \left\{ (1 - \mu) \cdot \frac{e^{+2 \frac{n\pi a}{b}} + 1}{e^{+2 \frac{n\pi a}{b}} - 1} \cdot \sum_m \frac{\cos \frac{m\pi \xi}{2a}}{\left(n + \frac{b^2 m^2}{4a^2 n^2} \right)^2} + \left([1 - \mu] \frac{4n\pi a}{b} \cdot \frac{e^{+2 \frac{n\pi a}{b}} + 1}{e^{+2 \frac{n\pi a}{b}} - 1} + e^{-2 \frac{n\pi a}{b}} \right) \cdot \frac{1}{2 \cdot \left(e^{+2 \frac{n\pi a}{b}} + e^{-2 \frac{n\pi a}{b}} - 2 \right)} + \frac{e^{+2 \frac{n\pi a}{b}} + 1}{e^{+2 \frac{n\pi a}{b}} - 1} \cdot \sum_m \frac{\cos \frac{m\pi \xi}{2a}}{n^2 + \frac{b^2}{4a^2} \cdot m^2} \right\} \\ m = 1, 3, 5, 7 \dots \quad n = 1, 3, 5, 7 \dots$$

Abkürzungen:

$$(20) \quad \mathfrak{C}_n = \frac{e^{+2 \frac{n\pi a}{b}} + 1}{e^{+2 \frac{n\pi a}{b}} - 1} = \frac{1 + e^{-\frac{2n\pi a}{b}}}{1 - e^{-\frac{2n\pi a}{b}}}$$

$$(21) \quad (-\mathfrak{B}_n) = \frac{4 \cdot \frac{n\pi a}{b} \cdot e^{+2 \frac{n\pi a}{b}} + e^{-2 \frac{n\pi a}{b}}}{2 \cdot \left(e^{+2 \frac{n\pi a}{b}} + e^{-2 \frac{n\pi a}{b}} - 2 \right)} = \frac{1}{2} \cdot \frac{2 \cdot \frac{2n\pi a}{b} \cdot e^{-\frac{2n\pi a}{b}} + e^{-2 \cdot \frac{2n\pi a}{b}} - 1}{1 - 2 \cdot e^{-\frac{2n\pi a}{b}} + e^{-2 \cdot \frac{2n\pi a}{b}}}$$

für $\frac{2n\pi a}{b} \geq 4,0$ gilt mit ausreichender Genauigkeit:

$$(20,1) \quad \mathfrak{C}_n \approx 1 + 2 \cdot e^{-\frac{2n\pi a}{b}}$$

$$(21,1) \quad + \mathfrak{B}_n \approx + \frac{1}{2} \cdot \left\{ 1 - 2 \cdot \left[\frac{2n\pi a}{b} - 1 \right] \cdot e^{-\frac{2n\pi a}{b}} \right\}$$

für $\frac{2n\pi a}{b} \geq 9,00$ ist mit ausreichender Genauigkeit:

$$(20,2) \quad + \mathfrak{C}_n = + 1,000,$$

$$(21,2) \quad + \mathfrak{B}_n = + 0,500.$$

Weitere Abkürzungen:

$$(22) \quad \sigma(\xi, n) = \sum_m \frac{\cos \frac{m\pi \xi}{2a}}{\left(n + \frac{b^2 m^2}{4a^2 n^2} \right)^2} \quad m = 1, 3, 5 \dots$$

$$(23) \quad \zeta(\xi, n) = \sum_m \frac{\cos \frac{m\pi \xi}{2a}}{n^2 + \frac{b^2}{4a^2} \cdot m^2} \quad m = 1, 3, 5 \dots$$

$$(24) \quad \omega(\xi, n) = [1 - \mu] \cdot \mathfrak{C}_n \cdot \sigma(\xi, n) + (\mathfrak{C}_n - [1 - \mu] \cdot \mathfrak{B}_n) \cdot \zeta(\xi, n)$$

Mit diesen Abkürzungen sei gleichzeitig eine zweckmäßige Rechenvorschrift vorgeschlagen:

1. Berechne $\sigma(\xi, n)$ nach (22) und $\zeta(\xi, n)$ nach (23) mit einer ausreichenden Anzahl von Reihengliedern, und zwar zu jedem gewünschten ξ der Reihe nach für jeweils $n = \text{const.} = 1, 3, \dots$
2. Berechne je nach dem Betrag von $\frac{2n\pi a}{b}$ \mathfrak{C}_n nach (20), (20,1) oder (20,2) \mathfrak{B}_n nach (21), (21,1) oder (21,2).
3. Berechne mit den unter 1. und 2. ermittelten Größen $\omega(\xi, n)$ nach (24).

Dabei ist μ die Querkontraktionszahl:

Für Stahl $\mu = 0,3$.

Für Beton im Bruchzustand $\mu = 0,2$,
im Normalzustand $\mu = 0,1$.

4. Berechne für jeden Streifen $\xi = \text{const.}$ mit $\omega_{\xi, n} = \omega(\xi = \text{const.}; n \neq \text{const.}) = 1, 3, 5 \dots$

$$(25) \quad R_c = \frac{8P \cdot b}{\pi^2 a} \cdot \sum_n \omega_{\xi, n} \cdot \sin \frac{n\pi \eta}{b} \cdot \eta \quad n = 1, 3, 5 \dots$$

II. Randdruck auf den Mittelträger einer über zwei Felder durchlaufenden Platte.

Die Lösung der bei $x = \frac{a}{2}$ nicht unterstützten Platte (Bild 5) sei bei einer Einzelkraft P :

$$(1) \quad w_1 = \sum_{m,n} w_{mn} \cdot \sin \frac{m\pi x}{a} \cdot \sin \frac{n\pi y}{b}$$

Die Linienlast (Auflagerdruck auf den Mittelträger bei $x = \frac{a}{2}$) habe die Gestalt

$$(2) \quad p = p(y) = \sum_n p_n \cdot \sin \frac{n\pi y}{b}, \quad \text{für } x = \frac{a}{2}, \\ p = 0, \quad \text{für } x \neq \frac{a}{2}.$$

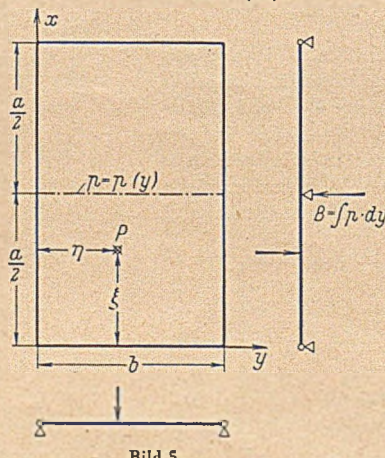


Bild 5.

p möge darstellbar sein als $p = p(x) \cdot \Phi(y)$,
dann ist:

$$(3) \quad w_2 = \sum_m \sum_n (\underbrace{{}_2w_{mn}}_{= {}_2w_{mn}} \cdot p_n) \cdot \sin \frac{m\pi x}{a} \cdot \sin \frac{n\pi y}{b}$$

die Durchbiegung infolge $p = p(y)$ alleine.

$p = p(y)$ soll nach Größe und Verteilung so beschaffen sein, daß

$$(4) \quad w = w_1 + w_2 = 0, \quad \text{für } x = \frac{a}{2} \quad \left. \vphantom{w} \right\} \text{Auflager-Bedingung.}$$

$$(5) \quad w = \sum_m \sum_n ({}_1w_{mn} + {}_2w_{mn} \cdot p_n) \cdot \sin \frac{m\pi x}{a} \cdot \sin \frac{n\pi y}{b}$$

$$(6) \quad w \left(x = \frac{a}{2} \right) = \sum_n \sum_m ({}_1w_{mn} + p_n \cdot {}_2w_{mn}) \cdot \sin \frac{m\pi}{2} \cdot \sin \frac{n\pi y}{b} = 0$$

$$= \sum_n \sin \frac{n\pi y}{b} \cdot \left\{ \sum_m {}_1w_{mn} \cdot \sin \frac{m\pi}{2} + p_n \cdot \sum_m {}_2w_{mn} \cdot \sin \frac{m\pi}{2} \right\} = 0.$$

Danach ergeben sich die Lastkoeffizienten des Auflagerdrucks zu:

$$(7) \quad p_n = - \frac{\sum_m {}_1w_{mn} \cdot \sin \frac{m\pi}{2}}{\sum_m {}_2w_{mn} \cdot \sin \frac{m\pi}{2}}$$

Nach einer Doppelreihe entwickelt, ergibt sich für die Linienlast

$$(2) \quad p = p(y) = \sum_n p_n \cdot \sin \frac{n\pi}{b} \cdot y, \quad \text{für } x = \frac{a}{2},$$

$$p = 0, \quad \text{für } x \neq \frac{a}{2},$$

die divergierende Reihe:

$$(8) \quad p(x, y) = \sum_n \sum_m \left\{ \left(\frac{2}{a} \cdot \sin \frac{m\pi}{2} \right) \cdot p_n \right\} \cdot \sin \frac{m\pi x}{a} \cdot \sin \frac{n\pi y}{b},$$

wegen $\Delta \Delta w = \frac{P}{D}$ folgt hieraus:

$$(9) \quad {}_2w_{mn} = \frac{2}{a} \cdot \sin \frac{m\pi}{2} \cdot \frac{1}{D\pi^4} \cdot \frac{1}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2},$$

$$(10) \quad {}_2w_{mn} \cdot \sin \frac{m\pi}{2} = \frac{2}{D\pi^4 a} \cdot \frac{\sin^2 \frac{m\pi}{2}}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2}.$$

Die Durchbiegungskoeffizienten der Grundlösung für eine Einzelkraft P sind:

$$(11) \quad {}_1w_{mn} = \frac{4P}{Da b \pi^4} \cdot \frac{\sin \frac{m\pi}{a} \xi \cdot \sin \frac{n\pi}{b} \eta}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2},$$

(11) und (10) in (7) eingesetzt:

$$(12) \quad p_n = - \frac{2P}{b} \cdot \sin \frac{n\pi}{b} \eta \cdot \frac{\sum_m \frac{\sin \frac{m\pi}{a} \xi \cdot \sin \frac{m\pi}{2}}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2}}{\sum_m \frac{\sin^2 \frac{m\pi}{2}}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2}}$$

Der gesamte Auflagerdruck wird:

$$(13) \quad B = \int_{y=0}^{y=b} \sum_n p_n \cdot \sin \frac{n\pi}{b} y dy = \sum_n p_n \cdot \frac{b}{n\pi} (1 - \cos n\pi),$$

$$= \frac{2b}{\pi} \sum_n p_n \quad n = 1, 3, 5, 7 \dots$$

Mit der Abkürzung

$$(14) \quad \omega(\xi, n) = \frac{\sum_m \frac{\sin \frac{m\pi}{a} \xi \cdot \sin \frac{m\pi}{2}}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2}}{\sum_m \frac{1}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2}} \quad m = 1, 3, 5 \dots$$

wird:

$$(15) \quad B = \frac{4P}{\pi} \sum_n \frac{\omega(\xi, n)}{n} \cdot \sin \frac{n\pi}{b} \eta \quad n = 1, 3, 5 \dots$$

Rechenvorschrift:

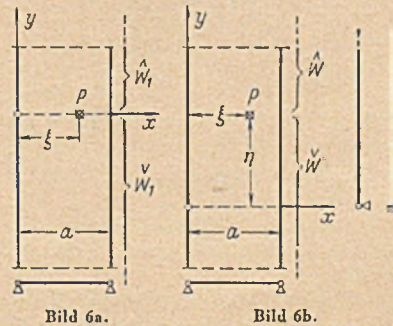
1. Berechne für $\xi = \text{konst.}; n = \text{const.} = 1, 3, 5 \dots$
 $\omega(\xi, n)$ nach (14).
2. Berechne den Auflagerdruck B nach (15).

Zu bemerken bleibt noch:

Sind die $\omega(\xi, n)$ nach (14) berechnet, dann ist nach (12):

$$(16) \quad p_n = - \frac{2P}{b} \cdot \sin \frac{n\pi}{b} \eta \cdot \omega(\xi, n)$$

Setzt man (16), (11) und (9) in (5) ein, so erhält man die vollständige Lösung der über 2 Felder durchlaufenden Platte; in vielen Fällen wird dieser Weg der Berechnung der durchlaufenden Platte angenehmer sein als das übliche Verfahren, bei dem die Lösung aus homogenen und partikulären Bestandteilen superponiert wird.



III. Randdruck des an drei Seiten gelagerten, einseitig unendlich langen Plattenstreifens, bei Belastung durch eine Punktlast.

Für eine Punktlast P auf einem beidseitig unendlich langen Streifen (Bild 6a) gilt:

$$(1) \quad w = \hat{w} \quad \text{für } y > 0$$

$$w = \check{w} \quad \text{für } y < 0$$

dabei ist:

$$(2) \quad \hat{w}_1 = \frac{P \cdot a^2}{2D\pi^3} \cdot \sum_n \frac{\sin \frac{n\pi \xi}{a}}{n^3} \left(1 + \frac{n\pi y}{a} \right) \cdot e^{-\frac{n\pi y}{a}} \cdot \sin \frac{n\pi x}{a}$$

$$\check{w}_1 = \frac{P \cdot a^2}{2D\pi^3} \cdot \sum_n \frac{\sin \frac{n\pi \xi}{a}}{n^3} \left(1 - \frac{n\pi y}{a} \right) \cdot e^{+\frac{n\pi y}{a}} \cdot \sin \frac{n\pi x}{a}$$

Nach einer Koordinatentransformation um den Betrag η in y -Richtung (Bild 6b) wird daraus:

$$(3) \quad \hat{w}_1 = \frac{P a^2}{2D\pi^3} \cdot \sum_n \frac{e^{+\frac{n\pi \eta}{a}} \cdot \sin \frac{n\pi \xi}{a}}{n^3} \left(1 - \frac{n\pi \eta}{a} + \frac{n\pi y}{a} \right) \cdot e^{-\frac{n\pi y}{a}} \cdot \sin \frac{n\pi x}{a}$$

$$\check{w}_1 = \frac{P \cdot a^2}{2D\pi^3} \cdot \sum_n \frac{e^{-\frac{n\pi \eta}{a}} \cdot \sin \frac{n\pi \xi}{a}}{n^3} \left(1 + \frac{n\pi \eta}{a} - \frac{n\pi y}{a} \right) \cdot e^{+\frac{n\pi y}{a}} \cdot \sin \frac{n\pi x}{a}$$

Überlagert wird die homogene Lösung w_2 :

$$(4) \quad \hat{w} = \hat{w}_1 + w_2 \quad y \geq \eta$$

$$\check{w} = \check{w}_1 + w_2 \quad y \leq \eta$$

$$(5) \quad w_2 = \frac{P \cdot a^3}{2D\pi^3} \cdot \sum_n \frac{e^{-\frac{n\pi \eta}{a}} \cdot \sin \frac{n\pi \xi}{a}}{n^3} \left(a_n + b_n \frac{n\pi y}{a} \right) \cdot e^{-\frac{n\pi y}{a}} \cdot \sin \frac{n\pi x}{a}$$

Die Konstanten a_n und b_n werden so festgelegt, daß für den Rand $y = 0$ die Randbedingungen erfüllt werden:

Bei freier Lagerung

$$w(y=0) = 0$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}(y=0) = 0.$$

Liefert

$$(6a) \quad a_n = -\left(1 + \frac{n\pi\eta}{a}\right) \\ b_n = -1.$$

Der Auflagerdruck auf den Rand bei $y=0$ wird:

$$C_y = Q_y^+(y=0) = -D \left(\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + [2 - \mu] \frac{\partial^3 w}{\partial y \partial x^2} \right) \Big|_{y=0} = \\ = \frac{P \cdot a^2}{\pi^3} \sum_n \frac{e^{-\frac{n\pi\eta}{a}} \cdot \sin \frac{n\pi\xi}{a}}{n^3} \left(\frac{n\pi}{a} \right)^3 \left[2 + (1-\mu) \frac{n\pi\eta}{a} \right] \cdot \sin \frac{n\pi x}{a} \\ R_c = \int_0^a C_y dx = \frac{2P}{\pi} \cdot \sum_n \frac{2 + (1-\mu) \frac{n\pi\eta}{a}}{n} \cdot e^{-\frac{n\pi\eta}{a}} \cdot \sin \frac{n\pi\xi}{a} \\ n = 1, 3, 5, 7, \dots$$

Mit der Abkürzung

$$(6b) \quad \omega(\eta, n) = \left(\frac{1}{n} + \frac{1-\mu}{2} \cdot \frac{\pi\eta}{a} \right) \cdot e^{-\frac{n\pi\eta}{a}}$$

$$(6c) \quad R_c = \frac{4P}{\pi} \cdot \sum_n \omega(\eta, n) \cdot \sin \frac{n\pi\xi}{a} \\ n = 1, 3, 5, 7, \dots$$

Bei Einspannung

$$w(y=0) = 0$$

$$\frac{\partial w}{\partial y}(y=0) = 0,$$

Liefert

$$(7) \quad a_n = -\left(1 + \frac{n\pi\eta}{a}\right) \\ b_n = -\left(1 + 2 \frac{n\pi\eta}{a}\right).$$

Um stets auf der sicheren Seite zu bleiben, ist es zweckmäßig, die Auflagerung bei $y=0$ als eingespannt zu rechnen.

Bei Einspannung ist

$$(8) \quad C_y = Q_y = -D \frac{\partial^3 w}{\partial y^3}(y=0) = \\ = \frac{2Pa^2}{\pi^3} \sum_n \frac{e^{-\frac{n\pi\eta}{a}} \cdot \sin \frac{n\pi\xi}{a}}{n^3} \cdot \frac{n^3\pi^2}{a^3} \left(1 + \frac{n\pi\eta}{a}\right) \cdot \sin \frac{n\pi x}{a} \\ R_c = \int_0^a C_y dx = \frac{4P}{\pi} \cdot \sum_n \frac{1 + \frac{n\pi\eta}{a}}{n} \cdot e^{-\frac{n\pi\eta}{a}} \cdot \sin \frac{n\pi\xi}{a} \\ n = 1, 3, 5, 7, \dots$$

Mit der Abkürzung

$$(9a) \quad \omega(\eta, n) = \left(\frac{1}{n} + \frac{\pi\eta}{a} \right) \cdot e^{-\frac{n\pi\eta}{a}}$$

$$(9b) \quad R_c = \frac{4P}{\pi} \cdot \sum_n \omega(\eta, n) \cdot \sin \frac{n\pi\xi}{a} \\ n = 1, 3, 5, 7, \dots \\ (\text{Schluß folgt!})$$

Verschiedenes

Bericht über die 6. Sitzung des Deutschen Ausschusses für Stahlbau in Bad Neuenahr.

Die 6. Nachkriegssitzung des DASt, dessen Mitglieder Vertreter der Industrie, der Wissenschaft und der Behörden sind, fand am 26. und 27. 4. 1951 in Bad Neuenahr statt.

An Stelle des leider verhinderten Vorsitzers, Min.-Rat Ernst, leitete Professor Dr.-Ing. E. h. Dörnen die Sitzung. Nachdem die Obleute der Arbeits- und Unterausschüsse DIN 1000, Bemessung von Vollwandträgern aus Stahl, St 52 und Verbundträger von der Ausschubarbeit berichtet hatten, wurden in zahlreichen Referaten Gegenwartsfragen des Stahlbaues vorgetragen und diskutiert. Insbesondere seien hiervon hervorgehoben die Ausführungen von Abt.-Präsident Dr.-Ing. Kollmar und RR-Hoffmann über Versuche und Erfahrungen über die Korrosion von Hohlkörpern, von Dr.-Ing. E. h. Eberhard, Dr.-Ing. Cornelius und Dr.-Ing. Homberg über Leichtfahrbahnplatten stählerner Straßenbrücken (orthotrope Platte) sowie von Dr.-Ing. Rühl über die Prüfung der Versprödung von Baustählen. Besondere Beachtung fand der Bericht von Prof. Dr.-Ing. Klöppel über Dauerfestigkeitsversuche.

In allen Ausführungen kam zum Ausdruck, daß der Stahlbau trotz der Mangellage und des scharfen Konkurrenzkampfes in den letzten Jahren beachtliche Fortschritte auf den Gebieten der Konstruktion, der Berechnung, der Montage und in der Grundlagenforschung zu verzeichnen hat. An dieser Entwicklung hat der Deutsche Ausschuss für Stahlbau nicht unerheblichen Anteil.

Ihren Abschluß fand die Tagung durch eine Besichtigungsfahrt an die im Bau befindliche Hängebrücke Köln-Mülheim und zu einem Schwingversuch der DBB in Küppersteg. W.

Zuschriften an die Schriftleitung

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Schürmann: Ein praktisches Verfahren zur Bestimmung der Gurtplattenlängen bei Verbundträgern. Stahlbau 20 (1951), Heft 1, S. 14.

In Ergänzung meines Aufsatzes möchte ich auf die Veröffentlichung „G. Lewenton, Spannungslinien als Hilfsmittel bei Bemessung durch Biegedruck (-zug) beanspruchter Tragglieder“* hinweisen, in der Herr Lewenton das Verfahren der Spannungslinien entwickelt und auf die besonderen Vorzüge der Anwendung bei zusammengesetzten Spannungen hinweist. Schürmann.

*) Stahlbau 13 (1940), Heft 25/26, S. 143.

Bücherschau

Titze, Theodor: Momentenausgleichsverfahren. Berechnung von Durchlaufträgern und Rahmentragwerken mittels direkten Momentenausgleichs und vergleichsweise nach dem stufenweisen Momentenausgleich der Methode Cross. IV, 105 S. mit 164 Textabb. Wien 1948, Manzsche Verlags- und Universitätsbuchhandlung. Geh. 14,70 DM.

Bei dem Ausgleichsverfahren von Titze wird ebenso wie bei dem bekannten Cross'schen Verfahren von der Volleinspannung der Einzelstäbe ausgegangen. Während nach Cross die Momentendifferenzen in den Stützpunkten der Durchlaufträger bzw. Knotenpunkten der Rahmentragwerke stufenweise durch ein Iterationsverfahren ausgeglichen werden, verwendet der Verfasser der vorliegenden Arbeit die Tatsache, daß sich die einzelnen Beträge des stufenweisen Ausgleichs durch zweckmäßige Zusammenfassung und z. T. unter Fortlassung vernachlässigbar kleiner Glieder in geometrische Reihen entwickeln lassen, deren Summen also durch geschlossene Ausdrücke angegeben werden können. Mithin ist der Momentenausgleich unter Umgehung der Iteration direkt möglich, was allerdings eine — wenn auch geringfügige — Mehrarbeit erfordert, um nämlich die Übertragungsbeiwerte zu bestimmen. Da letztere nur von den Systemabmessungen und Querschnittswerten abhängen, ist das Verfahren stets zu empfehlen, wenn mehrere Belastungsfälle zu untersuchen sind. Die Anwendung wird an Beispielen von Durchlaufträgern, Rahmensystemen und eingehend auch zur Ermittlung von Einflußlinien aufgezeigt.

Die beachtenswerte Schrift würde bei einer Neuauflage durch straffere Fassung des textlichen Teiles noch gewinnen.

Barbré.

INHALT: Direktor Dr.-Ing. Hermann Fischmann †. — Kesselhaus für das Großkraftwerk Borken. — Zahlenbeispiel zur Theorie der statisch unbestimmten Tragwerke in Verbundbauweise (Schluß). — Die Belastung der Randträger von kreuzweise gespannten Platten bei Punktlasten (Einzelkräften) auf der Platte (1. Teil). — Verschiedenes: Bericht über die 6. Sitzung des Deutschen Ausschusses für Stahlbau in Bad Neuenahr. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Bücherschau.

„Der Stahlbau“, Lizenz Nr. 322. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169. Fernsprecher: 87 15 56. Schriftleitung: Professor Dr.-Ing. Kurt Klöppel, (16) Darmstadt, Richard-Wagner-Weg 83. Monatlich ein Heft. Bezugspreis halbjährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährig 15,— DM) und Zustellgeld im voraus zahlbar. Postcheckkonten: Berlin-West 16 88; Frankfurt/Main 493 38. Abbestellung einen Monat vor Schluß des Kalenderhalbjahres. Bestellungen für das Ausland sind zu richten an: E P P A C, 41—45 Neal-Street, London W. C. 2. Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages. Anzeigenverwaltung: Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169. Druck: Oskar Zach o.H.G., Berlin-Wilmersdorf.



Am 20. Juni 1951

Anzeigenschluß für das Constructa-Ausstellungsheft.

Versäumen Sie nicht, Ihren Anzeigenentwurf rechtzeitig herzureichen.

„Die Bautechnik“ Anzeigenverwaltung,
Bln.-Wilmsdorf, Hohenzollerndamm 169

FRIEDRICH REMPKE

HOCH-, TIEF-,
STAHLBETON-, GLEISBAU

HAGEN (Westf.) • DÜSSELDORF • KREFELD

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

„HÜTTE“ HILFSTAFELN

Ein Hilfsbuch
zur Ermittlung von Räderübersetzungen

Herausgegeben vom
AKADEMISCHEN VEREIN HÜTTE, E. V. IN BERLIN

6. unveränderte Auflage

Format 12 × 18 cm. VIII, 202 Seiten. Preßspan DM 9.50

Aus dem Vorwort:

Trotz weitgehender Normung auf dem Gebiet der Räderübersetzungen bleiben für Konstrukteur und Betriebsfachmann eine große Zahl von Anwendungsfällen übrig, bei deren Bearbeitung das vorliegende Büchlein wertvolle Hilfe leisten soll. Es handelt sich insbesondere um die Bestimmung der Rädergetriebe für Zahnradbearbeitungsmaschinen, der Wechselräder für ungewöhnliche Steigungen, die auf Drehbänken, Universal- und Gewindefräsmaschinen erzeugt werden müssen, und um alle die Fälle, bei denen schwierige Übersetzungsverhältnisse oder Gewindesteigungen, die nicht nach dem üblichen Verfahren errechnet werden können, durch vorhandene Rädergetriebe dargestellt werden sollen.

Aber auch andere Industriezweige, wie die Uhrentechnik, deren Vorarbeiten auf dem Gebiet der Rechentafeln in der ersten Auflage dieses Buches übernommen wurden, die Feinmechanik und der Getriebebau können aus dieser Arbeit erheblichen Nutzen schöpfen....

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmsdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168

Straßendecke liegenden Untergrundbahn. Aushubarbeit unter Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs. Vortreiben von einer Anzahl Einsteigschächten aus nach belgischer Tunnelbauweise, Herstellung der Firstwölbung, Aufbrechen und Untermauern von Stützpfelern, Aushub der Bodenmassen, Einziehen der flach gewölbten Sohle. Betonlieferung von zentraler Mischanlage. Bauvorgang und Arbeitsfortschritt.

IX a. Allgemeines. 3 / Geilinger, E.: Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen. SCHWEIZ. BAUTZG. 68 (1950), H. 49, S. 686 bis 688. — S. III c. Chemische und andere Einflüsse auf Baustoffe. 2.

IX v. Verbundkonstruktionen. 7 / Schleicher, F.: Schweizer Versuche mit Stahlverbundträgern. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 3, S. 101—105, 1 Abb., 14 Taf. — Eingehender Bericht über in der EMPA Zürich durchgeführte Messungen an Verbundkörpern: Versuche mit Dübeln, Untersuchungen von Stahlverbundträgern mit Belastungen bis zur Bruchlast. Messungen an einer Schweizer Eisenbahnbrücke und an der Save-Brücke bei Zagreb.

X s. Straßenbau, allgemeines. 17 / Sommaire: Travaux publics de la France d'Outre-mer. (Übersicht über Bauten in überseeischen französischen Kolonien.) TRAV. 34 (1950), H. 184, S. 47—186. — Das den französischen Kolonialbauten gewidmete Sonderheft gibt eine umfassende Übersicht über französische öffentliche Bauten in den überseeischen Kolonien: französ. Westafrika, Kamerun, französ. Äquatorialafrika und Indochina; Straßenbauten, Hafenbauten, Flughafenbauten und Wasserkraftanlagen.

X u. Unterhaltung von Straßen. 4 / Schaible, L.: Frostschäden und Schutzmaßnahmen im Straßenbau. BAUTECHN. 27 (1950), H. 12, S. 371—376, 11 Abb. — Nach allgemeinen Erörterungen über Frostschäden im Straßenbau werden die Auswirkungen der Schäden — Frosthebung und Tausenkung — besprochen. Anschließend werden Schutzmaßnahmen gegen Frostschäden angegeben: Reine Entwässerung, Einbau frostsicherer Materials bis auf volle Frosttiefe bzw. bis auf teilweise Frosttiefe zur Erzielung einer gleichmäßigen Frosthebung.

XI a. Allgemeines, Baugrundprüfung, Probelastungen. 15 / Diemann, W. u. R. Köhler: Zur Beurteilung der Kornverteilung von Bodenproben ohne mechanische Analyse. BAUTECHN. 28 (1951), H. 3, S. 58—61, 3 Abb., 2 Taf. — Es wird über Versuche berichtet, die feststellen sollten, wie weit man bei der Bearbeitung von Baugrundnormen mit der Aufgliederung von Kornstufen von Bodenproben gehen darf. Besonderer Wert wurde auf die Unterscheidung von Feinsand, Mehlsand und Schluff sowie auf die Abschätzung des Anteils dieser Bodenarten in gemischten Böden gelegt. Ergebnisse und Auswertung dieser Versuche werden besprochen.

XII h. Hallenbauten. 13 / New passenger terminal ocean dock, Southampton (Neue Passagier-Abfertigungsanlagen am Ocean-Dock, Southampton). CONCR. CONSTR. ENGN. 45 (1950), H. 7, S. 227 bis 234, 10 Abb. — Hallenbauwerk, ein Zweigelenkbogen von 27,5 m Spannweite, ruht auf 625 Betonpfählen von durchschnittlich 10 m Länge mit 40—50 cm ϕ . Bekleidung der Halle innen und außen mit Betonplatten mit 5 cm Luftschicht.

XIV a. Allgemeines, Baustoffpreise usw. 6 / Batkow, P.: Organisation und Entwurfsarbeiten im Bauwesen der UdSSR. PLANEN U. BAUEN 4 (1950), H. 6, S. 172—178 u. H. 7, S. 224—227. — Ueberblick über Organisation des Bauwesens in der Sowjetunion. Organisation der sogenannten Investitionsbauten für Generalunternehmen und Arbeitgeberministerien, Methoden der Ausarbeitung von Entwürfen und Voranschlägen für den Industrie- und Wohnungsbau, Planungsarbeiten für den Wiederaufbau der Städte. Organisationen und sogenannte Institutionen für Architektur. Statistik.

XVI f. Flughäfen, Rollbahnen. 10 / Sommaire: Travaux publics de la France d'outre-mer. (Übersicht über Bauten in überseeischen französischen Kolonien.) TRAV. 34 (1950), H. 184, S. 47—186. S. X s. Straßenbau, allgemeines. 17.

XVIII s. Spannungsoptik. 6 / Albrecht, R.: Zur Berechnung des Vierendeelträgers durch Bestimmung der Momenten-Nullpunkte. STAHLBAU 20 (1951), H. 2, S. 28, 2 Abb. — Unter Bezugnahme auf eine Veröffentlichung von Künzler (vgl. XVIII s. Statisch unbestimmte Systeme. 1.) über Berechnung eines Vierendeelträgers durch Errechnung der Momenten-Nullpunkte weist Verfasser auf die Spannungsoptik hin, mit deren Hilfe ohne Einschränkung für jeden beliebigen Fall des Systems wie der Belastung die Lage der Momenten-Nullpunkte versuchsmäßig mit genügender Genauigkeit für die Praxis bestimmt werden kann.



FIXIF F
der wirtschaftliche Universal-Schutzanstrich
auch für *feuchte*
Beton- u. Mauerwerksflächen
WUNNERSCHER BITUMEN-WERKE G.M.B.H. UNNA I.W.

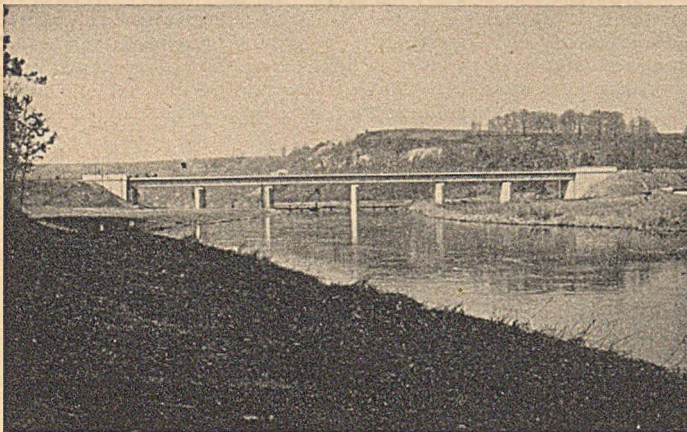
Für die linksufrige Strecke der Neckarbahn
Stuttgart-Untertürkheim
führte meine Firma aus

**1945 EINE BEHELFSBRÜCKE
IN HOLZKONSTRUKTION**

**1949/1950 WIDERLAGER UND PFEILER
DER NEUEN STAHLBRÜCKE**

LUDWIG BAUER

STAHLBETON-, HOCH- U. TIEFBAU
Stuttgart-O, Neckarstraße 81



Ederstrombrücke Grifte.
Zweigleisige Spannbeton-Eisenbahnbrücke.



Dyckerhoff & Widmann
KOMMANDITGESELLSCHAFT

**Bauunternehmung · Betonwerke
Spannbeton · Schwellen · Maste**

Hauptverwaltung München

Niederlassungen in: Berlin, Bielefeld, Braunschweig, Bremen,
Düsseldorf, Essen, Hamburg, Hannover, Karlsruhe, Kiel, Köln,
Konstanz, München, Münster, Nürnberg, Stuttgart, Wiesbaden

Ausbleibende Hefte

bitte nur bei Ihrem Postamt oder Briefträger einfordern.
Wenn Reklamation erfolglos, bitten wir uns sofort zu
verständigen.

DIE BAUTECHNIK, (1) Berlin-Wilmersdorf (Westberlin),
Hohenzollerndamm 169.

XVIII s. Statisch unbestimmte Systeme. 2 / Albrecht, R.: Zur Berechnung des Vierendeelträgers durch Bestimmung der Momenten-Nullpunkte. STAHLBAU 20 (1951), H. 2, S. 28, 2 Abb. — S. XVIII s. Spannungsoptik. 6.

XVIII s. Stoßwirkung, Schwingungen, dynamische Wirkungen, Dauerbeanspruchung. 4 / Klöppel, K. u. H. Moppert: Die Größe des dynamischen Raddruckes luftbereifter Kraftfahrzeuge beim Überfahren von Bodenunebenheiten. ZVDI 92 (1950), H. 28, S. 785—788, 12 Abb., 1 Taf. — Die Größe des dynamischen Raddruckes ist nicht nur für den Straßenbau, sondern auch für den Brückenbau von Interesse. Die Ermittlung dieses Raddruckes erfolgt hier durch Integration zweier gekoppelter Differentialgleichungen 2. Ordnung, deren Integrale den gegebenen Anfangsbedingungen angepaßt werden. Ein Zahlenbeispiel erläutert das Verfahren.

XIX d. Dämme u. Deiche. 4 / Hermès, P.: Nouveau procédé de construction des digues pour usines marémotrices. (Eine neue Konstruktion von Deichbauten für Gezeitenkraftwerke.) GENIE CIV. 127 (1950), H. 17, S. 324—326, 4 Abb. S. XIX g. Gewässerkunde, Gezeiten. 15.

XIX g. Gewässerkunde, allgemeines, Gezeiten. 15 / Hermès, P.: Nouveau procédé de construction des digues pour usines marémotrices. (Eine neue Konstruktion von Deichbauten für Gezeitenkraftwerke.) GENIE CIV. 127 (1950), H. 17, S. 324—326, 4 Abb. — Die neue Deichkonstruktion besteht aus einer Anzahl von Pfeilern, verbunden durch vielfache Betongewölbe, die Aussparungen aufweisen, die ihrerseits mit Sand aufgefüllt werden. Länge, Breite und Höhe der Pfeiler und Gewölbe sind abhängig von den Wassershöhen und den angreifenden dynamischen Kräften. Schutzbauwerk gegen hohe See aus Betonblöcken.

XIX h. Häfen (Sec.). 20 / Sommaire: Travaux publics de la France d'Outre-mer. (Übersicht über Bauten in überseeischen französischen Kolonien.) TRAV. 34 (1950), H. 184, S. 47—186. — S. X s. Straßenbau, allgemeines. 17.

XIX h. Häfen (Sec.). 21 / Bolle, A.: Grundelemente des Hafenaubaus. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 6, S. 185—191, 10 Abb. — Zusammenfassende Darstellung der grundsätzlichen Zusammenhänge und Übersicht über die wichtigsten Grundlagen des Hafenaubaus. Im einzelnen: Fahrwasser, Hafentiefen, Anordnungen der Hafenecken, sonstige Wasserflächen, Landflächen, Straßen und Gleise, Schuppen, Speicher und sonstige Hochbauten, Umschlaganlagen und -Gerät; allgemeine Gesichtspunkte für Planung und Entwurf von Hafenanlagen. Schrifttum.

XIX s. Schleusen. 10 / Proetel, H.: Bauliche Einzelheiten und Betriebsvorgänge bei Schwungschleusen. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 6, S. 201—207 u. H. 7, S. 239—245, 23 Abb., 7 Taf. — Bericht über die im Forschungsinstitut für Wasserbau und Grundbau an der T. H. Aachen durchgeführten Forschungsarbeiten, im wesentlichen Modellversuche über die Ausbildung der gekrümmten Einlaufstrecke des Schwungkanals zwischen Schleusenammer und Sparbecken, ferner über die Meßvorrichtung bei den Schleusenversuchen, die Kräftewirkung auf die Schiffe, die Ausbildung des Hakentores, die Füllung der Kammer, die Ausbildung von Toskammern, die Füllzeit und die Trossenkräfte. Versuchsrechnung der Betriebsvorgänge bei Schwungschleusen verschiedener Anordnung.

XIX w. Wasserkraftanlagen, allgemeines. 58 / Guignard, G. u. G. Lejard: Aménagement de la chute de Treignac sur la Vézère. (Die Stauanlage bei Treignac an der Vézère.) TECHN. MOD. CONSTRUCTION 5 (1950), H. 5, S. 138—145 u. H. 6, S. 170—172, 19 Abb. — Betonbogen-Staumauer mit 26 m Höhe; Zulaufstollen zum Wasserschloß von 4800 m Länge. Eingehende Beschreibung der geologischen Verhältnisse, der Stollenarbeiten, der Druckrohrleitung und des unterirdischen Krafthauses.

XIX w. Wasserkraftanlagen. 59 / Preß, H.: Die Bauarten der Niederdruck-Wasserkraftanlage. BAUTECHN. 28 (1951), H. 1, S. 1 bis 3, 6 Abb. — Systematische Einteilung der Bauarten der Niederdruck-Wasserkraftanlage mit Unterscheidung in Umleitungskraftwerke und Flußkraftwerke. Bei den Flußkraftwerken unterscheidet man die übliche zusammenhängende Bauweise, die zweiteilige Bauweise, die Insel- oder Mittelbauweise, die überfluthbare Bauweise mit stehender oder liegender Welle und die Pfeilerbauweise. Vergleich der verschiedenen Bauweisen.

XIX w. Wasserkraftanlagen. 60 / Fiesinger, H.: Konstruktive und baustatische Aufgaben beim Bau von Wasserkraftanlagen. BAUTECHN. 28 (1951), H. 1, S. 12—18, 28 Abb. — Anhand eines Beispiels wird die statische und konstruktive Bearbeitung der Hauptbauteile einer Wasserkraftanlage besprochen, wobei im wesentlichen die statischen Grundsysteme und die Bemessungen erläutert und für die Einzelbauelemente des Wehres, des Einlaufbauwerkes, des Krafthauses und der Nebenanlagen festgelegt werden.

eingesetzt, so daß sich die Baustellenarbeit im wesentlichen auf den Einbau der Querträger und Buckelplatten zwischen den fertigen Konstruktionsteilen beschränkte und dadurch die betrieblichen Behinderungen weitestgehend eingeschränkt werden konnten. Das Gesamtgewicht des neuen Überbaus beträgt 550 t St 37; die aus St C 45.61 oder aus Stahlguß bestehenden Lager wiegen 30 t. Bild 38 zeigt das Versetzen des Randträgers des Bauabschnitts I und hinter dem Träger den über die Fahrbahn herausragenden Abfangträger des im Betrieb befindlichen benachbarten alten Überbauteils.

Im Jahre 1950 hat die Deutsche Bundesbahn neben einigen Straßenbrücken auch die ersten Eisenbahnbrücken in Verbundbauweise und in vorgespanntem Beton erstellt; im folgenden sollen einige Beispiele kurz beschrieben werden.

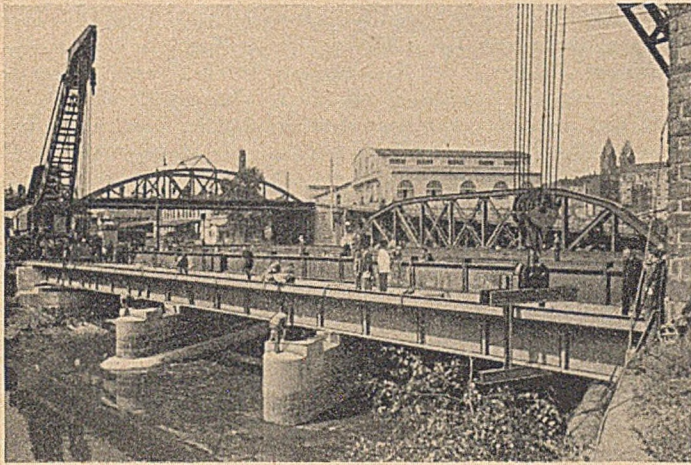


Bild 38. Wupperbrücke beim Bahnhof Wuppertal-Oberbarmen, Strecke Neuß-Schwerte. Einlegen des Randträgers des neuen Überbaus.

29. Bei der Unterführung der Uferstraße in km 246,38 der Strecke Bebra—Göttingen wurde der Überbau im Gleis Dransfeld—Göttingen als Verbundträger ausgebildet. Der 10,2 m weit gestützte Überbau besteht aus zwei etwa im Schienenabstand verlegten Stahlträgern IP 50, auf denen eine 2,5 m breite und 38 cm dicke Stahlbetonplatte gelagert ist. Die auf die Obergurte der Stahlträger angeschweißten Schubdübel bestehen aus halbkreisförmig gebogenen, hochkant gestellten Flacheisen 50.15 und unter 45° geneigten Rundstahlbügeln $\varnothing 20$ mm. In der Brückenmitte, wo die Schubkräfte in ihrer Richtung wechseln, sind die Schubdübel im Grundriß schlangenförmig ausgebildet; die Rundstahlbügel sind hier senkrecht nach oben gerichtet und überqueren die Dübel schräg (Bild 39). An den Trägerenden sind noch besonders kräftige, aus IP 28 geschnittene Enddübel angeordnet, die so bemessen sind, daß sie die gesamten

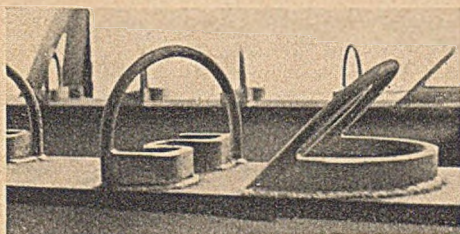


Bild 39. Versuchsüberbau in Verbundbauweise. Uferstraße Göttingen in km 246,386, Bebra—Göttingen. Hier: Dübel mit schrägem und senkrechtem Bügel.

Kräfte aus Schwinden und ungleichmäßiger Temperatur aufnehmen können. Besondere Längsstähle und Schrägstähle in der Platte leiten diese Kräfte zu den Enddübeln hin.

Bei diesem Überbau wurden außerdem versuchsweise die Schienen unmittelbar auf der Betonplatte befestigt. Die Schwellenschrauben fassen in einbetonierte hölzerne Rillendübel; zwischen der normalen Unterlagsplatte Rpo 5a und dem Beton liegt eine 10 mm dicke Gummiplatte, deren elastische Nachgiebigkeit unter dem Rad etwa 2,5 bis 3 mm beträgt.

Für den Übergang vom nachgiebigen Schotterbett auf die harte Stahlbetonplatte sind zur Verstärkung der Fahrschienen zu beiden Seiten jeder Schiene Schutzschienen vorgesehen, die auf an die Unterlagsplatten der Schienen angeschweißten Unterlagsplatten befestigt werden. Unter dieser langen gemeinsamen Unterlagsplatte liegt auf der Betonplatte wieder eine Gummiplatte. In Bild 40 sind

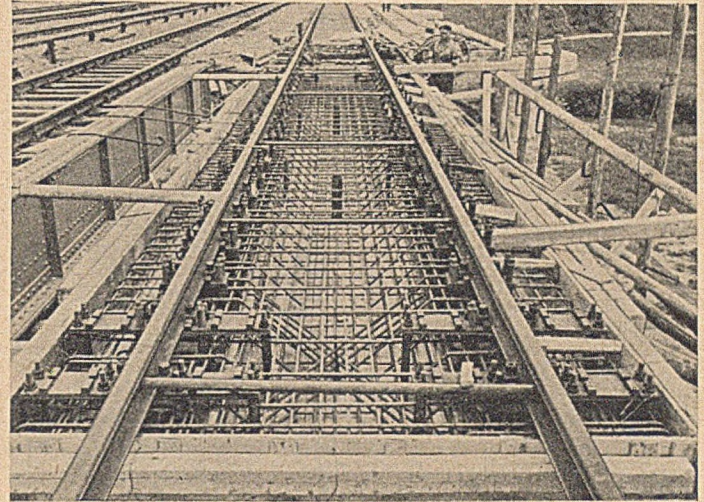


Bild 40. Versuchsbrücke in Verbundbauweise. Uferstraße Göttingen, km 246,386, Bebra—Göttingen. Hier: Druckplattenbewehrung und verlegtes Gleis vor dem Betonieren der Platte.

die Bewehrung der Platte, das verlegte Gleis und die verlängerten Unterlagsplatten für die Schutzschienen an den Enden der Fahrbahnplatte und ferner die oben erwähnten Schrägstähle zu erkennen, die die Kräfte aus Schwinden und ungleicher Temperatur auf die Enddübel übertragen.

30. Eisenbahnbrücke über die Eder in km 18,35 der Strecke Kassel—Frankfurt (Main). Das alte zweigleisige Bauwerk bestand aus neun gemauerten Gewölben von $6 \times 10,0$ m und über dem Fluß von 3×13 m Lichtweite. Es wurde bei der Zerstörung der Edertalsperre im Jahre 1943 durch Hochwasser völlig vernichtet. Nachdem 1943 zunächst eine eingleisige, 430 m lange Notbrücke auf gerammten Holzbohlen außerhalb der Bahnachse gebaut worden war, wurden anschließend in der Bahnachse fünf neue Pfeiler aufbetoniert, auf die für jedes Gleis sechs Behelfsbrücken aus Peiner Trägern von $2 \times 20,1 + 2 \times 25,1 + 2 \times 20,1$ m Stützweite gelegt wurden. Nach Kriegsende sollten zwei eingleisige durchlaufende Überbauten aus geschweißten Blechträgern mit oberliegender Fahrbahn eingebaut werden.

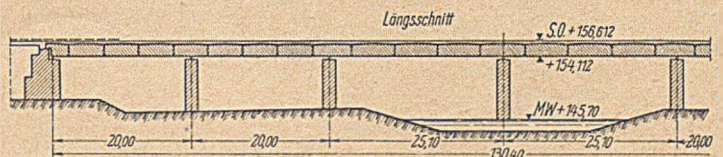
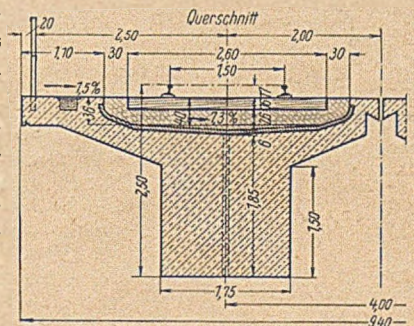


Bild 41. Eisenbahnbrücke über die Eder in km 18,355, Strecke Kassel—Frankfurt M. Längsschnitt und Querschnitt durch die Spannbetonüberbauten.

Die Ausschreibung im Jahre 1950 ergab, daß eine Ausführung der Überbauten in Spannbeton billiger wurde als in Stahl. Es wurden zwei eingleisige durchlaufende Überbauten in Spannbeton mit beschränkter Vorspannung und nachträglichem Verbund gewählt. Längsschnitt und Querschnitt mit den Hauptabmessungen gehen aus Bild 41 hervor. Die rd. 131 m langen Überbauten wurden nach dem System Dyckerhoff und Widmann vorgespannt. Verwendet wurde ein Beton B 450 bei 300 kg/m^3 Zement und als Spannstaht ein naturharter Mangan-Siliziumstaht St 90 in Rundstäben $\varnothing 26$ mm mit einer Mindestzugfestigkeit von 9000 kg/cm^2 , einer Mindeststreckgrenze von 6000 kg/cm^2 und einer Bruchdehnung von 12%. Als zulässige Beanspruchung wurden 4500 kg/cm^2 festgesetzt. Der größte Teil der jeweils in Feldmitte in der unterliegenden überdrückten Zugzone liegenden Vorspannstähle wird dem Momentenverlauf entsprechend gegen die Stützen hin nach oben und über die Stützen hinaus noch etwa 5 m in die Nachbarfelder

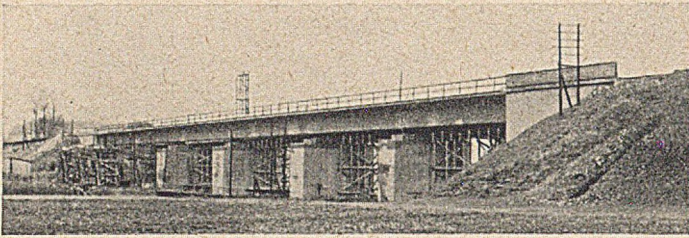


Bild 42. Ederstrombrücke, km 18,355, Strecke Kassel—Frankfurt M. Ansicht eines fertigen Brückenzugs.

hineingeführt, wo sie in besonderen Vorspannkammern enden. Ein kleiner Teil der Vorspannstähle wird nur auf einer Seite nach oben in die Vorspannkammern geführt, während er nach der anderen Seite unten liegenbleibt und kurz vor den Pfeilern endet.

Die Rundstähle liegen in Blechrohren $\varnothing 30$ mm, sie wurden gegen den Beton vorgespannt, nachdem dieser eine Druckfestigkeit von etwa 75% von W 28 erreicht hatte. Der nachträgliche Verbund wurde durch Auspressen der Zwischenräume zwischen Blechrohren und Rundstählen mit Zementmilch hergestellt. Die bei beschränkter Vorspannung unter der Gebrauchslast noch auftretenden Zug-

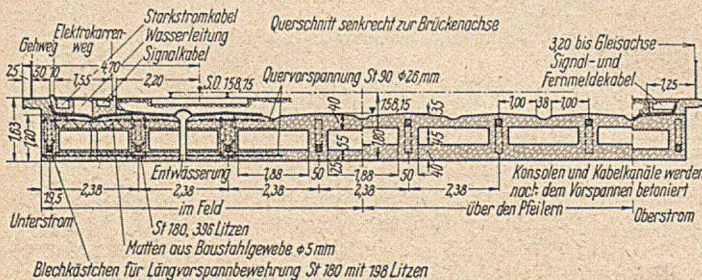
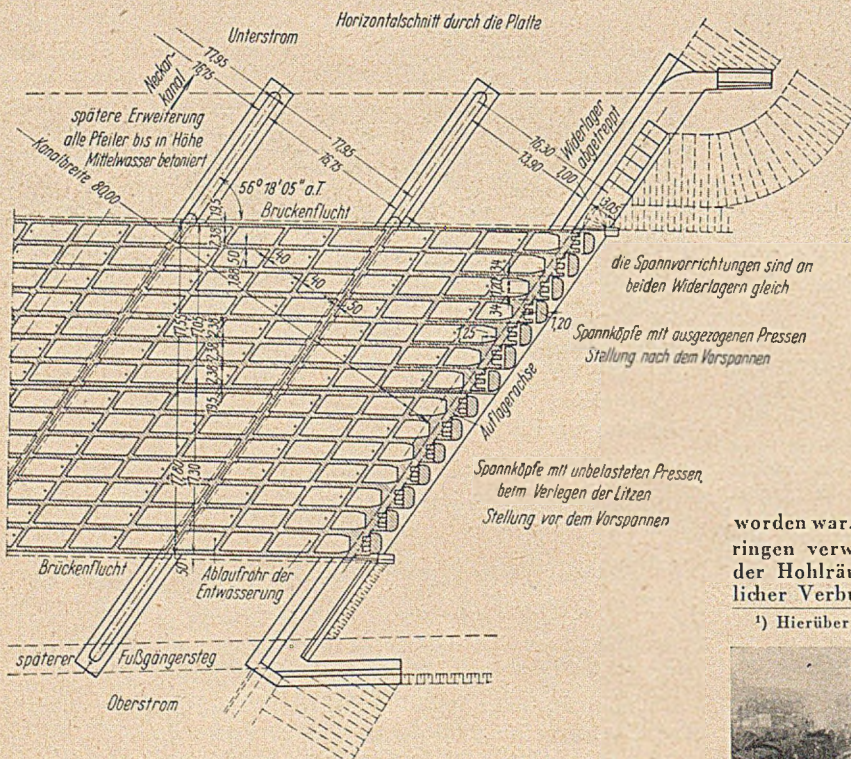
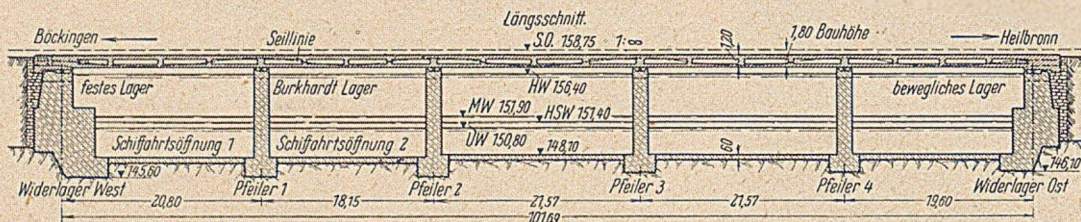


Bild 43. Eisenbahnbrücke über den verlängerten Neckarkanal auf Bahnhof Heilbronn (Brücke 2). Längen-, Horizontal- und Querschnitt durch die Hohlplatte und Draufsicht für die Entwässerung.

Schubspannungen werden durch eine zusätzliche schlaife Bewehrung aufgenommen; auch die eigentliche Fahrbahnplatte ist schlaif bewehrt. Das feste Lager jedes Überbaus liegt an einem Widerlager und ist als stählernes Zylinderzapfenkipplager ausgebildet; die rd. 120 t betragende Bremskraft wird durch eine besondere Bremsverankerung aufgenommen. Die beweglichen Lager sind stählerne Stelzenlager.

In 1950 wurde ein Brückenzug fertiggestellt, dessen Ansicht Bild 42 wiedergibt.

31. Drei neue Eisenbahnbrücken auf Bahnhof Heilbronn in km 52,02 der Strecke Bietigheim—Heilbronn¹⁾. Die Weiterführung des Neckarkanal beim Bf. Heilbronn erforderte den Bau von drei neuen Eisenbahnbrücken als Ersatz für die sechsgleisige Bahnbrücke über das frühere Flutgelände des Neckars zwischen Heilbronn und Böckingen. Die neuen Brücken dienen zur Unterführung der Reichsstraße Heilbronn—Böckingen (Brücke 1), des Neckarkanal (Brücke 2) und der Straße zum Güterbahnhof Heilbronn (Brücke 3). Für die Überbauten der Brücken 1 und 3 wurden geschweißte Stahlkonstruktionen verwendet, während die Kanalbrücke 2 in Spannbeton ausgeführt wurde.

a) Für die sechsgleisige Brücke 2 über den Kanal wurde eine über fünf Öffnungen durchlaufende Hohlplatte in vorgespanntem Beton gewählt. Eisenbahnachse und Kanalachse schneiden sich unter einem Winkel von 56° , so daß ein schiefer Überbau von rd. 108 m Länge und 35,35 m Breite entsteht. Die Stützweiten der Hohlplatte sind $20,8 + 18,5 + 2 \times 21,57 + 19,6$ m. Die Brücke wird in zwei gleich breiten Bauabschnitten ausgeführt, von denen der erste im Jahre 1950 fertiggestellt wurde. Nach Umlegung des Betriebes von der alten Flutbrücke auf den ersten Bauabschnitt der neuen Brücke wird die erstere abgebrochen und an ihrer Stelle die zweite Brückenhälfte ausgeführt.

Der Überbau wurde in zwei Richtungen vorgespannt. In der Längsrichtung wurde nach dem System Baur-Leonhardt vorgespannt: die Spanglieder aus Drahtlitzen St 180 wurden in Blechkästen gebündelt geführt und über aus Stahlbeton hergestellten beweglichen Spannköpfen endlos verankert. Bild 43 zeigt einen Längenschnitt, einen Horizontalschnitt und einen Querschnitt durch die Hohlplatte, Bild 44 einen Blick auf die Bewehrung der oberen Platte und auf die Spannköpfe am Brückenende. Die Drahtlitzen wurden drei Wochen nach dem Betonieren der Platte gegen diese vorgespannt, nachdem eine Woche zuvor eine teilweise Vorspannung in Höhe von 25% der Gesamtvorspannung aufgebracht worden war. Hierzu wurden Druckpressen von 350 t Hubkraft mit Stellringen verwendet. Nach dem Vorspannen wurde durch Auspressen der Hohlräume in den Blechkästen mit Zementmilch ein nachträglicher Verbund zwischen dem Beton und den vorgespannten Draht-

¹⁾ Hierüber wird in einem der nächsten Hefte von B. u. St. berichtet.

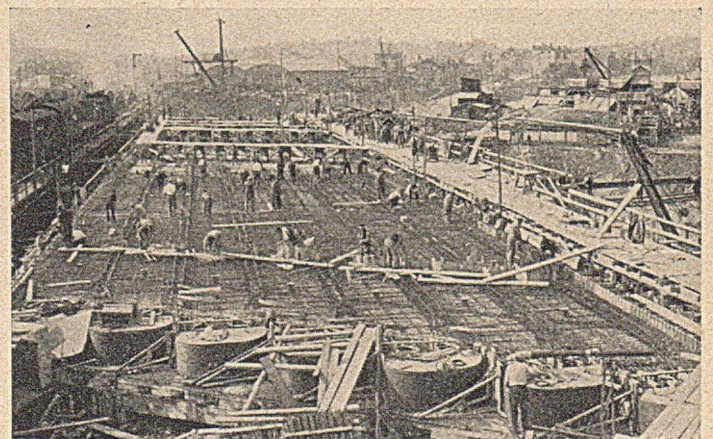


Bild 44. Eisenbahnbrücke über den verlängerten Neckarkanal auf Bahnhof Heilbronn (Brücke 2). Blick auf den ersten Bauabschnitt.

bündeln hergestellt. Zur Vorspannung in der Querrichtung wurden nach dem System Dyckerhoff und Widmann (Dr. Finsterwalder) naturharte Stähle $\varnothing 26$ mm aus St 90 verwendet, die in der oberen und unteren Decke der Hohlplatte senkrecht zur Bahnachse eingelegt wurden. Außerdem erhielt die Hohlplatte noch eine schlaife Bewehrung aus Betonstahl I. Für den ersten Bauabschnitt wurden 2500 m^3 Beton in ununterbrochenem Tag- und Nachtbetrieb eingebracht; an Vorspannstahl St 180 wurden rd. 130 t, an Vorspannstahl St 90 rd. 90 t und an Betonstahl I rund 200 t verlegt. Bild 45 zeigt die Ansicht der Kanalbrücke mit ihrem für eine massive Eisenbahnbrücke sehr schlanken Überbau.

b) Für die Brücke 1 über der Reichsstraße Heilbronn—Böckingen wurde ein über zwei Öffnungen durchlaufendes stählernes Tragwerk mit Stützweiten von $11,7 + 12,7$ m und rd. 44 m durchschnittlicher Breite eingebaut. Die Bauhöhe beträgt 1,4 m. Als Mittelstütze dienen allseitig geschlossene geschweißte Pendelstützen aus St 52 unter jedem Hauptträger. Die Ausbildung des Tragwerks geht aus dem Querschnitt (Bild 46) hervor. Es besteht aus 20 oben und unten geschlossenen Kästen. Als obere Decke dienen 10 mm dicke Tonnenbleche und als untere 8 mm dicke Flachbleche. Beide Decken wurden als Gurte für die Berechnung der über der Stütze 0,78 m und am Auflager 0,65 m hohen Hauptträger herangezogen. Die Tonnenbleche wurden auf besonderen Obergurten der in Abständen von 2,10 m angeordneten und die

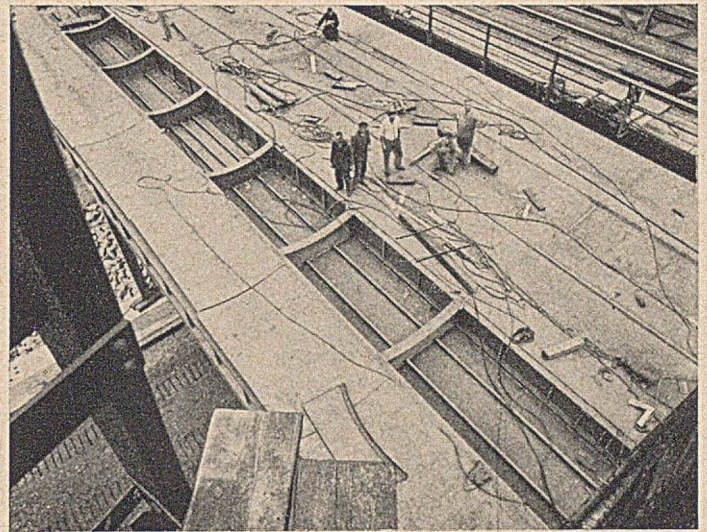


Bild 47. Unterführung der Reichsstraße Heilbronn—Böckingen auf Bahnhof Heilbronn (Brücke 1). Draufsicht auf die Fahrbahnkonstruktion.

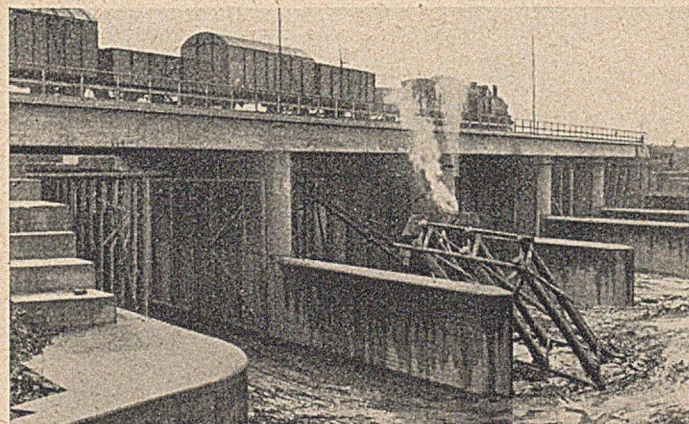


Bild 45. Eisenbahnbrücke über den verlängerten Neckarkanal auf Bahnhof Heilbronn (Brücke 2). Ansicht des Bauwerks.

c) Die Brücke 3 über der Straße nach dem Güterbahnhof Heilbronn weist dieselbe Querschnittsausbildung und dieselbe Bauhöhe von 1,4 m wie die Brücke 1 auf; nur wurden die Bodenbleche mit den Stegblechen der Hauptträger unmittelbar verschweißt. Die Stützweiten betragen bei dieser Brücke $2 \times 9,5$ m und die mittlere Breite rd. 53 m. Die Straße liegt teilweise in einer Kurve von 150 m Halbmesser; die Hauptträger sind daher in diesem Abschnitt radial angeordnet. Der Überbau wurde

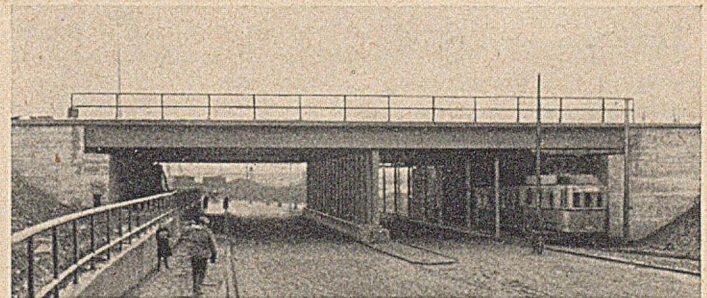


Bild 48. Eisenbahnbrücke über die Reichsstraße Heilbronn—Böckingen auf Bahnhof Heilbronn (Brücke 1). Ansicht.

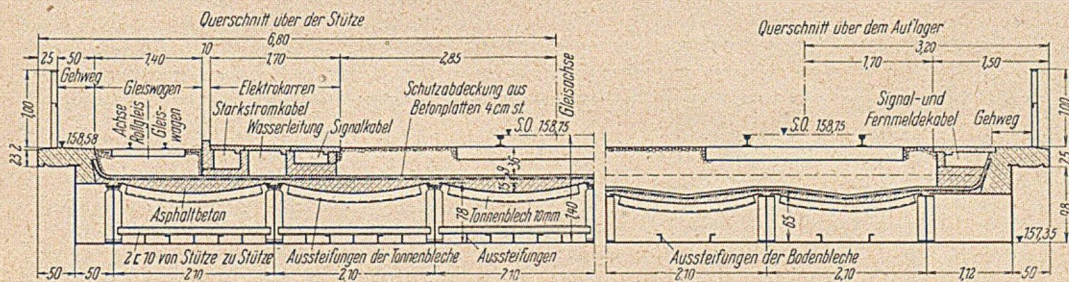


Bild 46. Eisenbahnbrücke über die Reichsstraße Heilbronn—Böckingen (Brücke 1). Querschnitt.

seitlichen Wände der Kästen bildenden Hauptträger gelagert und angeschweißt. Sie liegen außerdem noch auf in Abständen von 3,3 bis 3,6 m angeordneten Querträgern auf und sind zwischen diesen durch gekrümmte Winkelstähle quer ausgesteift. Die unteren Bodenbleche sind durch innenliegende Winkel- und Flachstähle längs ausgesteift. Auf die Tonnenbleche wurde Asphaltbeton mit Gefälle zu den Widerlagern hin aufgebracht. Darauf wurde die Abdichtung aus zwei Lagen Jutegewebbedichtungsbahnen verlegt, die durch 4 cm dicke Betonplatten geschützt sind.

Jeder zweite Kasten wurde in der Werkstatt geschlossen und an der Baustelle mit einem Derrick eingelegt. Die zwischen je zwei Kästen liegenden Konstruktionsteile wurden auf der Baustelle eingeschweißt (Bild 47). Um den Eisenbahnbetrieb nicht zu unterbrechen, mußte ein etwa 11 m breiter Teil des Überbaus neben den Betriebsgleisen montiert und nach Abbruch der alten Überbauten der Flutbrücke seitlich eingeschoben werden. Bild 48 gibt die Ansicht der Brücke wieder, für die 300 t Stahl St 37 und 23 t Stahlguß für die Lager benötigt wurden.

in derselben Weise wie bei Brücke 1 montiert; auch hier mußte ein rd. 18 m breiter Teil in einer Betriebspause seitlich eingeschoben werden. Bild 49 zeigt das Einlegen eines Kastens in dem im Grundriß gekrümmten Teil der Unterführung. Für den Überbau wurden 290 t St 37 und 23 t Stahlguß benötigt.

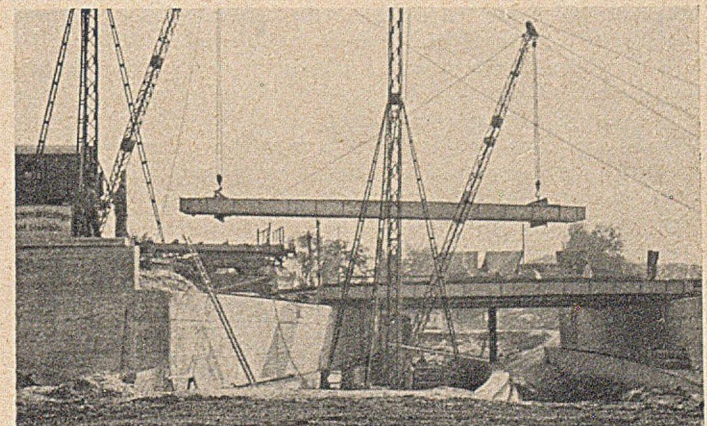


Bild 49. Eisenbahnbrücke über die Straße nach dem Güterbahnhof Heilbronn (Brücke 3). Einlegen eines geschlossenen Kastens des Überbaus.

Die Schleuse ohne Wasserverbrauch¹⁾.

Von Professor Leopold Rothmund, Stuttgart.

I. Die bisherige Forschung und ihr Ergebnis.

Seit über einem halben Jahrhundert ist es ein Wunschtraum der mit Wasserstraßen heftigten Wasserbau-Ingenieure, die wasserbrauchenden Schiffahrtsschleusen durch Schleusen ohne Wasserverbrauch zu ersetzen, um dadurch die nicht geringen Schwierigkeiten und Nachteile der Schleusen zu vermeiden, z. B.: ihren beschränkten Anwendungsbereich, die hohen Kosten für die Beschaffung des Schließungswassers, die nachteiligen Wirkungen der Füllung und Entleerung auf die Schließungsdauer, auf die zu schließenden und auf Schließung wartenden Schiffe und auf die Standsicherheit der Kammermauern und nicht zum wenigsten die Beeinträchtigung der Wasserwirtschaft durch den Wasserverbrauch.

Eine große Zahl von Vorschlägen²⁾ ist entstanden, aber alle krank an dem Nachteil, daß sie die Aufgabe mit Pendelwasserbetrieb lösen wollen. Zur Erläuterung sei kurz auf das in Abb. 1 skizzierte einfachste Beispiel hingewiesen: Zwei in der unteren Haltung schwimmende, gleich gestaltete und gleich schwere Tröge, die je aus einem Schiffsbehälter und durch U-förmige Rohre verbundenen Ballastkammern bestehen, werden abwechselnd dadurch gehoben und gesenkt, daß das Ballastwasser von einer Kammer in die andere fließt. Die Tröge werden dabei von Motoren unter geringem Energieaufwand bewegt. Bei den in den Jahren 1927 bis 1938 in Deutschland im Zuge von Großschiffahrtsstraßen gebauten Hebewerken Niederfinow und

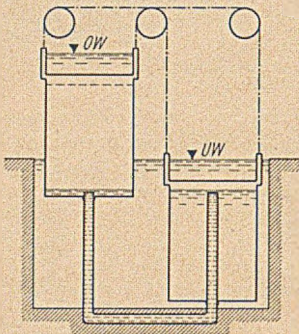


Abb. 1. Bauweise Schneiders.

Rothensee sind für 1000-t-Kähne Tröge von $85 \times 12 = 1020 \text{ m}^2$ Grundfläche verwendet, die mit einer durchschnittlichen Geschwindigkeit von 12 bzw. 15 cm/sec fahren. Legt man diese Trogabmessungen und Fahrgeschwindigkeiten zu Grunde, so müßte bei Pendelwasserbetrieb während der Trogfahrten ein Strom von über 120 bzw. 150 m^3/sec von einer Ballastkammer zur anderen geleitet und dabei eine dichte Verbindung zwischen den Rohrleitungen und Kammerhöden aufrechterhalten werden.

Diese technisch fast unüberwindlichen Schwierigkeiten werden mit einem Schlag behoben, wenn man die Böden der Ballastkammern wegläßt. Sie verwandeln sich dadurch in Luftlocken, in denen die Luft durch den Druckwasserspiegel eingeschlossen und gespannt ist und deren Verbindungsleitungen ohne jede erforderliche Dichtung frei in den Luftraum hineinragen. Auch die Ueberleitung von 150 m^3/sec und noch größeren Luftmengen von einer Glocke zur anderen begegnet keinerlei Schwierigkeiten, da auch bei verhältnismäßig kleinen Leitungsquerschnitten nur ein geringer Energieaufwand für die Luftbewegung nötig ist.

So hat sich schließlich aus der großen Zahl von Vorschlägen die vom Verfasser entwickelte Schleuse ohne Wasserverbrauch mit pendelndem Luftbetrieb herausgeschält, die nach dem heutigen Stande der Technik aus wirtschaftlichen und technischen Gründen als die Schleuse ohne Wasserverbrauch schlechthin bezeichnet werden darf.

Sie kann in zwei verschiedenen Bauweisen ausgeführt werden: entweder mit Trögen, die im Oberwasser schwimmen (Oberwassertröge) und den Anschluß an die untere Haltung durch Untertauchen und Fahrt unter Wasser gewinnen (Abb. 2 u. 3) oder mit Trögen, die im Unterwasser schwimmen (Unterwassertröge) und durch Austauchen und Höhenfahrt in die Oberwasserstellung gelangen (Abb. 12 u. 13*). In beiden Ausführungsarten soll sie kurz mit „Taudschleuse“ bezeichnet werden.

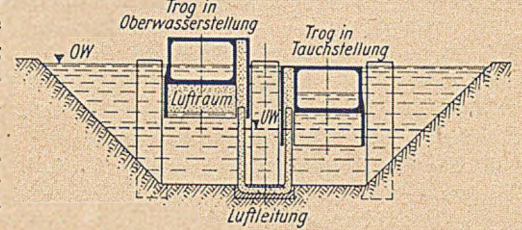


Abb. 2. Taudschleuse, Bauweise Rothmund. Geschlössener Trog im Oberwasser schwimmend. Querschnitt.

und durch Austauchen und Höhenfahrt in die Oberwasserstellung gelangen (Abb. 12 u. 13*). In beiden Ausführungsarten soll sie kurz mit „Taudschleuse“ bezeichnet werden.

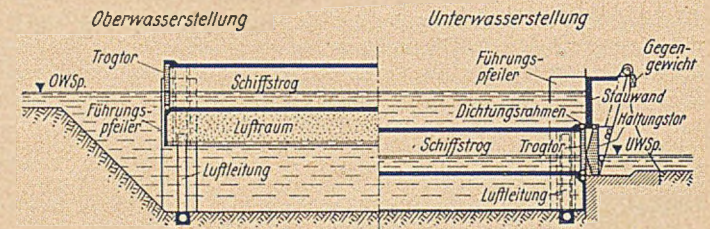


Abb. 3. Taudschleuse, Bauweise Rothmund. Geschlössener Trog im Oberwasser schwimmend. Längsschnitt.

II. Die Taudschleuse mit Oberwassertrögen.

a) Untertauchende Tröge mit obengeschlossenem Schiffsbehälter für hohe Stufen.

Besondere Vorteile bietet die zuerst entwickelte Bauweise der in der oberen Haltung schwimmenden Tröge, weil sie die größte natür-

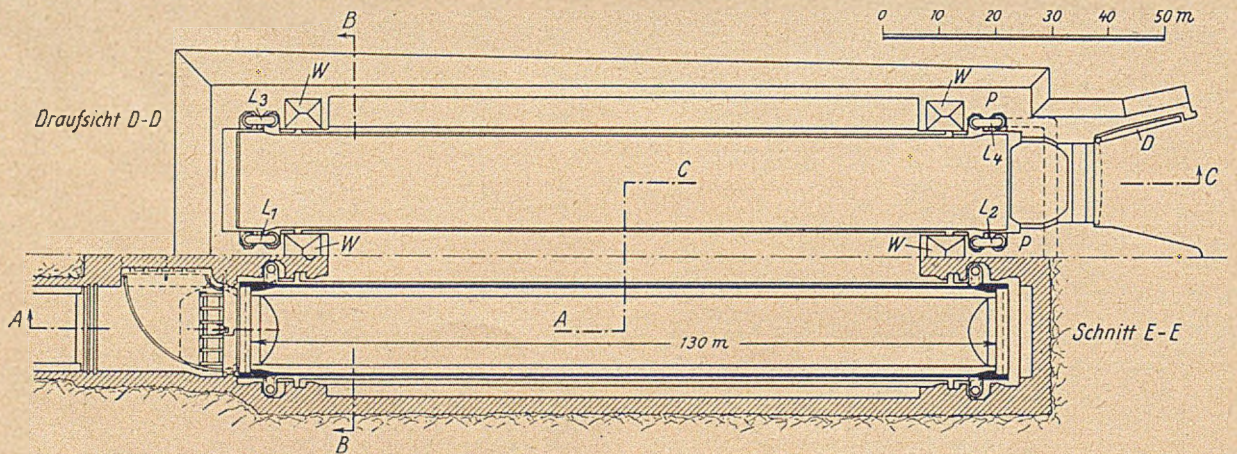


Abb. 4. Taudschleuse mit im Oberwasser schwimmenden Trögen für eine Stufenhöhe von 40 m Grundriß.

liche Sicherheit aufweist und zur Ueberwindung beliebig hoher Schiffahrtsstufen geeignet ist. In den Abb. 4, 5, 6 und 7 ist die Gestaltung der Taudschleuse für eine Stufe von 40 m Höhe mit einem Spielraum des Unterwassers von 1 m dargestellt. Das Grundsätzliche des Baus und Betriebs sei an Hand dieser Darstellung kurz erläutert: Die beiden Tröge aus Stahlbeton schwimmen in einem Schacht, dessen Tiefe durch die Höhe der Schiffahrtsstufe bestimmt wird und der in standfestem Fels in Rechteckform, in weniger gutem Gestein in elliptischer Form ausgeführt werden kann. Es ist zweckmäßig, die in Abb. 2 gezeigte rechteckige Form des Schiffsbehälters zu verlassen und bei hohen und niederen Stufen durch einen zylindrischen Druckkörper zu ersetzen, der mit seiner oberen Hälfte ein- und austaut. Dementsprechend sind unter dem Schiffstrog zwei Viertelszylinder als Luftlocken angeordnet, die in ihrer Größe genau mit dem ein- und austauchenden Teil des Schiffsbehälters übereinstimmen. Das Problem des wechselweisen Ein- und Austauchens der während der Tauchfahrten — und nur während

* s. Bautechn. 28 (1951), Heft 7.

¹⁾ Vgl. Schweiz. Bauztg. 66 (1948), Heft 42, S. 573—580.

²⁾ Rothmund, Schleusen ohne Wasserverbrauch. Festschrift der Technischen Hochschule Stuttgart 1929 sowie Bautechn. 7 (1929), Heft 20, S. 300 ff.

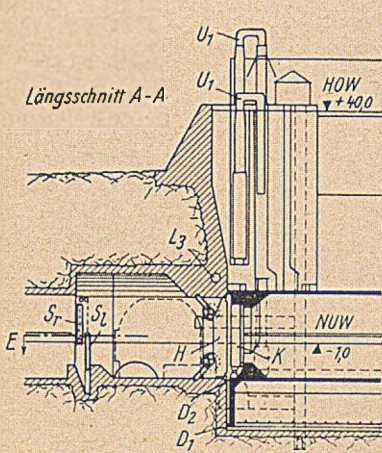


Abb. 5. Tauchsleuse für eine Schleusenstufe von 40 m Höhe. (Bauweise Rothmund.) Längsschnitt am Unterhaupt.

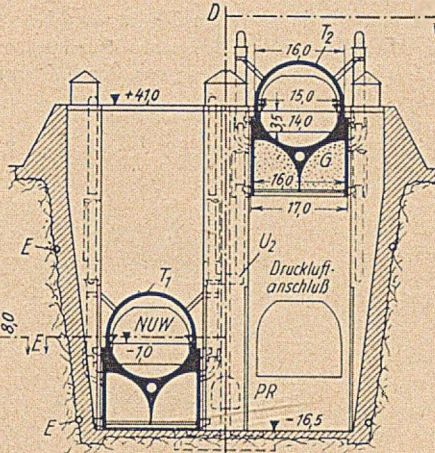


Abb. 6. Tauchsleuse für eine Schleusenstufe von 40 m Höhe. (Bauweise Rothmund.) Grundquerschnitt.

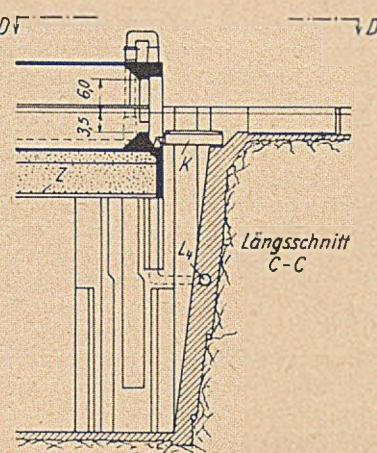


Abb. 7. Tauchsleuse für eine Schleusenstufe von 40 m Höhe. (Bauweise Rothmund.) Längsschnitt am Oberhaupt.

dieser — durch die Luftleitungen miteinander verbundenen Tröge wird dadurch gelöst, daß die Druckluft vom eintauchenden in den austauchenden Trog überfließt. Die Verminderung der Wasserverdrängung durch die aus der Glocke des eintauchenden Troges entweichende Luft wird dabei durch dessen Tauchvolumen ersetzt, während die in den austauchenden Trog überfließende Luft dort die Wasserverdrängung in dem Maße vergrößert, als Trogvolumen aus dem Wasser austaucht: die Wasserverdrängung der Tröge bleibt so immer die gleiche, sie befinden sich, ob aus- oder untergetaucht, stets in einer Gleichgewichts-Schwimmelage.

Die Luftleitungen können als fest in die Beckensohle eingebaute U-Rohre (Abb. 2 u. 3) nur bei niederen Stufen und geringen Schwankungen der Beckenspiegel ausgeführt werden. Bei allen höheren Stufen und großen Wasserstandsschwankungen wird das in Abb. 8a u. b dargestellte kombinierte System von festen und beweglichen U-Rohren angewendet. An allen vier Trogecken wird auf jede Luftlockenhälfte in eine den Luftabschluß bewirkende Wassertasse (Wt) von ihr lösbar ein umgekehrtes U-Rohr (U_1) aufgesetzt. Zwischen die beiden Tröge wird in entsprechender Höhe am Oberhaupt und Unterhaupt je ein festes U-Rohr (U_2) eingebaut und die Verbindung zwischen den inneren Kammern dadurch hergestellt, daß die umgekehrten beweglichen U-Rohre über seine lotrechten Schenkel gestülpt werden. In gleicher Weise werden die Luftlocken an den Außenseiten der Tröge miteinander verbunden. Die waagerechten Schenkel der festen U-Rohre müssen dabei über die ganze Schachtbreite hinweg durch die Auskleidung der beiderseitigen Schachtstirnen hindurchgeführt werden (s. L 3 in Abb. 5). Die Stülprohre lösen sich von den Wassertassen, wenn der Trog ganz untergetaucht ist, und verbinden sich wieder mit ihnen bei der Austauschfahrt.

So ist eine universelle Lösung der Luftleitung gefunden, die nur von der Höhe der Eintauchfahrt und etwaigen Schwankungen des Oberwasserspiegels abhängig ist, aber den Trog für jede Tiefe der Unterwasserfahrt freigibt, also bei jeder Höhe der Schiffahrtstufe anwendbar ist.

Die Waagerechtführung und Stillsetzung der Tröge wird durch vier an den Trogecken aufgestellte, durch ein mechanisches Wellenviereck miteinander verbundene, kräftige Windwerke bewirkt, die durch Gelenkzahnstangen mit den Trögen verbunden sind. Wie die tragenden Kräfte in Form des Auftriebs den Trog an allen Punkten gleichmäßig unterstützen, so sollen auch die

Antriebskräfte am Trog in seiner ganzen Ausdehnung gleichmäßig angreifen. Dies wird dadurch bewerkstelligt, daß der zu Berg fahrende Trog etwas zu tief, der zu Tal fahrende etwas zu hoch anfährt, so daß der eine etwas Übergewicht, der andere etwas Untergewicht erhält, das in der folgenden Tal- bzw. Bergfahrt die Antriebskraft darstellt.

Die Schleusung am Oberhaupt ist denkbar einfach. Der Trog schwimmt ohne Anschluß an die Haltung frei im Oberwasser, man braucht nur das in Abb. 7 dargestellte obere Klappstor K^3 zu öffnen und nach der Aus- oder Einfahrt des Schleppzuges wieder zu schließen. Darauf werden die Bremsen gelüftet, der Trog sinkt infolge seiner geringen als Antriebskraft aufgenommenen Ueberlastung etwas ein und ist für die Tauchfahrt bereit.

Am Unterhaupt übernimmt der in der Unterwasserstellung angekommene Trog mit seinem den Rahmen der unteren Haltung rundum streifenden Dichtungsrahmen — genau wie z. B. die abge-

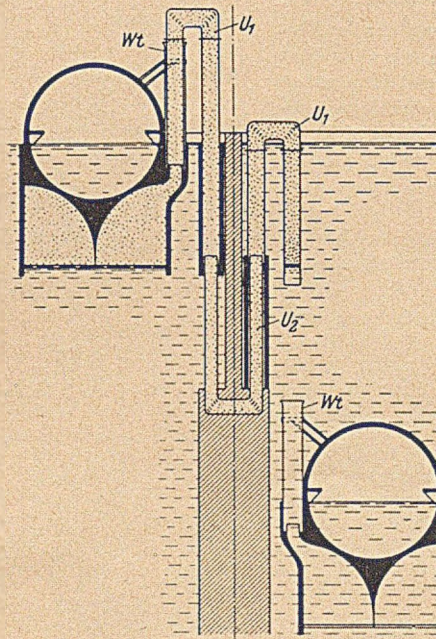


Abb. 8a. Tauchsleuse Rothmund. Grundquerschnitt durch die Luftleitungen.

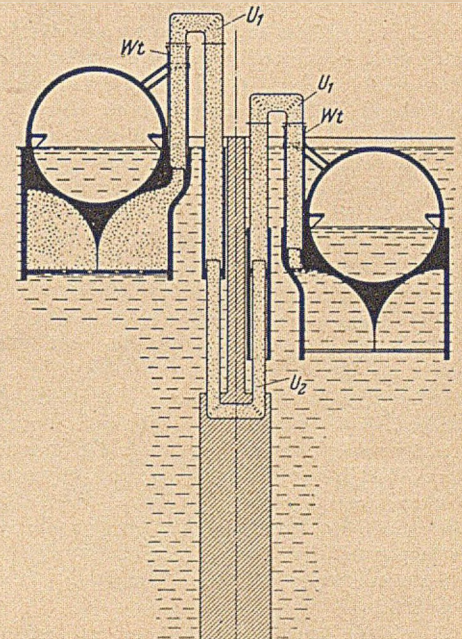


Abb. 8b. Tauchsleuse Rothmund. Grundquerschnitt durch die Luftleitungen.

senkte Schütze vor dem Grundablaß einer Talsperre — den Abschluß des Schleusenschachts gegen das Unterwasser; darauf wird das Spaltwasser zwischen Trog- und Haltungstor durch einen Umlauf in das Unterwasser abgelassen, und beide Tore können nun für die Unterwasserschleusung geöffnet werden. Durch Ablassen des Spaltwassers wird der einseitige Wasserdruck der Schachtwassersäule auf den Trog ausgelöst, der ihn mit sehr großer Kraft auf den Haltungsrahmen aufpreßt und den dichten Abschluß des Schachts gegen das Unterwasser gewährleistet. Das Haltungstor ist als schwimmendes Drehtor (H in Abb. 5) vorgesehen, das gegen Sohle und Decke der Torkammer sprengwerkartig abgestützt ist. Als Abschluß der Torkammer gegen die kurze Tunnelausfahrt dient eine Senkschütze mit vorgelegtem Schutzbalken. Mit Hilfe dieses Ab-

3) An Stelle von Klappstoren können mit Vorteil auch Senktore angewendet werden.

schlusses und des oberwasserseitigen Drehtors D (Abb. 4) kann der Schleusenschacht jederzeit abgeschlossen und durch ein in Abb. 5 angedeutetes Pumpwerk PR in kurzer Zeit trockengelegt werden.

Nach vollzogener Unterwasserschleusung werden Trog- und Haltungstor wieder geschlossen, und durch einen Umlauf zwischen Schacht und Spalt wird der einseitige Wasserdruck auf den Trog aufgehoben, der sich infolge seiner Unterbelastung zu heben beginnt und, wenn er mit seinem Scheitel den Oberwasserspiegel berührt, den für die Talfahrt bereitgestellten Trog außerordentlich sanft in Bewegung setzt. Die mittlere Fahrgeschwindigkeit der Tröge ist zu 12 cm/sec vorgesehen, das Durchfahren einer Stufe von 40 m dauert somit rund 6 Minuten.

Bei gleichmäßiger Belastung der Schiffahrtstraße in beiden Richtungen ist es zweckmäßig, Richtungsbetrieb durchzuführen, d. h. mit dem einen Trog nur talwärts, mit dem anderen nur bergwärts zu fördern und dazwischen je eine Leerfahrt zu machen. Ein Doppelspiel, durch das je ein Schleppzug zu Berg und zu Tal befördert werden kann, erfordert bei dieser Betriebsweise theoretisch einen Zeitaufwand von rund 45 Minuten.

b) Eintauchende Tröge mit oben offenem Schiffsbehälter für niedrigere Stufen.

Die vorstehend behandelten Schleusentröge mit geschlossenem Schiffsbehälter werden mit Vorteil bis zu Stufenhöhen von etwa 10 m herab angewendet, weil der untertauchende Trog die geringste Konstruktionshöhe erfordert. Der Nachteil, daß Schiff und Mannschaft im untertauchenden Trog während der Fahrt von der Außenluft abgeschnitten sind, kann bis zu beträchtlichen Stufenhöhen durch Aufsetzen eines oder mehrerer Luftschächte, die auch in der tiefsten Trogstellung über den Oberwasserspiegel herausragen, behoben werden.

Bei Stufenhöhen unter 10 m kommt die Anwendung der in Abb. 9, 10 und 11 dargestellten H-förmigen Tröge in Frage, die oben über dem erforderlichen lichten Raum durch Rippen ausgesteift werden und deren Luftglockenwände unter dem Druckwasserspiegel und auch weiter oben durch Zuganker verbunden werden können. Steht, wie im gewählten Beispiel, im Untergrund Fels an, so wird unter entsprechender Verstärkung der Glockenwände auf die Anker ganz oder teilweise verzichtet, so daß die Felskerne im Luftglockenbereich stehen bleiben können und nur für die Wände im Untergrund Schläge herzustellen sind. Im gewählten Beispiel sind die oberen Anker beibehalten und nur die unteren weggelassen.

Die oben offenen Tröge bleiben durch ihre Luftkissen und Luftleitungen dauernd miteinander verbunden, die Tauchschleuse bildet in dieser Form eine aërostatistische Waage, deren Waagschalen sich wechselweise in der oberen Haltung heben und senken, ohne daß eine merkliche Wasserbewegung oder ein nennenswerter Wasserverlust eintritt. Wasserspiegeländerungen kann man leicht folgen, indem man durch hochgespannte Luft aus einer Kompressoranlage mit Windkessel die Luftglockenfüllung ergänzt oder Luft ausblasen läßt, je nachdem die Waagebalken der Luftleitungen dabei sich verlängern oder verkürzen. Die dabei erforderliche Anordnung der Luftleitungen ist aus den Abb. 9 und 10 ersichtlich.

Für den Betrieb der Schleuse mit offenen Trögen und deren maschinelle Ausrüstung gilt sinngemäß das gleiche wie für die untertauchenden geschlossenen.

III. Vergleich der Tauchschleuse mit Oberwassertrögen mit den in Deutschland ausgeführten Hebewerken Rothensee und Niederfinow.

Die Tauchschleuse bildet die natürliche Fortentwicklung der Schleusen mit Wasserverbrauch zum Hebewerk, das als solches dadurch gekennzeichnet ist, daß es ohne nennenswerten Wasserverbrauch arbeitet. Im Vergleich mit den bisher ausgeführten Hebewerken sind hauptsächlich die folgenden Vorteile hervorzuheben:

1. Vollständige Betriebssicherheit ohne künstliche Sicherung durch Trogspindeln oder Mutterbackensäulen mit Sperr-Riegeln oder sonstige „Gesperre“.

Beim Schwimmerhebewerk und lotrechten Aufzug müssen die Tröge in beiden Endstellungen an die Haltungen durch mechanisch vorgetriebene Dichtungsrahmen angeschlossen und durch

waagerechte Riegel verankert werden, weil nach Öffnung von Trog- und Haltungstor der einseitige Wasserdruck auf das andere Trog-tor den Trog von der Haltung wegziehen will.

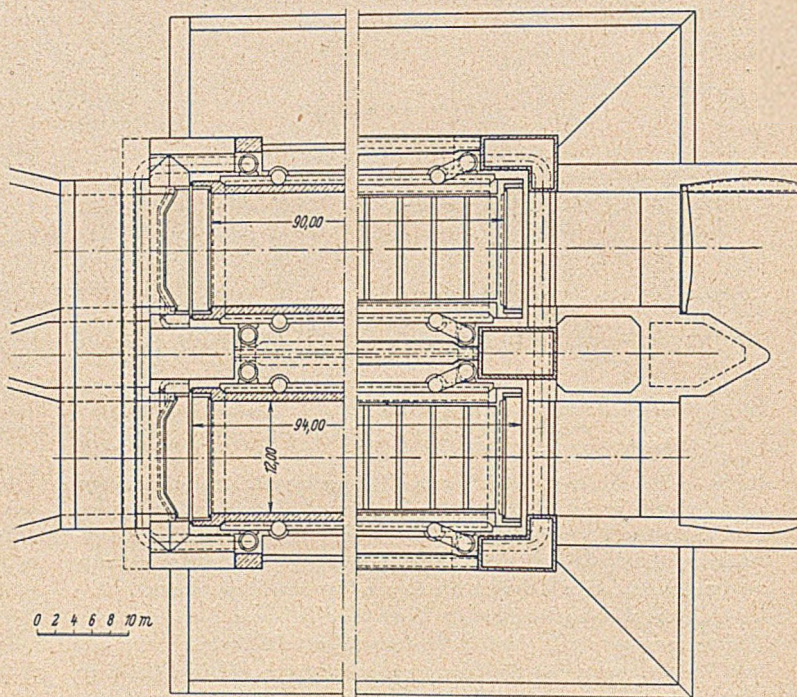


Abb. 9. Grundriß der Tauchschleuse mit oben offenen Trögen.

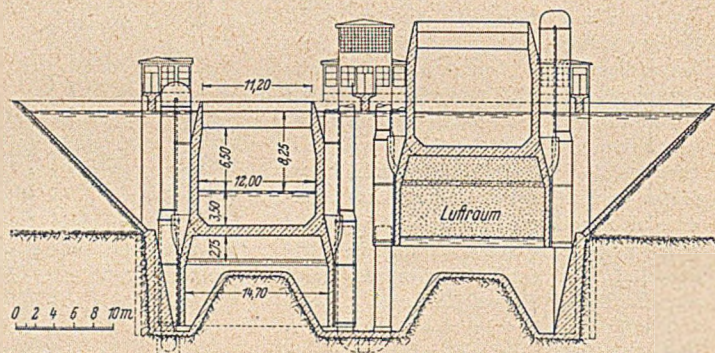


Abb. 10. Querschnitt durch die Tauchschleuse mit oben offenen Trögen.

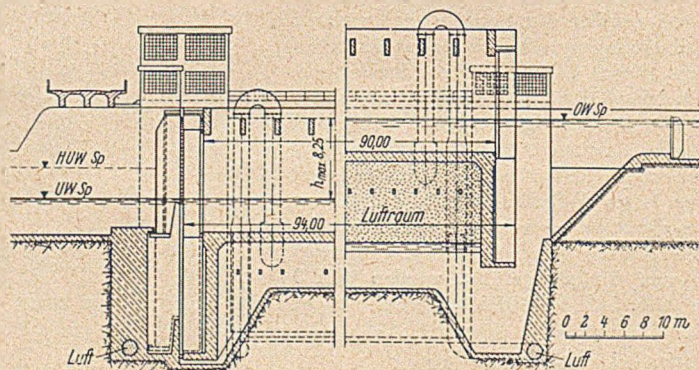


Abb. 11. Längsschnitt durch die Tauchschleuse mit oben offenen Trögen.

Demgegenüber wird der untertauchende Trog der Tauchschleuse in der Unterwasserstellung durch den einseitigen Wasserdruck so fest auf den Haltungsrahmen aufgepreßt, daß keine während der Schleusung mögliche Wasserstandsänderung ihn von der Stelle zu rühren vermag, er ist durch den statischen Wasserdruck so festgelegt, daß bei größeren Stufenhöhen nicht einmal die Haltekraft der Windwerke dazu in Anspruch genommen werden muß. Hier natürliche, dort künstliche Sicherung.

In der Oberwasserstellung schwimmt der Trog frei und kann etwaigen Wasserstandsänderungen ohne weiteres folgen. Das obere Haltungstor und der Anschluß an die Haltung fallen weg. Die Wasserstandsänderungen verändern das Troggewicht und den Auftrieb bei offenem Trog, wenn auch nicht in gleicher Größe, so doch im gleichen Sinne, die Ungleichgewichtskräfte sind so gering, daß sie die Haltekräfte der Windwerke nicht überschreiten. Indem man die Gelenkzahnstangen nicht unmittelbar am Trog, sondern durch Vermittlung eines ungleicharmigen Hebels befestigt, dessen langer Arm durch einen nach beiden Seiten ausschlagenden Federtopf gegen ein gewisses Ungleichgewicht gesichert ist, kann man den Trog sogar als Schwimmer benutzen, der nach Ueberschreiten des Ungleichgewichts die Windwerke mechanisch schaltet und das Heben oder Senken des Troges bewirkt, bis das Ungleichgewicht beseitigt ist. Eine künstliche Sicherung der Oberwasserstellung ist somit nicht nur nicht erforderlich, sie wäre sogar schädlich und würde dem Wesen des Schwimmtroges völlig zuwiderlaufen.

Während der Trogfahrten müssen die unvermeidlichen, durch geringe Wasserstandsänderungen im Trog hervorgerufenen Ungleichgewichtskräfte beim Schwimmerhebewerk Rothensee durch die Trogspindeln aufgenommen werden, was vermehrte Reibung, Abnutzung der Spindeln und Muttern und erhöhten Energieaufwand bedingt. Beim Drahtseilhebewerk Niederfinow werden die Ungleichgewichtskräfte durch die Federtöpfe bis zu dem durch deren Spannkraft begrenzten Maß aufgenommen; wird dieses überschritten, so steht das Hebewerk still.

Bei der Tauchschleuse werden die Trogfahrten durch die planmäßig erzeugten Ungleichgewichtskräfte in Form der Ueber- und Unterbelastung ausgeführt, und kein Maß dieser Ungleichgewichtskräfte kann die Tröge oder ihre Ladung gefährden. Diese Antriebskräfte mögen beliebig groß sein, sie finden unfehlbar ihren Meister in den hydraulischen Widerstandskräften der Luft- und Wasserströmung, es stellt sich die aus diesen Kräften resultierende Fahrgeschwindigkeit ein und wird, wie groß sie auch sei, in den Endstellungen langsam abgebremst: in der Unterwasserstellung durch die sich mit der Annäherung des Troges an die Sohle immer mehr verstärkende Wasserbremse, die durch die Wasserverdrängung unter der ausgedehnten Trogfläche entsteht, und in der Oberwasserstellung durch das beim Austausch des Troges über seine normale Lage immer kleiner werdende Untergewicht, bis der Trog beim erreichten Gleichgewicht zwischen Auftrieb und Troggewicht zum Stillstand kommt.

Auch während der Trogfahrt ist somit eine Fesselung der Tröge durch Spindeln oder Gesperre nicht erforderlich, sie würde nur eine wesensfremde, ja sogar gefährliche Einrichtung bedeuten.

Der bedeutsamste Vorzug der Tauchschleuse gegenüber den maschinell gesicherten Hebewerken ist also der, daß die durch die mechanisch verbundenen Windwerke waagrecht geführten Tröge während der Fahrt und auch während der Schleusungen keiner künstlichen Sicherung bedürfen. Die Tauchschleuse stellt das bewegliche, d. h. von Fesseln freie und die Tragkräfte an die veränderliche Traglast angleichende Hebewerk dar, im Gegensatz zu den starren, d. h. durch Spindeln und Gesperre gefesselten Hebewerken mit unveränderlichen Tragkräften in Form des Schwimmerauftriebs und der Gegengewichte.

2. Einen weiteren Vorzug bildet die leichte Anpassungsfähigkeit der Tauchschleuse an die Wasserstandsänderungen der Haltungen.

Dem Spielraum der Oberwasserstände ist nur die Anordnung der Luftleitung in der Weise anzupassen, daß der waagrecht Schenkel der umgekehrten U-Röhre bei tiefster Stellung nicht in das Wasser eintaucht.

Den Änderungen des Unterwasserstandes muß durch entsprechende Höhe des Haltungsrahmens und der Torkammer sowie durch einen Aufsatzschild auf die Trogstirn Rechnung getragen werden, der bei allen tieferen Unterwasserständen den Haltungsrahmen vollständig abdeckt.

Diese mit geringen Mitteln durchzuführenden Maßnahmen ermöglichen den Trögen die Anfahrt in jeder Ober- und Unterwasserstellung.

Man vergleiche hierzu die Maßnahmen am Hebewerk Rothensee zur Berücksichtigung der wechselnden Unterwasserstände der Elbe in Form des „Schildschütes“ und eines Stemmtorpaars nebst Pumpwerk, um den unteren Teil des Schildschütes nach Trockenlegung der unteren Haltung zwischen dem Stemmtorpaar und dem Hebewerk ausbauen zu können!

3. Als weiterer Vorzug der Tauchschleuse ist die außerordentlich einfache Bauweise der Tröge als druckfeste Stahlbetonzylinder mit angehängten Luftglocken zu nennen. Darüber hinaus fällt der Wegfall der sehr verwickelten Sicherungen durch Trogspindeln oder andere Gesperre stark ins Gewicht. Der Widerspruch, daß dem Trog einerseits die unvermeidlich nötige Bewegungsfreiheit in der Längs- und Querrichtung gelassen und andererseits die Verbindung zwischen den Trogspindeln und den am Trog befestigten Spindelmuttern bzw. zwischen den Mutterbackensäulen und den am Trog angebrachten Sperrriegeln starr aufrechterhalten werden muß, führt beim Schwimmerhebewerk zu den beweglich am Trog angeordneten „Mutterwagen“, beim Aufzug Niederfinow zur Befestigung der Sperrriegel an Pendelstützen. Diese verwickelten Konstruktionen bedeuten für jeden erfahrenen Ingenieur keineswegs Kennzeichen einer guten Lösung, ihr gänzlicher Wegfall darf daher als großer Gewinn gewertet werden.

Weitere Vorteile in Bau und Betrieb bringt der Wegfall der beweglichen Dichtungsrahmen und Verankerungen an beiden Haltungen sowie des Haltungstores an der oberen Haltung und des Troganschlusses an diese mit sich.

4. Die Tröge der Tauchschleuse als Schwimmkörper, die in ihrer ganzen Ausdehnung gleichmäßig getragen und für die Fahrten ebenso gleichmäßig über- und unterbelastet werden, können unter normaler Kostenerhöhung auch in der Länge von Schleppzugschleusen ausgeführt werden und sind durch die Tiefe und Breite ihrer Wasserfüllung für die Ein- und Ausfahrten besonders günstig, während bei den künstlichen Hebewerken diese Vorteile nur durch eine unverhältnismäßig große, kaum tragbare Kostensteigerung erkauft werden könnten.

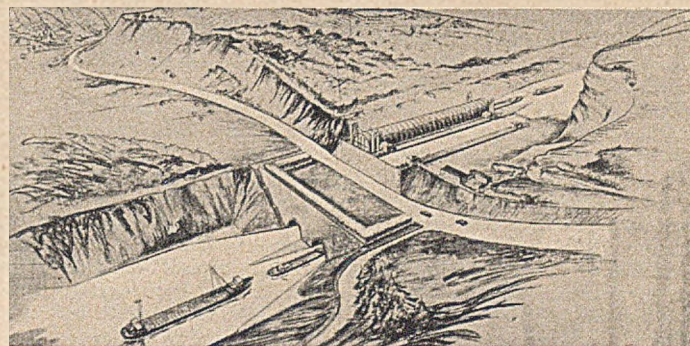


Abb. 15. Schaubild einer Tauchschleuse mit im Oberwasser schwimmenden Trögen für eine Stufe von 50 m Höhe.

5. Auch in schönheitlicher Hinsicht ist die Tauchschleuse den bisherigen Bauweisen der Hebewerke überlegen. Wenn auch nicht zu verkennen ist, daß man um eine gute Gestaltung bei Niederfinow und Rothensee bemüht war, so kann man das letztere nicht schön nennen (Abb. 15).

Demgegenüber tritt die Tauchschleuse kaum mehr als die Schleusen mit Wasserverbrauch in Erscheinung, sie fügt sich ganz zwanglos in das Bild der Wasserstraßen ein, und von einer Störung oder gar Verschandelung des Landschaftsbildes kann keine Rede sein.

6. Alle vorgenannten Vorteile wirken sich schließlich dahin aus, daß die Tauchschleuse in ihrer einfachen Bauweise mit wesentlich geringerem Kostenaufwand ausgeführt werden kann als die bisher gebauten Hebewerke, was durch Kostenvergleiche erwiesen ist: Auch in wirtschaftlicher Hinsicht ist die Tauchschleuse den bisherigen Bauweisen weit überlegen.
(Schluß folgt.)

Vermischtes

Dr.-Ing. Hugo Carl Klammt 75 Jahre.

Am 21. Juni 1951 vollendet Dipl.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Hugo Carl Klammt sein 75. Lebensjahr.

In Berlin geboren, besuchte er das Bromberger Gymnasium bis zum Abitur, um danach auf den Technischen Hochschulen in Hannover und Berlin Bauwissenschaft zu studieren. Eine frühzeitige Erkrankung seines Vaters, des Inhabers der im Jahre 1878 gegründeten Baufirma Hermann Klammt, zwang ihn dazu, die Leitung des väterlichen Unternehmens schon vor Abschluß seines Examens am 1. 6. 1902 zu übernehmen.

Trotz dieser großen alleinigen Verantwortung und der damit verbundenen ungeheuren Arbeit legte er während dieser Tätigkeit seine Hochschulprüfung ab und erwarb den akademischen Grad eines Dipl.-Ingenieurs. Von dem erwähnten Zeitpunkt an hatte er die alleinige verantwortungsvolle Leitung der gesamten Firma. Durch seine eiserne Energie konnte er das von seinem Vater übernommene Geschäft ständig erweitern und auch durch schlechte Zeiten erfolgreich hindurchführen.

Unter seiner Leitung entwickelte sich die Firma zu einer der angesehensten und größten der ostpreussischen Bauunternehmungen, die später im Jahre 1925 eine Niederlassung in Berlin und nach Auflösung, bedingt durch den Zusammenbruch des Königsberger Stammhauses, weitere Niederlassungen in Hannover und Herford errichtete.

Neben Reichs-, Kleinbahn- und Straßenbauten sind unter seiner Leitung schwierigste Tiefbauvorhaben durchgeführt worden. Zu erwähnen sind die Durchstiche von Warthe, Gilge, Nemonien und Pregel, Eindeichungen am Kurischen Haff und der Nogat, der Ausbau des Pillauer Hafens, des Königsberger Schiffahrtskanals, mehrere See- und Landflugplätze und vor allem die besonders schwierigen Arbeiten bei der Herstellung des Masurischen Kanals, wobei eigene Konstruktionen von Spezial-Baggergeräten in Fachkreisen großes Interesse und besondere Anerkennung fanden.

Im Beton- und Stahlbetonbau führte er nach dem ersten Weltkrieg vor allem auch im Ausland große Industriebauten, wie Konservenfabriken in Kowno und Königsberg, Auto- und Zündholzwerke ebenfalls in Kowno, die Erdölschiefer-Raffinerien in Estland, Hellinge und Kai-Anlagen in Königsberg, Pillau und Memel, Speicher, Baracken, Tankanlagen, erfolgreich durch.

Der Ausbau der Straßennetze in den 20er Jahren veranlaßte ihn, sich auch auf dem Gebiet des neuzeitlichen Straßenbaues unter Einsatz modernster Großgeräte zu betätigen.

Trotz dieser starken Inanspruchnahme als alleiniger Inhaber versagte er sich niemals ehrenamtlichen Arbeiten im Interesse der Allgemeinheit.

Er hat 10 Jahre das Amt eines Vorsitzenden des Fachverbandes für das Tiefbaugewerbe in Ostpreußen innegehabt, ist ebensolange Mitglied der Industrie- und Handelskammer zu Königsberg (Pr.) gewesen und hat in einer Arbeitsgemeinschaft die sämtlichen technischen Verbände Ostpreußens zusammenschließen können und auch diese 10 Jahre als Vorsitzender geführt. Hier erblickte er seine wichtigste Aufgabe darin, die Technische Hochschule im abgetrennten Danzig mit den ostpreussischen technischen Verbänden und der Königsberger Universität, als geistigem Mittelpunkt Ostpreußens, in nähere Beziehung zu bringen und Wissenschaftler der Technik aus dem Reich zu Vorträgen in dieser Arbeitsgemeinschaft in Ostpreußen zu veranlassen. In Anerkennung seiner Arbeiten und seines Eintretens für die Ingenieur-Wissenschaft ist ihm die Würde eines Ehrenbürgers sowie eines Ehrendoktors von den Technischen Hochschulen Danzig und Braunschweig verliehen worden. Er ist immer ein fanatischer Verfechter der hohen Aufgabe eines Ingenieurs für Volk und Staat gewesen, und ihm galt stets sein Beruf als der schönste wegen der Schaffungsmöglichkeit unvergänglicher Werte.

Durch sein Vorbild und durch seinen Grundsatz, vor allem gute und einwandfreie Ingenieurarbeit zu leisten, welches er auch allen seinen Mitarbeitern zum Grundsatz gemacht hatte, ist er und seine Firma als ein unbedingt zuverlässiges Unternehmen und in seiner Leistung hochstehend im deutschen Baugewerbe angesehen. Im Innern der Firma richtete er sein besonderes Augenmerk auf die Heranziehung eines getreuen und erfahrenen Mitarbeiterstammes sowie auf die Fürsorge der ihm anvertrauten Angestellten und Arbeiter.

P u s c h.

Dr.-Ing. E. h. Camill Santo.

Die Fakultät für Bauwesen der Technischen Hochschule Karlsruhe verlieh Dipl.-Ing. Camill Santo, Baudirektor der Badischen Anilin- & Soda-Fabrik, Ludwigshafen, die Würde des Dr.-Ing. E. h. in Würdigung seiner besonderen Verdienste um das Bauwesen.

Nach mehrjähriger Praxis im Stahl- und Stahlbetonbau trat der aus Lahr im badischen Schwarzwald stammende Bauingenieur, der am 30. März 1951 sein 60. Lebensjahr vollendete, 1922 in die Bau-

abteilung der BASF ein und war dort mehrere Jahre bei der Konstruktion und Planung von Industriebauten tätig. Bei der Errichtung des Verwaltungsgebäudes der ehemaligen I. G. Farbenindustrie Aktiengesellschaft, des sogenannten Frankfurter Hochhauses, nach den Plänen von Professor Poelzig war er mit der Bauleitung beauftragt.

Nach Abschluß dieser Tätigkeit übernahm er das gesamte Bauwesen des Ludwigshafener Werkes.



Die drei Jahrzehnte, die Baudirektor Dr. Santo jetzt an der BASF tätig ist, waren erfüllt von großen Bauaufgaben. In Ludwigshafen und vielen anderen Standorten der früheren IG wurden zahlreiche chemische Industrieanlagen geplant und errichtet, deren mustergültige Gestaltung überall Anerkennung fand. Dem Gebiet des sozialen Wohnungsbaues der BASF widmete Santo ebenfalls seine ganze Kraft und führte so die große Tradition des Werkes fort. Besonders bemerkenswert sind aus jüngster Zeit die unter der Leitung von Baudirektor Dr. Santo durchgeführten Wiederaufbauarbeiten der BASF, deren aus Kriegsfolgen und

der Explosionskatastrophe entstandener großer Umfang teilweise besonders schwierige Bauaufgaben erforderte. Das heutige Bild der Werkanlagen der BASF zeigt in eindrucksvoller Weise, in welchem Ausmaß sie gemästert werden konnten.

Roman Heiligenthal †.

Im Alter von 70 Jahren verstarb am 30. März 1951 Professor Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Roman Heiligenthal, der bis 1949 den Lehrstuhl für Städtebau und Städtischen Tiefbau an der Technischen Hochschule Karlsruhe innehatte.

Nach aussergewöhnlich gründlichem und vielseitigem Studium an den T. H. München, Dresden, Charlottenburg und Karlsruhe, im Laufe dessen er sich den akademischen Grad des Dipl.-Ing. sowohl auf dem Gebiet des Bauingenieurwesens als auch auf demjenigen der Architektur erworben hatte, und nach ausgedehnten Studienreisen nach Frankreich, England und Italien führte den jungen Städtebauer seine Praxis in die Brennpunkte deutscher städtebaulicher Entwicklung, zunächst in das rheinisch-westfälische Industriegebiet, dann nach Berlin, wo er sich bald einen Wirkungsbereich an maßgeblicher Stelle errang und nach dem ersten Weltkrieg als Magistratsoberbaurat der Reichshauptstadt auf die Lösung sowohl der kommunalpolitischen als auch der reinen Gestaltungsprobleme bestimmenden Einfluß nahm.

Bereits 1921 hatte sich Heiligenthal durch sein umfassendes Werk „Deutscher Städtebau“ und die darin gegebene tiefgründige Darstellung des Städtebaues als einheitliche, wirtschaftliche, rechtliche und technisch-künstlerische Disziplin einen bedeutenden Namen erworben.

1928 berief ihn seine Heimathochschule Karlsruhe als Nachfolger Höpfners auf den Lehrstuhl für Städtebau und Städtischen Tiefbau.

Durch seine vielfältigen und umfangreichen Untersuchungen der Zusammenhänge und wechselseitigen Beziehungen zwischen der Stadt als solcher und ihrer näheren und weiteren Umgebung hat Heiligenthal das Wissensgebiet der Regional-, Landes- und Raumplanung auf das Erfolgreichste befruchtet.

Instandsetzung einer beschädigten Talbrücke im Bezirk Reggio Calabria*).

Die Zahnradbahn Paola—Cosenza überschreitet bei km 9 + 388 das San Giovanni-Tal auf einer Talbrücke mit 13 überwölbten Öffnungen von 14 m Lichtweite mit einer Steigung von 75/100. Die Pfeiler sind, bis zum Kämpfer der Halbkreisgewölbe gemessen, über 20 m hoch.

Schon wenige Jahre nach der Eröffnung des Betriebes zeigten sich an dem nach Paola zu gelegenen Endwiderlager Schäden, die sich auch auf das anstoßende erste Gewölbe auswirkten. Ursache dieser Schäden waren Bewegungen, die sorgfältig beobachtet wurden. Das von ihnen betroffene Gewölbe entlastete man zunächst durch vier 160 von 16 m Länge. Die bedenklichen Erscheinungen am Endwiderlager nahmen jedoch zu, und im Herbst 1946 sah man sich nach

* Auszug aus Ingegneria Ferroviaria 1949, Juniheft.

heftigen Regengüssen veranlaßt, tatkräftige Maßnahmen zur Erhaltung der Brücke zu ergreifen, da sich das Endwiderlager langsam, aber mit zunehmender Geschwindigkeit talwärts bewegte. Um die Wirkung dieser Bewegung auf die weiteren Gewölbe auszuschalten, wurde der erste Pfeiler so verstärkt, daß er das Endwiderlager bildet und das letzte Gewölbe keinen Schub mehr auf die folgenden ausüben kann. Das so schon entlastete Endgewölbe wurde weiter durch die genannten I-Träger entlastet. Die um das Endwiderlager herum geschütteten, aus dem benachbarten San Giovanni-Tunnel stammenden Massen wurden abgegraben, und hinter dem Endwiderlager wurde ein begehbarer Graben zur Ableitung des Hangwassers hergestellt (Bild 1).

Die Bauarbeiten begannen mit der Verstärkung des ersten Zwischenpfeilers, der auf der Hangseite bis zu einer Tiefe von etwa 19 m unter dem Kämpfer freigelegt wurde. Dabei stieß man auf

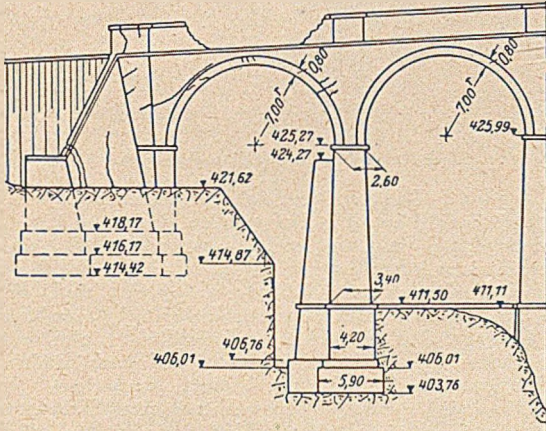


Bild 1. Verstärkung des ersten Pfeilers als Essatzwiderlager.

festen Tonschichten von geringer Mächtigkeit, darunter auf eine Schicht von Sand und Geröll, auf dem die Betonsohle des im übrigen gemauerten Pfeilers auflag. Angetroffene Wasseradern erhöhten die Sorge um den Bestand des Pfeilers um so mehr, als die Grundsohle des Endwiderlagers nur etwa 11 m unter dem Kämpfer der Gewölbe, d. h. rd. 11 m über der Grundsohle des ersten Pfeilers, liegt. Man mußte daher bei der Freilegung des Pfeilers sehr vorsichtig und schrittweise unter sorgfältiger Aussteifung der Baugrube mit Holzrahmen vorgehen, um das Endwiderlager nicht zu gefährden. In die Kies- und Geröllschicht wurde Zementmörtel eingepreßt, um ihr dieselbe Festigkeit zu geben, wie sie der auf ihr gegründete Betonsockel des Pfeilers aufweist. Auf dem so geschaffenen festen Grund wurde das Mauerwerk zur Verbreiterung des Pfeilers auf der dem Endwiderlager zugekehrten Seite im Verband mit dem alten Mauerwerk hochgeführt.

Bei dem zweiten Abschnitt der Instandsetzungsarbeiten handelte es sich darum, das alte Endwiderlager zu sichern. Seine Bewegungen konnten da herrühren, daß der ganze Hang auf einer tiefer als die Gründung liegenden Fläche talwärts rutschte, wobei der Schub mitwirkt, den die Hinterfüllung des Widerlagers mit den aus dem San Giovanni-Tunnel herrührenden Massen ausübt. Die Bewegung konnte aber auch durch die Wasseradern und deren schmierende Wirkung auf die Tonschicht verursacht sein, auf die das Endwiderlager gegründet ist. Diese Wasseradern, von denen eine, wie sich bei der Freilegung des Widerlagers herausstellte, 150 l/h lieferte, wurden durch eine Steinpackung auf einer über der Gründungssohle des Widerlagers auf der Bergseite liegenden Betonsohle aufgefangen und abgeleitet, so daß kein Wasser an die Grundsohle und die Tonschicht gelangen kann (Bild 2).

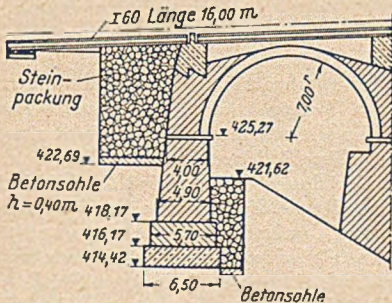


Bild 2. Sicherung des alten Widerlagers.

hergestellt, die etwas unter der Grundsohle liegt. Um während dieser Arbeiten den Betrieb auf der Brücke aufrechtzuerhalten, wurden in Verlängerung der bereits erwähnten I-Eisen über dem Gewölbe vier Zwillingsträger aus I 60 von 16 m Länge über dem Widerlager verlegt.

Seit Beendigung der Instandsetzungsarbeiten wurden keine Bewegungen mehr an dem Widerlager beobachtet; die Ursachen der Schäden dürften also endgültig beseitigt sein. W e r n e k k e.

Besondere Probleme beim Peilen im Tidegebiet.

Beim Peilen wird die Wassertiefe von dem jeweils am Peilort herrschenden Wasserstand bis zur Flußsohle gemessen. Da dieser Wasserstand besonders im Tidegebiet ständigen Schwankungen unterworfen ist, gehört die Bestimmung der Wasserstandshöhe im Augenblick des Peilens als wesentlicher Bestandteil zur Auswertung der Peilergebnisse. Sofern in unmittelbarer Nähe des Peilortes ein Pegel steht, ist die Beziehung zwischen dem Peilwasserstand und dem für die Tiefeneintragung auf den Karten maßgebenden Kartennull leicht abzulesen. Mit zunehmender Entfernung vom Standort des Pegels wirken aber Einflüsse auf den Wasserstand, die eine direkte Ableitung des Wasserstandes am Peilort vom Pegelstand nicht mehr mit ausreichender Genauigkeit gestatten. Besonders für die Beobachtung von Sohlenveränderungen, Verschiebung der Wattkante und Wanderung der Sände ist eine Genauigkeit der Peiltiefen von etwa 1 dm erwünscht. Das ist im Tidegebiet nur im Umkreis von wenigen 100 m vom Pegel möglich oder in der Nähe des Ufers, wo der Wasserstand von Landmarken aus eingemessen werden kann.

Zur Ermittlung des Wasserstandes an einem Punkte zwischen zwei Pegeln wird meistens zwischen den zur gleichen Zeit abgelesenen Wasserständen an den beiden Pegeln geradlinig interpoliert. Da die Gefällelinie jedoch zu keiner Zeit streng genommen geradlinig verläuft — besonders in der Nähe der HW- und NW-Scheitel —, birgt dieses Verfahren zum Teil erhebliche Fehler in sich. Noch ungünstiger wird es, wenn man von einem Pegel aus nur mit einem einmal berechneten mittleren Gefälle den Höhenunterschied bis zum Peilort bestimmt. Die Form dieser Gefällelinie wird von mehreren Faktoren beeinflusst. Diese sind zum Teil periodisch, also rechnerisch erfassbar, zum Teil aber zufällig, so daß sie nur schwer meßbar sind und im wesentlichen Streuwerte ergeben, die die Genauigkeit beeinflussen. Die durch die Tide hervorgerufene Aenderung des Spiegelgefälles ändert sich ständig mit dem Tideablauf. Querschnitteinengungen auf der Strecke zwischen den Pegeln bewirken Aufstau und Verringerung des Gefälles, Querschnittveränderungen das Gegenteil. Krümmungen und Verastelungen haben ähnliche Wirkung. Diese Einflüsse lassen sich durch Messungen und Beobachtungen des Gefälleverlaufes in jeweiligen Tidezeiträumen (Stunden nach THW und nach TNW) ermitteln.

Die im Niederelbegebiet bisher angewandten Verfahren zur Umrechnung der Peilwasserstände wurden bezüglich der bei ihnen auftretenden Streuungen näher untersucht. Auf Grund der örtlichen Verhältnisse sind in den einzelnen Abschnitten verschiedene Verfahren üblich, die auch anderen Orts in ähnlicher Form angewandt werden. Die oben dargelegten Einflüsse werden bei diesen nur teilweise berücksichtigt. Wird die Tidekurve eines Pegels zeitlich zum Peilort verschoben gedacht (Abb. 1), so wird zwar die Tidebewegung zur Zeit der Peilung allgemein übertragen, aber ihre Aenderung, die sie in Form und Höhe auf der Strecke bis zum Peilort erfährt, vernachlässigt. Bei einer Prüfung dieses Verfahrens auf einer 28 km langen Strecke wurden unter normalen Verhältnissen Streuwerte um 5 dm festgestellt. Bei einem anderen Verfahren wird aus ermittelten Beobachtungswerten der jeweilige Höhenunterschied zwischen dem Wasserstand am Pegel und mehreren Abschnitten der

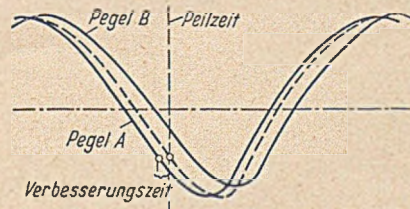


Abb. 1.
— Tidekurve am Peilort.
- - In den Peilort verschoben gedachte Tidekurve.
Am Pegel A wird um die Verbesserungszeit vor der Peilzeit abgelesen.

Strecke zu verschiedenen Zeiten der Tide (von Stunde zu Stunde) angegeben. Auch hier bleibt die Aenderung der Form der Tidekurve unberücksichtigt. Bei diesem Verfahren wurden Streuwerte von 4 bis 6 dm ermittelt (Abb. 2). Ein verfeinertes Verfahren gibt aus einer

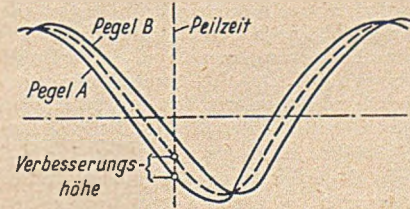


Abb. 2.
— Mittlere Tidekurve.
- - Für den Peilort interpolierte Pegelkurve.
Die Verbesserungshöhe wird zum Pegelstand in A bei Peilzeit addiert.

Reihe von Beobachtungen mittlere Verbesserungswerte für jeden Punkt der Strecke in Kurvenscharen an, die im allgemeinen die Formänderung der Tidekurve berücksichtigen, aber ihre Abhängigkeit von Tidelub, absoluter Höhe des HW (oder NW) und jeweiligem Höhenunterschied bis zum nächsten Pegel vernachlässigen

(Abb. 3)*). Hierdurch ergeben sich noch Streuungen von etwa 2—3 dm.

Bei diesen Verfahren wird der Umrechnungswert nur auf die Ablesung eines Pegels bezogen. Dadurch wird ein Haupteinfluß auf die Verbesserungswerte, nämlich das Gefälle des Wasserspiegels von einem Pegel zum anderen, nur mit einem Mittelwert berücksichtigt. Es wird einleuchten, daß diese Annahme die verfeinerte Ausschaltung anderer Einflüsse in gewissem Grade überflüssig macht. Daher wird vorgeschlagen, aus einer Beobachtungsreihe (von 2—4 Wochen) mit Zwischenpegeln den Unterschied der Wasserstände zu ermitteln, der sich durch die geradlinig zwischen den Hauptpegeln interpolierten Höhen und die Ablesung an den Zwischenpegeln in den verschiedenen Tidezeiten ergibt. Diese Unterschiede sind in Kurvenscharen aufzutragen (Abb. 4), und zwar getrennt für normales HW, 0,5 m und 1,0 m überhöhtes und 0,5 m niedrigeres HW, da gerade die absolute Wasserstandshöhe wegen der Überströmungshöhen der Sände und Watten die Tidekurvenform erheblich beeinflußt. Die Werte können ebenso auch in Tabellenform aufgetragen werden. An breiten Strömen und im Wattengebiet mit Querströmungen sind Zwischenpegel auf beiden Seiten des Hauptstromes erforderlich. Da dann in dieser Ermittlung alle wesentlichen Einflüsse enthalten sind, dürfte eine Genauigkeit von 1 dm zu erwarten sein, so daß aus hiernach umgerechneten Peilwasserständen auch Schlüsse auf kleinere Veränderungen im Flußbett oder Wattengebiet zu ziehen sind.

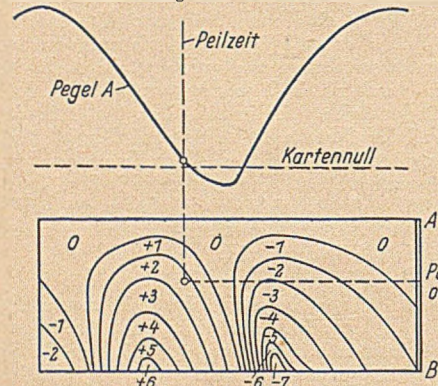


Abb. 3. Die Verbesserungswerte in dm werden zum Pegelstand in A bei Peilzeit addiert.

tigt, nämlich soweit sie sich direkt auf das Gefälle von Pegel zu Pegel auswirken. In normalen Fällen, bei denen auch gepellt wird, werden sie aber nur wenig hervortreten. Die Ermittlung der Gefällekurven kann je nach der zu fordernden Genauigkeit verfei-

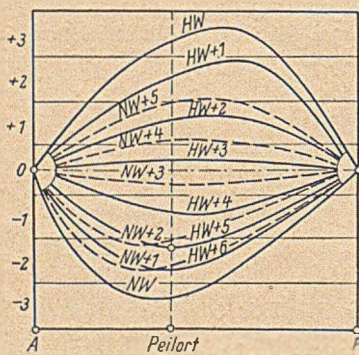


Abb. 4.
— Kurven für . . Stunden nach HW
- - Kurven für . . Stunden nach NW
(Verbesserungswerte in dm)

Die zwischen den Pegelbeobachtungen bei A und B zur Peilzeit für den Peilort interpolierte Höhe wird um die Verbesserungswerte verändert.

nert werden, schließlich kann man auch die zufälligen Einflüsse noch in gewissem Grade berücksichtigen, wenn sie beim Peilen gemessen werden (besonders Wind). Je nach der Örtlichkeit wird zu entscheiden sein, bis zu welcher Entfernung vom Pegel das Spiegelgefälle mit hinreichender Genauigkeit jederzeit als geradlinig angenommen werden kann. Danach ist der Abstand der einzusetzenden Zwischenpegel zu bestimmen. Die Streuwerte, die sich bei der Beobachtung der Zwischenpegel ergeben, sind dann ein Maß für die erreichbare Genauigkeit. Da die Pegelablesungen und Peilungen mit dem Echolot heutzutage auf wenige cm genau ausgeführt werden können, ist für eine zuverlässige Vermessung des Fluß- oder Seegrundes die Genauigkeit ausschlaggebend, die bei der Übertragung der Wasserstandshöhe auf den Peilort erreicht werden kann.

Bauassessor Ernst Müller.

Kleiner Schaufellader.

Die in den letzten zehn Jahren entwickelten Einrichtungen zum Umladen von Schüttgütern sind im allgemeinen größere Geräte, die nur bei größeren Umschlagmengen und genügender Ausnutzung wirtschaftlich arbeiten. Um aber auch kleinere Mengen Massengüter wirtschaftlich umzuschlagen, entstand kürzlich ein wendiger Klein-Lader, der 25 bis 40 m³/h leistet und nur 1,5 t wiegt.

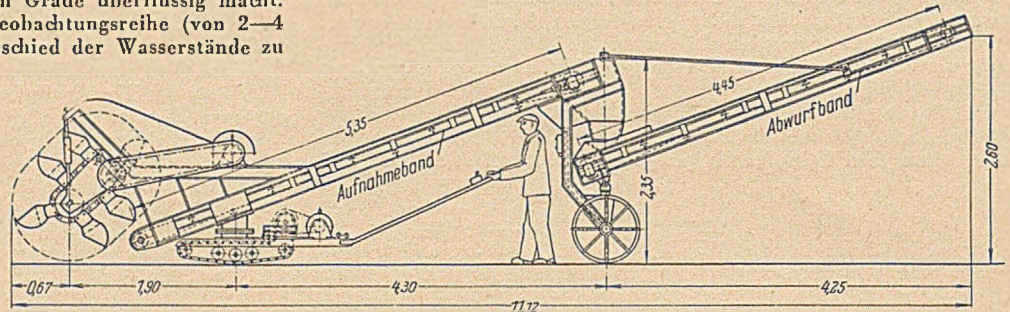


Abb. 1. Kleiner Becherwerkallader zum Umladen von Massengütern*).

Durch eine am Ladekopf umlaufende Becherkette des Laders (s. Abb.) wird das Schüttgut in Korngrößen bis 80 und 100 mm aufgenommen und auf ein Aufnahmeband abgeworfen. Da ein besonderes Verhältnis zwischen den beiden Umlenkrädern der Becherkette besteht und die Becher an der Kette aufgestellt sind, wird das Schüttgut, auch wenn es zum Zusammenbacken neigt, restlos aus den Bechern entleert. Das Aufnahmeband beschickt ein Abwurfband, dessen Ausleger auf zwei Rädern ruht und nach beiden Seiten schwenkbar ist. Die Aufnahmevorrichtung (Becherkette) und das Aufnahmeband sind auf einem Fahrwerk mit einer Einketten-Raupe aufgebaut, das durch eine Deichsel gelenkt wird und ebenfalls nach beiden Seiten im Kreise schwenkbar ist. Die ganze Einrichtung ist also auf drei Punkten gelagert und paßt sich dadurch Bodenunebenheiten an, ohne daß Verwindungen eintreten. Die Becherkette und die Raupe werden durch je einen 5-PS-Elektrotriebmotor angetrieben. Zum Antrieb der Förderbänder dienen 2-PS-Getriebemotoren. Den Fahrmotor schaltet der Bedienungsmann durch einen Hebel an der Lenkdeichsel. Die anderen beiden Motoren dagegen werden an einer Tafel am Stützbock geschaltet. — Alle dem Verschleiß ausgesetzten Teile sind leicht auswechselbar.

Dipl.-Ing. Riedig.

* Hersteller: Josef Riester, Maschinenfabrik, Bochum-Linden.

Förderband mit vergrößertem Ladequerschnitt.

Die Belademöglichkeit normaler Förderbänder ist durch die Gurtbreite begrenzt, durch die zusammen mit der Gurtgeschwindigkeit die Leistungsfähigkeit bestimmt wird. Die Gurtgeschwindigkeit läßt sich nicht beliebig steigern, weil infolge des Beharrungsvermögens bei zu großer Geschwindigkeit das Fördergut nicht mehr mitgenommen wird. Um trotzdem eine größere Leistung zu erzielen, entstand ein Förderband, dessen Gurt über seine Breite hinaus beladen werden kann. Möglich wurde dies, indem man den Gurt nicht nur auf Rollen, sondern auch durch das Traggerüst führte.

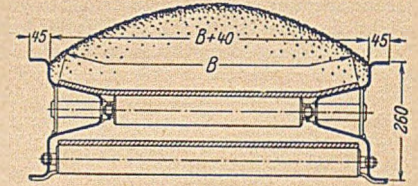


Abb. 1. Querschnitt eines Trog-Gurtförderers.

Das Traggerüst ist an den Seiten trogartig erweitert (Abb. 1), so daß der Gurt auf den seitlichen Wangen gleitet. Auf diese Weise erhält das neue Förderband (Josef Riester) die Kennzeichen eines normalen Förderbandes und eines Trogförderers (Trog-Gurtförderer). Durch die Vergrößerung des Materialquerschnittes wird die Leistung mit einem Gurt von z. B. 500 mm Breite dieselbe wie die eines normalen Förderbandes mit 650 mm Gurtbreite. Die beiden wangenförmigen Seitenteile des Gerüsts sind durch zwischengespannte und eingeschweißte Verbindungsteile zu einem verwindungssteifen Rahmen vereinigt. Der mittlere Teil des oberen Gurtstranges, der die Hauptlast aufzunehmen hat, liegt auf geraden Tragrollen auf, und die weniger belasteten Ränder des Gurtes gleiten auf den Wangen. Das Gleiten verursacht praktisch keinen vermehrten Kraftaufwand zum Bewegen des Gurtes. Durch die Wangen läuft außerdem der Gurt auch bei voller Belastung immer glatt. Ohne Wangen tritt ein gewisser wellenförmiger Lauf des Gurtes auf.

Gebaut wird der Trog-Gurtförderer in tragbarer und fahrbarer Ausführung und als zerlegbare Bandstraße.

* Entwickelt von Dr. Hensen in einer nicht veröffentlichten Studie des gewässerkundlichen Büros der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Hamburg.

In der tragbaren Ausführung ist das Band 2 bis 10 m lang (Zunahme je 1 m). Angetrieben wird der Gurt durch eine 2-PS-Elektro-Getriebetrommel. Die Geschwindigkeit beträgt 0,52; 1,05; 1,31 (normal) oder 1,68 m/sec. Leistungen und Gewichte enthält die Zahlentafel 1.

Zahlentafel 1.

Gurtbreite mm	Leistung m ² /h	Gewicht bei Längen (in m) von								
		2 kg	3 kg	4 kg	5 kg	6 kg	7 kg	8 kg	9 kg	10 kg
300	40	115	134	153	172	191	210	229	248	267
400	70	124	145	166	187	208	229	250	271	292
500	100	132	161	184	207	230	253	276	299	322
650	150	165	192	219	246	273	300	327	354	381

In der fahrbaren Ausführung, die mit einer Verstellvorrichtung der Abwurfhöhe versehen sein kann, liegt die Förderlänge zwischen 10 und 20 m.

Zahlentafel 2.

Gurtbreite mm	Leistung m ² /h	Gewichte der Teile (Abb. 2)			
		1 und 2 kg	3 kg	4 kg	5 und 6 kg
300	50	165	76	91	125
400	85	175	78	93	135
500	120	185	80	95	145
650	180	210	83	98	160

Die zerlegbare Bandstraße (Abb. 2) mit Förderlängen über 20 m besteht aus dem Antriebskopf 1, dem Antriebsstoß 2, den Normalstößen 3, dem Verdeckstoß 4, dem Endstoß 5 mit Schiebestück und dem Spannstoß 6. Beim Zusammenbau schiebt man die Stöße ineinander und verschraubt sie durch Laschen. Leistungen und Gewichte der einzelnen Teile bringt die Zahlentafel 2.

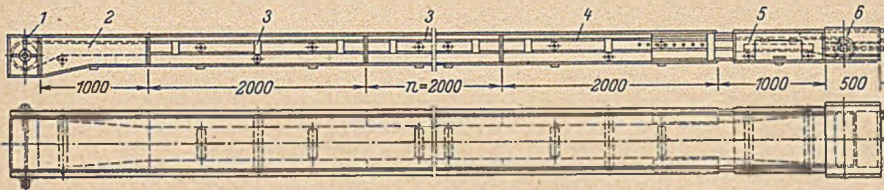


Abb. 2. Trog-Gurt-Bandstraße.

Hersteller: Josef Riester, Bochum-Linden.

Dipl.-Ing. Riedig.

Building Research Congress 1951.

In London findet vom 11. bis 20. September 1951 erstmalig ein Building Research Congress statt, der sich zur Aufgabe gestellt hat, eine Übersicht über die neuesten auf Versuche begründeten Fortschritte im Bauwesen zu geben. Die zukünftige Entwicklung wird dargestellt in drei Abteilungen:

1. Konstruktiver Ingenieurbau, einschl. Mechanisierung und Vorfertigung,
2. Baustoffe,
3. Wohnlichkeit und Haushaltstechnik.

Hochschulnachrichten

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1950/1951:

Die Gesamtbesucherzahl war:

T. H.	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer d) beurlaubt	Insgesamt	Davon	
					Dtsch.	Ausländer
Aachen	3652	—	c) 46 d) 39	3737	3631	106
Berlin	3055	—	c) 4 d) 140	3199	3146	53
Braunschweig	1958	—	c) 25 d) 445	2428	2390	38
Darmstadt	2936	—	c) 22 d) 81	3039	2952	87
Dresden ¹⁾	—	—	—	—	—	—
Hannover	2135	—	c) 17 d) 12	2164	2129	35
Karlsruhe	3763	9	d) 177	3949	3854	95
München	4347	188	d) 54	4535	4332	203
Stuttgart	4095	—	c) 196 d) 342	4633	4544	89

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für:

T. H.	Bauingenieurwesen mit Vermessungswesen	Architektur	Maschinenbau und Schiffbau	Elektrotechnik	a) Chemie und b) Pharmazie		a) Bergbau und b) Hüttenkunde		Mathematik und Physik	Höhr. Lehramt, Kultur u. Staats- wissenschaften, Allgem. Volks- wirtsch., Wirtschaftswissenschaft und Betriebswirtschaft
					a)	b)	a)	b)		
Aachen	447	390	792	703	a) 181 b) 84	a) 355 b) 436	157	107		
Berlin	646	535	448	428	a) 359 b) 71	71	269	372		
Braunschweig	305	303	353	289	417	—	124	167		
Darmstadt	846	468	458	492	a) 352 b) —	—	169	151		
Dresden ¹⁾	—	—	—	—	—	—	—	—		
Hannover	666	313	392	318	204	—	67	175		
Karlsruhe	1001	547	846	597	a) 370 b) 212	—	210	166		
München	1031	680	573	627	a) 320	—	378	434*)		
Stuttgart	662	985	604	519	a) 384	—	406	535		

* Landwirtschaft.

¹⁾ Keine Angaben erhalten.

Technische Universität Berlin.

Dr.-Ing. Werner Koepcke ist mit Wirkung vom 1. April 1951 zum ordentlichen Professor an den Lehrstuhl für Stahlbetonbau als Nachfolger des emeritierten Professor Dr.-Ing. Dischinger berufen worden.

Technische Hochschule Karlsruhe.

Die Fakultät für Bauwesen der Techn. Hochschule Karlsruhe hat unterm 5. März 1951 Dr.-Ing. habil. Wolfgang Herberg die venia legendi für das Fach „Stahlbeton-Brückenbau“ erteilt.

Technische Hochschule Stuttgart.

Anlässlich seines 75. Geburtstages wurde Dr.-Ing. Dr.-Ing E. h. Dr.-Ing. E. h. Karl Imhoff die Würde und der Grad eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen, nachdem ihm bereits in früheren Jahren von den Hochschulen Karlsruhe und Aachen die gleiche Würdigung zuteil geworden ist.

Regierungsbaumeister a. D. Ludwig Lenz, Vorsitz der Vorstandes der Ed. Züblin AG., Stuttgart-N., Königstr. 14, und Mitglied des Vorstandes des Deutschen Beton-Vereins (E.V.), ist von der Technischen Hochschule Stuttgart zum Ehrensenator ernannt worden.

Bücherschau

Drechsel, Walther: Die Gleitschalung. Methodik und Behandlung technischer und wirtschaftlicher Fragen bei der Anwendung. VIII, 96 S. mit 150 Textabb. Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 10,— DM, geb. 12,— DM.

Der Verfasser hat sich bemüht, das Wissenswerte über die Gleitschalung in aller Ausführlichkeit zusammenzustellen und durch Erläuterungen sowie kritische Beurteilung von Ausführungsbeispielen das Wesen dieser Bauweise klarzumachen. Sowohl alle theoretischen Fragen, welche mit der Gleitschalung zusammenhängen, werden behandelt, wie z. B. der seitliche Betondruck oder die Knickbeanspruchung der Kletterstäbe, als auch vor allem viele praktische Einzelheiten und Erfahrungen mit reicher Bebilderung, welche bei der Konstruktion und Bedienung der Gleitschalung zu beachten sind. Die Unterlagen aus der Praxis wurden hauptsächlich von den Firmen: Gleitbau Klotz & Co., Dyckerhoff & Widmann K.-G., Siemens-Bauunion GmbH. beigetragen. Die neueren Gleitschalungsentwicklungen letzterer Firma sowie die Gleitschalung für Schüttnbetonbauten der Hoch-Tief A.-G. und die stählerne Gleitschalung von Otto Zink werden allerdings noch nicht erwähnt.

Abschließend werden in dem Buche noch Fragen der Organisation des Baubetriebes sowie der Wirtschaftlichkeit der Gleitbauweise behandelt, so daß das Thema der Gleitschalung von allen Seiten ausführlich beleuchtet erscheint.

Das Buch kann allen Interessenten sehr empfohlen werden.

Gattner.

Suter, Ernst, u. Traub, Ernst: Die Methode der Festpunkte. Vereinfachtes Verfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Konstruktionen mit Beispielen aus der Praxis, insbesondere von Stahlbetontragwerken. 3., neubearbeitete Aufl. XII, 216 S. mit 232 Textabb. u. 7 Taf. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1951, Springer-Verlag. Geb. 21,— DM.

Die Neubearbeitung des Suterschen Werkes durch den erfahrenen Leiter eines bedeutenden Konstruktionsbüros, der wie Suter der Schule von Mörsch entstammt, wird nicht nur von den Entwurfsingenieuren, sondern auch von den mit der Prüfung befaßten Stellen begrüßt werden, da hier ein Berechnungs- und Kontrollverfahren mit unbestreitbaren Vorzügen in verbesserter Form wieder herausgebracht wird. Das Festpunktverfahren ist in der vereinfachten Gestalt, die ihm Traub, angeregt durch Guldansche Gedankengänge, gibt, hervorragend geeignet, schnell einen Überblick über die Momentenermittlung und -verteilung bei hochgradig unbestimmten Rahmentragwerken zu schaffen. Dabei ist es sein Vorzug vor anderen Verfahren, durch besondere Anschaulichkeit ungemein anregend auf die konstruktive Phantasie zu wirken und Fehlerquellen im Rechnungsgang leicht erkennbar werden zu lassen. Die radikale Kürzung gegenüber den früheren Ausgaben, die Ausstattung mit Hilfstafeln und ausführlich behandelten Musterbeispielen erhöhen den Wert und die praktische Brauchbarkeit der Arbeit des Herausgebers.

Hannemann.

Kirchner †/Müllenhoff: Rüstungsbau. Aufstell- und Lehrgestelle für Stahl- und gewölbte Brücken nebst Schal-, Arbeits- und Hilfsgerüsten. 2. Aufl. I. Bd.: XI, 178 S. mit 253 Textabb. Geh. 21,50 DM, Leinen 24,— DM. II. Bd.: XI, 136 S. mit 152 Textabb. Geh. 16,50 DM, Leinen 19,— DM. Berlin 1951, Wilh. Ernst & Sohn.

Diese teilweise umgearbeitete, teilweise erweiterte Neuauflage zeigt an Hand ausgeführter Beispiele die Entwicklung des Gerüstbaues während der letzten 50 Jahre. Das Interessante dieses Buches ist, daß es einen Überblick über frühere und jetzige Konstruktionen gibt und dadurch gleichzeitig zu einem Teil der Geschichte des Brückenbaues dieses Zeitraumes wird.

Holz-, Profilstahl-, Rohrstrahlgerüste für die Errichtung von Stein-, Beton- und Stahlbrücken, Konstruktionen für den Freivorbau, zum Anheben, Verschieben, Einschwimmen von Brücken und anderes mehr werden im Ganzen und im Detail behandelt. Veraltete wie neue, sparsame und aufwendige, konservative und kühne Konstruktionen findet man in gleicher Weise, so daß der Leser Vergleiche ziehen kann und seine Phantasie angeregt wird.

Jeder mit der Ausführung von Bauwerken betraute Ingenieur kennt die Wichtigkeit, ja die oft ausschlaggebende Bedeutung einer richtig entworfenen wirtschaftlichen Rüstung, die sich immer wieder an geänderte Bedingungen und an die zur Verfügung stehenden Montagegeräte anpassen und mit der Entwicklung des Bauwesens Schritt halten muß. Bei der Ausführung solcher Arbeiten wird das vorliegende Buch wertvolle Dienste leisten.

Professor Konrad Sattler.

Handlos, Otto: Handbuch für Baustatik und Stahlbetonbau. 2., erweiterte Aufl. IX, 459 S. mit 250 Abb., 55 Figuren, 105 Beispielen, einer Anleitung für die Baukontrolle, den einschlägigen mathematischen und trigonometrischen Formeln u. 60 Zahlentafeln. Wien 1949, Manzsche Verlags- und Universitätsbuchhandlung. Geh. 15,— DM, Ganzleinen 18,— DM.

Das 1947 erstmalig auf dem Büchermarkt erschienene Werk ist jetzt überarbeitet und ergänzt in 2. Auflage herausgebracht. Es ist außerdem um das Kapitel „Das n-freie oder Sicherheitsgradverfahren im Stahlbetonbau“ erweitert worden.

Der Verfasser bezeichnet sein Werk selbst als Handbuch, es enthält daher außer den elementaren Sätzen der Statik und des Stahlbetons, die 120 Seiten einnehmen, auf 156 Seiten 90 praktische Beispiele für und auf 104 Seiten 60 Tabellen. Außerdem sind auf 14 Seiten „Baukontrollen“ über Betonherstellung, Einschaltungen usw. beschrieben, ein weiteres Kapitel ist auf 35 Seiten der Mathematik gewidmet.

Es ist natürlich nicht möglich, in dieser dichtgedrängten Form alle Kapitel der Statik und des Stahlbetons ausführlich zu behandeln. Das ist vom Verfasser offenbar auch nicht gewollt. Immerhin bringt das außerordentlich vielseitige Handbuch alles das, was man im täglichen Leben braucht. Sonderfälle sind natürlich fast gar nicht behandelt. Aus diesem Grunde wird das Werk vor allem für den Studierenden wertvoll sein, es ist aber auch für den in der Praxis stehenden Ingenieur als Nachschlagewerk sehr gut geeignet. Der Anfänger wird beim Selbststudium ohne besondere Anleitung einige Schwierigkeiten haben.

Sämtliche Kapitel des Werkes sind sehr inhaltsreich, die Statik erstreckt sich z.B. von der Behandlung der Kräfte bis zu den statisch unbestimmten Rahmen. Ebenso ist es im Kapitel des Stahlbetonbaues. Auch im Kapitel „Mathematik“ werden sowohl die elemen-

taren Flächen- und Körperberechnungen wie auch die Differential- und Integralrechnung kurz behandelt.

Das Handbuch soll nicht direkt ein Lehrbuch sein, im Lehrbuch würden die Zahlenbeispiele zweckmäßiger bei den theoretischen Betrachtungen stehen, dadurch wird das lästige Umblättern vermieden. Außerdem ist es nicht vorteilhaft, ein Lehrbuch mit 104 Seiten Tabellen zu belasten. — Das am Schluß des Werkes auf 22 Seiten beschriebene Sicherheitsgradverfahren wird mit seinen 6 Zahlenbeispielen mit Vergleichen zwischen dem n-Verfahren und dem n-freien Verfahren besonderes Interesse finden.

W. Tramitz.

Winkel, Richard: Angewandte Hydromechanik im Wasserbau. Ein Handbuch für Studium und Praxis. 3., erweiterte Aufl. VII, 143 S. mit 91 Textabb. Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn. Steifgeh. 11,60 DM.

Das nunmehr in 3. Auflage erscheinende bekannte Buch wurde um 8 neue Abschnitte, in denen u. a. Erkenntnisse des Verfassers wiedergegeben werden, erweitert. So werden Ausführungen über Windeinwirkung, freie Wasserstrahlen, offene Venturikanäle, zusammengesetzte Rohrleitungen und Eisdrift in gedrängter Darstellung gebracht.

Als Ergänzung der schon früher gebrachten Grundzüge der angewandten Hydromechanik sind ferner neu hinzugefügt: Abschnitte über Wellen und Fließbewegungen, Froude- und Hagen-Reynoldssche Kennzahlen, über die Strömung im Grundwasser. Es dürfte sich empfehlen, diese letztgenannten Abschnitte in einer späteren Auflage in die am Anfang des Buches aufgeführten „Grundzüge“ mit einzuarbeiten. Im übrigen sind die aus der 2. Auflage bekannten Abschnitte übernommen. Druck und Papier sind wieder in friedensmäßiger vorzüglicher Weise durch den unermüdeten Verlag hergestellt.

Preß.

Duriez, M.: Traité de Matériaux de Construction. Tome I. 799 S. mit 261 Textabb. u. 172 Abb. auf 38 S. Paris 1950, Dunod. Ganzleinen 5.400 fr.

Als Frucht einer 15jährigen Tätigkeit als Direktor des bekannten Laboratoire Central des Ponts et Chaussées in Paris und gleichzeitig als Ergebnis einer 10jährigen Lehrtätigkeit als Professor an der École Nationale des Ponts et Chaussées hat M. Duriez einen stattlichen Band „Abhandlung der Baustoffe“ vorgelegt. Sieben umfangreiche Kapitel befassen sich mit allgemeinen Baustoff-Fragen, den natürlichen Gesteinen, den Zuschlagstoffen, den Bindemitteln, den hydraulischen Mörteln und Betonen, den Gipsen, den Tonen und keramischen Baustoffen, den Gläsern und — den ersten Band abschließend — mit den bituminösen Bindemitteln. In einem weiteren Bande sollen die Bitumenmörtel und Bitumenbetone, die Feuchtigkeitsperrstoffe, Kautschuk, Anstrichstoffe, plastische Massen, Holz, Stahl und andere Metalle behandelt werden.

Für die deutschen Gegebenheiten stellt das Werk einen aufschlußreichen Rechenschaftsbericht über den derzeitigen Stand der französischen Baustoff-Forschung und Baumormung dar.

Das gut ausgestattete und reichlich mit Bildern versehene Werk sollte in unseren wissenschaftlichen Instituten, Materialprüfinstituten und überall dort nicht fehlen, wo man mit der Entwicklung von Prüfverfahren befaßt ist.

A. Hummel, Aachen.

Eingegangene Bücher

Die Schriftleitung behält sich vor, die nachstehend aufgeführten Neuerscheinungen gelegentlich zu besprechen.

Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch, Mittelrheingebiet, Abflußjahr 1947. Herausgegeben von der Wasserstraßenverwaltung Rheinland-Pfalz, Landesamt für Gewässerkunde in Koblenz. 37 S. mit Übersichtskarte. Koblenz 1951. Zu beziehen durch Wasserstraßenverwaltung Rheinland-Pfalz, Landesamt für Gewässerkunde, Koblenz, Rheinanlagen 15, zum Preise von 5,— DM.

INHALT: Die Wiederherstellung der Überführung des Mittellandkanals über die Weser in Minden in den Jahren 1945 bis 1949 (1. Teil). — Der Einfluß von Gründungstiefe und begrenzter Schichtmächtigkeit auf die Druckausbreitung im Baugrund. — Der Brückenbau der Deutschen Bundesbahn im Jahre 1950 (Schluß). — Die Schleuse ohne Wasserverbrauch (1. Teil). — Vermischtes: Dr.-Ing. Hugo Carl Klamm 75 Jahre. — Dr.-Ing. E. h. Camill Santo. — Roman Heiligenthal †. — Instandsetzung einer beschädigten Talbrücke im Bezirk Reggio Calabria. — Besondere Probleme beim Peilen im Tidegebiet. — Kleiner Schaufellager. — Förderband mit vergrößertem Ladequerschnitt. — Building Research Congress 1951. — Hochschulforschung. — Bücherschau. — Eingegangene Bücher. — Zeitschriftenchau. — Beilage „Der Stahlbau“.

„Die Bautechnik“ mit Beilage „Der Stahlbau“ Lizenz Nr. 143. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Fernsprecher: 87 15 56. Schriftleitung: Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. Johannes Peters, ebendort. Monatlich ein Heft, Bezugspreis vierteljährlich 9,— DM (Ausland nur ganzjährlich 36,— DM) und Zustellgeld im voraus zahlbar. Bestellungen nimmt jede wissenschaftliche Buchhandlung und jede Postanstalt oder der Verlag entgegen. Postcheckkonto: Berlin-West 1688. Abbestellung einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres. Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten an:

E P P A G, 41—45 Neal-Street, London W. C. 2.

Anzeigenverwaltung: Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Druck: Oskar Zach o.H.G., Berlin-Wilmersdorf.



VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Boerner

Statische Tabellen

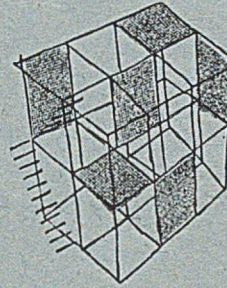
**Amtliche Vorschriften
Belastungsangaben und Formeln
zur Aufstellung von
Berechnungen für Baukonstruktionen**

13. umgearbeitete Auflage

Mit 548 Textabbildungen

DIN A 5. XII, 482 Seiten 1948. Geheftet DM 15,—
Ganzleinen DM 17,50

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168



**CONSTRUCTA
BAUAUSSTELLUNG 1951
HANNOVER 3.VII.-12.VIII.**

LANDESPLANUNG
STADTEBAU UND ORTSGESTALTUNG
BAUPLANUNG
ABC DES BAUENS
INGENIEURBAU
BAUWIRTSCHAFT
AUSLAND
BAUEN AUF DEM LANDE
DAS KLEINE HAUS
ZENTRALBÜCHEREI
KONGRESSE UND TAGUNGEN

Die Deutsche Bundesbahn gewährt Tarifvergünstigungen • Sonderzüge und Gesellschaftsreisen durch DER-Reisebüros • Auskünfte erteilt CONSTRUCTA Hannover-Messegelände

Bautenschutzmittel

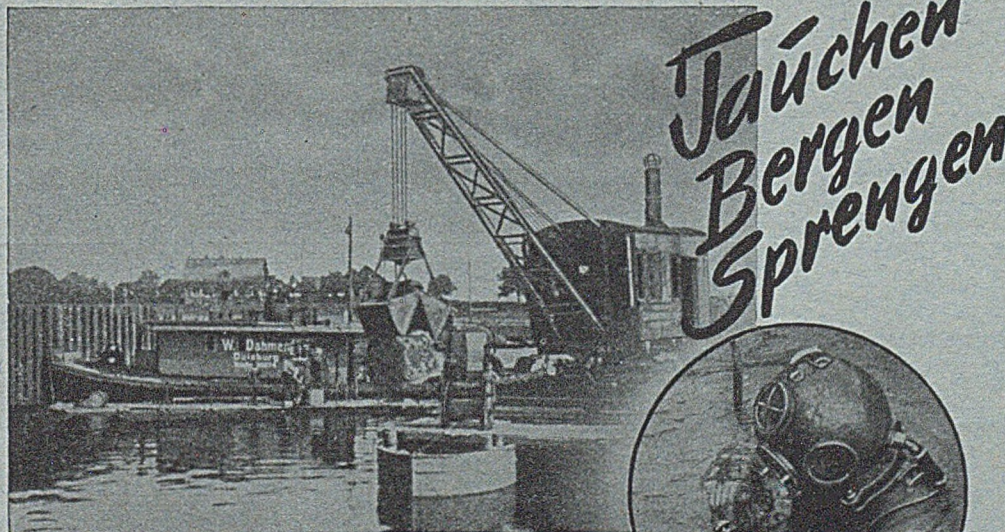
Dichtungsmittel für Mörtel und Beton / Abbindebeschleuniger, Frostschutzmittel / Schutz- und Farb-anstriche / Belagmassen und Fugenkitt / Konservierungs- und Imprägnierungsmittel / Sika-Keramik



**Sika G.m.b.H., Chemische Fabrik
Durmshheim b. Karlsruhe, Fernruf 14**

Anzeigen

erwecken Nachfrage



W. DAHMEN

SCHIFFERSTR. 170
FERNRUF 31913
31824
6509

Quisburg

*Täuchen
Bergen
Sprengen*

Schleusen- und Hafenausrüstungen

Haltekreuz Bauart „Oblonga“

G. L. REXROTH G. M. B. H.
Lohrer Eisenwerk · Lohr a. Main

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Soeben erschienen:

BETON-KALENDER 1951

Taschenbuch für Beton- und Stahlbetonbau
sowie die verwandten Fächer

XL. JAHRGANG / ZWEI TEILE

Herausgegeben vom Verlag
der Zeitschrift
Beton- und Stahlbetonbau

Schriftleitung: Dipl.-Ing. **Georg Ehlers**, Frankfurt a. M.

DIN A6. 1164 Seiten mit 961 Textabbild.
I. Teil Leinen, II. Teil geheftet

Zusammen DM **16.-**

Der Umfang wird um etwa die Hälfte erweitert!

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168

ESO-FAKT ROSTSCHUTZ-FARBEN

Früher Frenkel: **FAKTOR** „Nass auf Nass“

Verlangen Sie bitte **BROSCHÜRE EF 12491**

Schramm LACK- UND FARBENFABRIKEN AG. OFFENBACH-MAIN



VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN / BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

SCHAPER

Stählerne Brücken

Siebente, neubearbeitete und erweiterte Auflage in drei Bänden

Bearbeitet von Reg.-Baumeister a. D. **Kurt Brückner** und Ministerialrat **Eugen Ernst**

BAND I, TEIL 1

Einführung / Der Baustoff Stahl / Verbindungsmittel

Mit 248 Textabbildungen
Gr. 8°. XII, 207 Seiten

1949

Geheftet 18,— DM
Ganzleinen 20,50 DM

Prospekte stehen zur Verfügung

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die Gropius'sche Buchhandlung,
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168